



**Politecnico
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale,
Edile e Geotecnica – DISEG

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Strutture

**CARATTERIZZAZIONE DINAMICA E VALUTAZIONE
DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI STRUTTURE
PORTUALI ESISTENTI IN MURATURA**

La ex stazione ferroviaria di Livorno “Porto Vecchio”

Relatore:

Prof. Gian Paolo CIMELLARO

Candidato:

Raffaele TARANTINI

Correlatori:

Prof. Marco DOMANESCHI

Ing. Enrico PRIBAZ

Ing. Gianluca RUPOLO

Anno Accademico 2021/2022
Sessione di Laurea Luglio 2022



**Politecnico
di Torino**

Department of Structural, Geotechnical
and Building Engineering – DISEG

Master of Science in Civil Engineering – Structures

**DYNAMIC CHARACTERIZATION AND SEISMIC
VULNERABILITY ASSESSMENT OF EXISTING
MASONRY PORT STRUCTURES**

The former railway station of Livorno “Porto Vecchio”

Advisor:

Prof. Gian Paolo CIMELLARO

Candidate:

Raffaele TARANTINI

Co-advisors:

Prof. Marco DOMANESCHI

Eng. Enrico PRIBAZ

Eng. Gianluca RUPOLO

Academic Year 2021/2022
Graduation session July 2022

SOMMARIO

Il presente lavoro di tesi si focalizza sulla valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura portuale esistente in muratura situata a Livorno (Italia), nello specifico una ex stazione ferroviaria bombardata e ricostruita dopo la Seconda guerra mondiale.

Il percorso è iniziato con il sopralluogo e la raccolta di tutta la documentazione disponibile. Successivamente, è stato effettuato un rilievo geometrico di dettaglio per mezzo di un laser scanner. Allo stesso tempo, al fine di determinare le proprietà meccaniche dei materiali, è stata eseguita una serie di indagini e test per mezzo di termocamera, sclerometro, pacometro, martinetti piatti singoli e doppi, shove test e penetrometro. Inoltre, l'edificio è stato sottoposto a prove di vibrazione ambientale (AVT) al fine di determinarne le caratteristiche modali, quali frequenze naturali e modi di vibrare. Le misurazioni sono state effettuate utilizzando da 3 a 5 accelerometri wireless di tipo force balance (FBA) in una serie di diverse configurazioni, le quali hanno permesso il rilevamento simultaneo delle vibrazioni in tre direzioni principali. Conformemente all'analisi modale operativa (OMA), un algoritmo di decomposizione nel dominio delle frequenze (FDD) è stato sfruttato per l'identificazione dinamica. Il forte disturbo nei dintorni dell'area portuale e la scarsa qualità del suolo hanno reso difficile l'individuazione dei parametri modali della struttura. Nonostante siano state applicate specifiche tecniche di teoria dei segnali (filtro passa basso, filtro elimina banda o filtro notch) per rimuovere le interferenze, è emerso che il terreno è talmente tanto deformabile da permettere un movimento rigido dell'edificio. Per questo motivo, i sensori sulla struttura hanno manifestato le stesse frequenze di quello installato sul suolo. Sebbene un sensore di terra non sia necessario per l'identificazione dinamica di tipo output-only, sarebbe stato difficile capirlo senza il suo supporto. In aggiunta, a causa della mancanza di indagini geotecniche svolte in prossimità dell'edificio, è stato impossibile determinare le caratteristiche meccaniche e modali del suolo. I risultati delle indagini e dei test sono stati la base su cui creare un modello agli elementi finiti affidabile sviluppato in Sap2000 ma, sfortunatamente, non è stato possibile avvalersi degli esiti del monitoraggio strutturale dinamico per calibrarlo. Nello specifico, è stato impiegato un approccio a telaio equivalente per la modellazione non lineare dell'edificio in muratura, il quale ha incluso

la progettazione di specifiche cerniere plastiche. Infine, sono state eseguite una analisi modale con spettro di risposta (MRSA) e una analisi statica non lineare (Pushover – POA) per determinare la capacità della struttura e quindi l'indice di vulnerabilità sismica (SVI).

ABSTRACT

This thesis focuses on the seismic vulnerability assessment of an existing masonry port structure located in Livorno (Italy), which is a former railway station bombed and reconstructed after WWII.

The process started with the inspection and the collection of all the available documents. Then, a detailed geometric survey has been carried out through the use of a laser scanner. At the same time, in order to define the mechanical properties of materials, a set of investigations and tests have been performed by using thermographic camera, sclerometer, pachometer, single and double flat jacks, shove test, and penetrometer. In addition, the building has been subjected to Ambient Vibration Tests (AVT) to determine its dynamic characteristics such as natural frequencies and mode shapes. Measurements were made using from 3 to 5 wireless Force Balance Accelerometers (FBA) in a series of different setups, which ensured the simultaneous vibration readings in three principal directions. According to the Operational Modal Analysis (OMA), a Frequency Domain Decomposition (FDD) algorithm has been leveraged for dynamic identification. The severe noise around the harbour area and the poor soil quality make it difficult to identify the modal parameters of the structure. Even if specific signal processing techniques (low-pass filter, band-stop filter, or notch filter) were applied to remove the interferences, it appears that the soil is so deformable enabling a rigid body motion of the building. Hence, the sensors on the structure have shown the same frequencies as the one installed on the ground. Although a ground sensor is not needed for output-only identification, it would have been arduous to figure it out without its support. Moreover, due to the lack of geotechnical investigations in the proximity of the building, it proved impossible to determine the soil's mechanical and modal properties. The investigations and the test outputs have been the baseline to create a reliable finite element model developed in Sap2000, but regrettably, the dynamic Structural Health Monitoring (SHM) outcomes have not been leveraged to calibrate it. An equivalent frame approach has been employed for non-linear modelling of the masonry building, which has involved the design of specific plastic hinges. Eventually, a Modal Response Spectrum Analysis (MRSA) and a

non-linear static (Pushover) analysis (POA) have been carried out to determine the structure capacity, and thus its Seismic Vulnerability Index (SVI).

INDICE

INDICE	1
INDICE DELLE FIGURE	5
1 INTRODUZIONE.....	13
2 IL MATERIALE MURATURA	16
2.1 L'evoluzione storica delle costruzioni in muratura.....	16
2.2 I materiali costituenti.....	22
2.2.1 Blocchi in pietra	22
2.2.2 Mattoni in argilla	22
2.2.3 Blocchi in calcestruzzo	23
2.2.4 Malta.....	23
3 LE TIPOLOGIE MURARIE CLASSICHE	25
3.1 L'opus quadratum (tradizione colta)	33
3.1.1 Carichi verticali	34
3.1.2 Carichi orizzontali	39
3.2 La muratura a sacco (tradizione popolare).....	47
3.2.1 Riempimento ben organizzato e legante di buona qualità	48
3.2.2 Riempimento con poca coesione e di pessima qualità	50
3.3 La regola dell'arte	51
4 IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLA MURATURA	53
4.1 Le nuove costruzioni	56
4.1.1 Blocchi.....	56
4.1.2 Malta.....	59
4.1.3 Interfaccia blocco-malta	62
4.1.4 Materiale composito	66
4.2 Le costruzioni esistenti	68
4.2.1 Blocchi.....	68
4.2.2 Malta.....	68
4.2.3 Interfaccia blocco-malta	70
4.2.4 Materiale composito	71
5 LA MODELLAZIONE DEGLI EDIFICI IN MURATURA	77
5.1 L'analisi limite	78

5.1.1	Thrust-Network Analysis	78
5.1.2	Analysis of blocky structures	79
5.2	La modellazione semplificata.....	80
5.2.1	Telaio equivalente	80
5.2.2	Macroelementi rigidi e deformabili.....	82
5.3	Il metodo agli elementi finiti (FEM)	84
5.3.1	Micro-modellazione.....	84
5.3.2	Macro-modellazione.....	86
5.3.3	Omogeneizzazione del materiale	88
5.3.4	Modellazione multi-scala	89
5.4	Il metodo degli elementi discreti	91
6	IL MONITORAGGIO STRUTTURALE (STRUCTURAL HEALTH MONITORING)	92
6.1	Il monitoraggio statico	94
6.2	Il monitoraggio dinamico	95
6.3	Gli assiomi fondamentali del monitoraggio strutturale	95
6.4	Le fasi del monitoraggio strutturale	97
6.4.1	Valutazione operativa.....	98
6.4.2	Acquisizione dati, normalizzazione e pulitura.....	98
6.4.3	Estrazione delle caratteristiche	99
6.4.4	Sviluppo dei modelli statistici	99
6.5	I sensori.....	101
6.5.1	Pendolo.....	101
6.5.2	Sensore inclinometrico da parete	102
6.5.3	Strain gauge	103
6.5.4	Fessurimetro a piastra	104
6.5.5	Trasduttore di spostamento elettrico	105
6.5.6	Accelerometri	106
6.5.7	Sensori a fibra ottica.....	109
6.5.8	Sistemi GPS	111
7	LA CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DELLE STRUTTURE	112
7.1	L'analisi modale sperimentale	113
7.2	L'analisi modale operativa	114
7.3	Il confronto EMA vs. OMA	115
7.4	Il processo dell'identificazione dinamica.....	116

7.5	L'eccitazione della struttura	117
7.6	L'analisi dei dati: errori comuni e possibili soluzioni	118
7.6.1	Aliasing e low-pass filter	118
7.6.2	Leakage e windowing	119
7.6.3	Overlap averaging.....	121
7.7	Le tecniche di identificazione dinamica di tipo output-only	122
7.7.1	Frequency Domain Decomposition (FDD).....	122
7.8	Model updating.....	124
8	CASO STUDIO: LA EX STAZIONE FERROVIARIA DI LIVORNO "PORTO VECCHIO"..	125
8.1	Riferimenti normativi.....	125
8.2	Inquadramento generale dell'opera.....	125
8.3	Descrizione dell'edificio	129
8.4	Analisi storico-critica.....	131
8.4.1	Documentazione esistente disponibile	133
8.4.2	Contesto normativo all'epoca della costruzione.....	136
8.4.3	Risultati dell'analisi storico-critica.....	137
8.5	Rilievo.....	138
8.5.1	Rilievo geometrico con Laser Scanner 3D	140
8.5.2	Ispezione della tessitura muraria	142
8.5.3	Ispezione delle fondazioni	144
8.6	Caratterizzazione meccanica dei materiali	146
8.6.1	Prove non distruttive	146
8.6.2	Prove semi-distruttive	152
8.7	Caratterizzazione dinamica.....	169
8.7.1	Sensori utilizzati.....	169
8.7.2	Configurazioni degli accelerometri.....	170
8.7.3	Eccitazione della struttura	172
8.7.4	Processamento e analisi dei dati	173
8.7.5	Filtro di Butterworth.....	174
8.7.6	Filtro elimina banda.....	175
8.7.7	Frequency Domain Decomposition	177
8.7.8	Risultati prove di identificazione dinamica	178
8.8	Livello di conoscenza, fattore di confidenza e parametri meccanici di progetto	181

8.9	Azioni.....	182
8.9.1	Solai	182
8.9.2	Tramezzature interne	183
8.9.3	Carichi variabili	183
8.9.4	Peso proprio delle pareti in muratura.....	183
8.9.5	Azione sismica	184
8.10	Combinazione delle azioni	187
8.11	Modello agli elementi finiti	188
8.11.1	Ipotesi alla base	188
8.11.2	Importazione da AutoCAD in SAP2000.....	188
8.11.3	Assegnazione vincoli.....	190
8.11.4	Definizione dei materiali.....	190
8.11.5	Definizione delle sezioni	191
8.11.6	Telaio equivalente	191
8.11.7	Assegnazione dei carichi.....	193
8.11.8	Proprietà delle cerniere plastiche	194
8.12	Analisi eseguite.....	199
8.12.1	Analisi modale (Blocchi 1 e 5).....	199
8.12.2	Analisi modale (Blocco 2-3-4).....	203
8.12.3	Analisi dinamica lineare.....	207
8.12.4	Analisi statica non lineare.....	208
8.13	Valutazione dell'indice di vulnerabilità.....	214
9	CONCLUSIONI	215
	BIBLIOGRAFIA	217
	ALLEGATI.....	223
	ALLEGATO 1 – Documentazione esistente disponibile	223
	ALLEGATO 2 – Report fotografico della campagna di indagini	223
	ALLEGATO 3 - Report fotografico delle prove non distruttive	223
	ALLEGATO 4 - Report fotografico delle prove semi-distruttive	223
	ALLEGATO 5 - Configurazioni degli accelerometri.....	223
	ALLEGATO 6 - Risultati della identificazione dinamica	223
	RINGRAZIAMENTI	224

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Menhir	17
Figura 2 - Dolmen	17
Figura 3 - Skara Brae	18
Figura 4 - Mura ciclopiche di Micene	18
Figura 5 - Piramidi di Giza	18
Figura 6 - Tempio di Nettuno a Paestum.....	19
Figura 7 - Tempio di Apollo a Corinto.....	19
Figura 8 - Ponte del Gard.....	20
Figura 9 - Disegno di Poleni sull'analogia di Hooke tra un arco e una catena appesa, e l'analisi della Cupola di San Pietro a Roma.....	21
Figura 10 - Muretti a secco pugliesi.....	25
Figura 11 - Tipica pajara salentina	26
Figura 12 - Opus romani	27
Figura 13 - A corsi sub-orizzontali, con "pillori" o pietrame erratico.....	28
Figura 14 - A corsi sub-orizzontali, grezzo con zeppe in laterizio o pietra	28
Figura 15 - Calcestruzzo, con aggregati arrotondati o spezzati	28
Figura 16 - A spina-pesce, con ciottoli, pietrame o frammenti di laterizio.....	28
Figura 17 - Irregolare senza corsi, a blocchi spaccati, con o senza zeppe.....	28
Figura 18 - Irregolare, a blocchi sfaldati, con o senza zeppe.....	28
Figura 19 - Irregolare, a bozze o blocchi spaccati, con corsi di orizzontamento ogni 40-60cm	29
Figura 20 - A corsi sub-orizzontali e paralleli, con bozze sdoppiate, con o senza zeppe	29
Figura 21 - Senza corsi, con bozze e conci squadrati, spesso con zeppe in laterizio	29
Figura 22 - A corsi orizzontali e paralleli, con bozze di altezze diverse (filaretto)	29
Figura 23 - A corsi orizzontali, sub-paralleli, con bozze prevalentemente verticali.....	29
Figura 24 - A corsi orizzontali e paralleli, con conci riquadrati e spianati.....	29
Figura 25 - A corsi ondulati, con o senza zeppe	29
Figura 26 - A corsi paralleli e orizzontali, "araba"	29
Figura 27 - A corsi paralleli e orizzontali, con lastre, "pseudoisodoma"	30
Figura 28 - A corsi paralleli e orizzontali, con conci, "isodoma"	30
Figura 29 - Per fascia.....	30
Figura 30 - Per testa.....	30
Figura 31 - Per coltello	30
Figura 32 - Per costa (in foglio)	30
Figura 33 - Inglese a blocco	30
Figura 34 - Inglese a croce	30
Figura 35 - Olandese	31
Figura 36 - Inglese per giardino	31
Figura 37 - "Rat trap"	31
Figura 38 - "Dearne"	31
Figura 39 - Gotica o fiamminga, con due varianti.....	31
Figura 40 - "Senese" o "Monk", con varianti.....	31

Figura 41 – a corsi sub-orizzontali, con bozze o blocchi e zeppe	31
Figura 42 – a ricorsi, con bozze e/o conci.....	31
Figura 43 – A “casetta”, con “pillori”	32
Figura 44 – A ricorsi, con bozze o blocchi.....	32
Figura 45 - Muri formacei	33
Figura 46 - Opus quadratum.....	33
Figura 47 - Parete a giunti sfalsati sollecitata da un carico verticale	35
Figura 48 - Parete a giunti sfalsati sollecitata da un carico inclinato	35
Figura 49 - Muro a giunti verticali sfalsati, stato fessurativo a cui si oppone la pseudo-resistenza a trazione.....	37
Figura 50 - Tecnica dello spinapesce	38
Figura 51 - Scivolamento e ribaltamento di una parete monolitica	39
Figura 52 - Diagramma Forza di collasso-Altezza	40
Figura 53 - Diagramma Forza di collasso-Altezza, per carichi verticali di compressione crescenti	42
Figura 54 - Differenza tra parete monolitica e muro costituito da blocchi sovrapposti	43
Figura 55 – Forza orizzontale distribuita lungo l’altezza della parete.....	43
Figura 56 - Differenza tra muro costituito da soli ortostati e parete costituita da ortostati e diatoni regolarmente alternati	45
Figura 57 - Differenza tra muro costituito da soli ortostati e parete costituita da ortostati e diatoni regolarmente alternati	46
Figura 58 – Emplekton (sezione verticale)	48
Figura 59 - Opus caementicium (sezione verticale)	48
Figura 60 – Muratura a sacco (schematizzazione strutturale).....	48
Figura 61 – Muratura a sacco con riempimento ben organizzato e legante di buona qualità (azioni scambiate tra gli strati)	50
Figura 62 - Muratura a sacco con riempimento con poca coesione e di scarsa qualità (azioni scambiate tra gli strati)	51
Figura 63 - Diagramma sforzo-deformazione muratura	53
Figura 64 - Disomogeneità.....	54
Figura 65 - Anisotropia	54
Figura 66 – Rotazione tra i blocchi	55
Figura 67 - Localizzazione del danno	55
Figura 68 - Blocchi (provino standard)	56
Figura 69 – Blocchi: prova di flessione su tre punti.....	57
Figura 70 – Blocchi: prova di compressione	57
Figura 71 - Blocchi: splitting test	58
Figura 72 – Malta: prova di flessione su tre punti.....	59
Figura 73 – Malta: prova di compressione	60
Figura 74 - Malta: provino per splitting test.....	61
Figura 75 - Malta: splitting test	61
Figura 76 – Interfaccia blocco-malta: comportamento a taglio.....	62
Figura 77 - Interfaccia blocco-malta: diagramma taglio-scorrimento	63
Figura 78 - Interfaccia blocco-malta: diagramma tensioni tangenziali-tensioni normali	64

Figura 79 - Couplet test	64
Figura 80 - Triplet test	64
Figura 81 – Interfaccia blocco-malta: prova brasiliana	65
Figura 82 - Materiale composito: diagramma sforzo-deformazione	66
Figura 83 - Materiale composito: tipica rottura a compressione	67
Figura 84 - Materiale composito soggetto a compressione: stato tensionale dei singoli componenti.....	67
Figura 85 - Malta: prova di punzonamento.....	68
Figura 86 - Malta: prove indirette in situ	69
Figura 87 - Penetrometro PNT-G2.....	70
Figura 88 – Configurazioni shove test: (a) con controllo della compressione verticale per mezzo di un martinetto piatto doppio, con due mattoni rimossi; (b) con compressione verticale esistente, con un solo mattone e un solo giunto verticale rimossi; (c) con compressione verticale esistente, con solo due giunti verticali rimossi.	71
Figura 89 - Materiale composito: carotatrice.....	72
Figura 90 - Materiale composito: Schematizzazione prova di compressione.....	72
Figura 91 - Materiale composito: Provino pronto per la prova di compressione.....	72
Figura 92 - Materiale composito: Provino a seguito della prova di compressione.....	72
Figura 93 - Martinetto piatto singolo: procedura	74
Figura 94 – Sega circolare	74
Figura 95 - Martinetto	74
Figura 96 – Pompa manuale	74
Figura 97 - Martinetto piatto doppio: procedura	75
Figura 98 – Prova di compressione diagonale in situ	76
Figura 99 - Prova di compressione diagonale in laboratorio	76
Figura 100 - Thrust-network analysis	79
Figura 101 - Analysis of blocky structures	79
Figura 102 - Telaio equivalente	80
Figura 103 – Fasce deboli	80
Figura 104 - Teoria di Dolce	81
Figura 105 - Fasce forti	82
Figura 106 - Modello cinematico del macroelemento	82
Figura 107 - Macroelementi rigidi e deformabili	83
Figura 108 - Micro-modellazione dettagliata	85
Figura 109 – Micro-modellazione semplificata	85
Figura 110 – Meso-modellazione	86
Figura 111 - Macro-modellazione di strutture 2D con elementi shell	87
Figura 112 - Macro-modellazione di strutture 3D con elementi shell	87
Figura 113 - Macro-modellazione di strutture 3D con elementi brick.....	88
Figura 114 – Omogeneizzazione del materiale	89
Figura 115 - Modellazione multi-scala	90
Figura 116 - Metodo degli elementi discreti	91
Figura 117 - Monitoraggio strutturale: finestra temporale	93
Figura 118 - Monitoraggio strutturale: componenti della risposta strutturale	94

Figura 119 – Diagramma di flusso per l'implementazione di un programma di monitoraggio strutturale	97
Figura 120 - Pendolo dritto e rovescio	102
Figura 121 - Inclinometro da parete.....	103
Figura 122 - Strain gauge	104
Figura 123 - Fessurimetro da parete	104
Figura 124 - Trasduttore di spostamento potenziometrico	105
Figura 125 – Estensimetri combinati	106
Figura 126 - Accelerometro piezoelettrico.....	107
Figura 127 - Accelerometro piezoresistivo.....	108
Figura 128 - Accelerometro capacitivo.....	108
Figura 129 - Accelerometro forze balance	109
Figura 130 – Fire ottiche monomodali e multimodali.....	110
Figura 131 - Vibrodina	113
Figura 132 – Martello dinamometrico	113
Figura 133 - White noise.....	114
Figura 134 - Schema del processo di identificazione dinamica delle strutture	116
Figura 135 – Alberi controrotanti con masse eccentriche	118
Figura 136 – Aliasing.....	119
Figura 137 – (a) Spettro reale; (b) Effetto leakage	120
Figura 138 - (a) Finestra di Hanning; (b) Finestra cosine.....	121
Figura 139 – Spettrp dei Singular Values.....	124
Figura 140 - Google Maps: inquadramento generale dell'opera	126
Figura 141- Google Maps: inquadramento generale dell'opera	126
Figura 142 - Google Earth: vista SUD.....	127
Figura 143 - Google Earth: vista NORD.....	127
Figura 144 - Google Earth: vista EST.....	128
Figura 145 - Google Earth: vista OVEST.....	128
Figura 146 - Schematizzazione in blocchi dell'edificio	129
Figura 147 - Livorno nel 1867: 1) Stazione di Torretta/San Marco 2) Stazione marittima	131
Figura 148 – L'edificio principale della stazione, scomparso durante la Seconda guerra mondiale.....	132
Figura 149 - L'area della stazione dopo la ricostruzione. La freccia indica il nuovo edificio.	132
Figura 150 - Progetto di manutenzione del 2005: TAV. 4	134
Figura 151 - Disposizioni uffici del 2010	135
Figura 152 – Relazione geologica: posizione sondaggi.....	135
Figura 153 - Pianta indagini e test (PT).....	138
Figura 154 - Pianta indagini e test (P1).....	139
Figura 155 - Pianta indagini e test (Copertura)	139
Figura 156 – Nuvola di punti (vista SUD).....	140
Figura 157 – Nuvola di punti (vista NORD).....	141
Figura 158 - Nuvola di punti (vista EST).....	141
Figura 159 - Nuvola di punti (vista OVEST).....	142

Figura 160 – R_14	143
Figura 161 – T_3	143
Figura 162 – R_10	143
Figura 163 – R_11	143
Figura 164 – R_3	144
Figura 165 – R_7	144
Figura 166 – R_12	144
Figura 167 – R_3	144
Figura 168 – P_3	145
Figura 169 – P_3	145
Figura 170 – P_2	145
Figura 171 – P_2	145
Figura 172 – P_1	145
Figura 173 – P_1	145
Figura 174 - Termocamera FLIR E6-XT	146
Figura 175 – Immagine termografica che rivela l’orditura dei travetti nel solaio	146
Figura 176 – Orditura solai (PT)	147
Figura 177 - R_4	148
Figura 178 - R_14	148
Figura 179 – Angolo di impatto	148
Figura 180 – Sclerometro PASI modello N	148
Figura 181 - Tabella di conversione dell’indice di rimbalzo R/resistenza alla compressione del calcestruzzo riferito al cubo 150x150x150mm	149
Figura 182 - R_4	149
Figura 183 - R_14	150
Figura 184 - Pacometro Proceq Profoscope	151
Figura 185 - R_10	151
Figura 186 - Schema della prova con martinetto singolo per la determinazione della tensione verticale della muratura	154
Figura 187 - Schema della prova con martinetto doppio per la determinazione delle caratteristiche di deformazione	156
Figura 188– Ubicazione martinetti piatti	157
Figura 189 – Prova MPS2 - Tabella	157
Figura 190 - PROVA MPS 2 – Grafico	158
Figura 191 - PROVA MPS 3 – Tabella	158
Figura 192 - PROVA MPS 3 – Grafico	158
Figura 193 - Martinetto piatto singolo: risultati	159
Figura 194 - PROVA MPD 1 – Tabella	159
Figura 195 - PROVA MPD 1 – Grafico	160
Figura 196 - PROVA MPD 1	160
Figura 197 - PROVA MPD 2 – Tabella	161
Figura 198 - PROVA MPD 2 – Grafico	161
Figura 199 - PROVA MPD 2	162
Figura 200 - Martinetti piatti doppi: risultati	162
Figura 201 - Ubicazione Shove test	163

Figura 202 - Dimensioni mattoni in laterizio	164
Figura 203 - Shove test 1	164
Figura 204 - Shove test 2	164
Figura 205 - Shove test 1	165
Figura 206 - Shove test 2	165
Figura 207 - Ubicazione Penetrometro PNT-G2	167
Figura 208 - Prova con penetrometro PNT-G2: risultati	168
Figura 209 - Pnt-G1.....	168
Figura 210 - Pnt-G2.....	168
Figura 211 - Pnt-G3.....	168
Figura 212 – Sistema di acquisizione LUNITEK modello TRITON.....	170
Figura 213 – Sensore PT01	170
Figura 214 – Configurazione 1 (25/03/2022)	171
Figura 215 - Configurazione 1 (25/03/2022)	172
Figura 216 – Esempio di rumore ambientale	172
Figura 217 – Configurazione 2 (25/03/2022): Disposizione sensori	173
Figura 218 - Configurazione 2 (25/03/2022): Tempi di registrazione	173
Figura 219 – Configurazione 2 PT_03 (25/03/2022): Finestra di registrazione effettiva	174
Figura 220 - Configurazione 2 PT_03 (25/03/2022): Finestra di registrazione pulita (Rumore ambientale)	174
Figura 221 - Esempio di filtro di Butterworth passa-basso	175
Figura 222 - Esempio di filtro elimina banda.....	176
Figura 223 – Esempio di output non filtrato	176
Figura 224 - Esempio di output filtrato	177
Figura 225 - Esempio di grafico SV-Frequency	178
Figura 226 - CONF-7 (PT01)_COMP-E (Terra).....	180
Figura 227 - CONF-7 (PT05)_COMP-E (Struttura).....	180
Figura 228 - CONF-7 (PT01)_COMP-N (Terra)	180
Figura 229 - CONF-7 (PT05)_COMP-N (Struttura)	180
Figura 230 - CONF-7 (PT01)_COMP-Z (Terra).....	180
Figura 231 - CONF-7 (PT05)_COMP-Z (Struttura).....	180
Figura 232 – Parametri meccanici di progetto	181
Figura 233 - Saggio esplorativo solaio	182
Figura 234 - Stratigrafia solaio.....	182
Figura 235 – Carichi permanenti strutturali	183
Figura 236 – Carichi permanenti non strutturali.....	183
Figura 237 – Blocchi 1 e 5: Parametri sismici di riferimento	185
Figura 238 – Blocco 2-3-4: Parametri sismici di riferimento	185
Figura 239 – Blocchi 1 e 5: Spettro di progetto SLV	186
Figura 240 – Blocco 2-3-4: Spettro di progetto SLV	186
Figura 241 - Coefficienti di combinazione	187
Figura 242 – Blocchi 1 e 5: Importazione da AutoCAD a SAP2000.....	189
Figura 243 – Blocco 2-3-4: AutoCAD	189
Figura 244 - Blocco 2-3-4: SAP2000.....	190

Figura 245 - Sezioni degli elementi strutturali	191
Figura 246 – Modellazione a telaio equivalente: definizione nodi rigidi	192
Figura 247 - Blocchi 1 e 5: rigid end offset	192
Figura 248 – Blocco 2-3-4: rigid end offset.....	193
Figura 249 - Assegnazione carichi.....	194
Figura 250 - Modello di capacità bilineare taglio-spostamento.....	194
Figura 251 – Schematizzazione di un maschio murario	195
Figura 252 - Cerniera plastica in SAP2000.....	197
Figura 253 – Blocchi 1 e 5: cerniere plastiche	198
Figura 254 - Blocchi 1 e 5: Periodi e frequenze	199
Figura 255 - Blocchi 1 e 5: Fattore di partecipazione modale.....	200
Figura 256 - Blocchi 1 e 5: Massa partecipante.....	200
Figura 257 - Blocchi 1 e 5: 1° modo di vibrare.....	201
Figura 258 - Blocchi 1 e 5: 2° modo di vibrare.....	202
Figura 259 - Blocchi 1 e 5: 3° modo di vibrare.....	202
Figura 260 – Blocco 2-3-4: Periodi e frequenze	203
Figura 261 - Blocco 2-3-4: Fattore di partecipazione modale	204
Figura 262 - Blocco 2-3-4: Massa partecipante	204
Figura 263 - Blocco 2-3-4: 2° modo di vibrare	205
Figura 264 - Blocco 2-3-4: 4° modo di vibrare	206
Figura 265 - Blocco 2-3-4: 5° modo di vibrare.....	206
Figura 266 – Analisi statica non lineare: distribuzioni delle forze di inerzia	209
Figura 267 - SAP2000: pushover sistema MDOF	209
Figura 268 - Blocchi 1 e 5: formazione cerniere plastiche	210
Figura 269 - Pushover: riduzione del sistema MDOF a un sistema SDOF equivalente	210
Figura 270 - Blocchi 1 e 5: curve di capacità del sistema SDOF equivalente	211
Figura 271 - Blocco 2-3-4: curve di capacità del sistema SDOF equivalente.....	212
Figura 272 - Sistema e diagramma bilineare equivalente.....	212
Figura 273 - Blocchi 1 e 5: Curva bilineare equivalente	213
Figura 274 - Blocco 2-3-4: Curva bilineare equivalente	213
Figura 275 – Indice di vulnerabilità sismica dei blocchi 1 e 5.....	214
Figura 276 - Indice di vulnerabilità sismica del blocco 2-3-4.....	214

A chi mi vuole bene

1 INTRODUZIONE

«Il patrimonio edilizio e monumentale di un Paese sintetizza la storia, le tradizioni e la civiltà del suo popolo.

Nei Paesi con più antiche tradizioni, tale patrimonio è costituito quasi esclusivamente da strutture in muratura.»

G. Romano, E. Sacco, 1983

Le costruzioni in muratura rappresentano una cospicua frazione del nostro patrimonio edilizio, molte di queste di elevato valore storico, architettonico e culturale. Per millenni l'Uomo ha costruito le sue opere, servendosi della muratura, principale materiale da costruzione al mondo fino ai primi decenni del secolo scorso, quando le moderne tecnologie e i materiali innovativi, come il calcestruzzo armato, hanno preso il sopravvento, eclissando così l'antica tecnica costruttiva che continuava comunque a essere applicata per risolvere problemi di modesta entità nel settore delle costruzioni.

Contestualmente, le murature sono state sempre meno oggetto di studio e di ricerca e le maestranze hanno lentamente perso l'indispensabile capacità costruttiva necessaria per trattare adeguatamente questo materiale.

Negli ultimi anni, il comparto delle costruzioni in muratura ha dimostrato una vitalità crescente, sia dal punto di vista culturale sia da quello dell'attività edilizia. A questa ripresa ha certamente contribuito l'incalzante interesse da parte della comunità scientifica nei confronti del recupero, del restauro e dell'adeguamento sismico dell'enorme patrimonio costruito in Italia.

Si è preso quindi atto di una problematica rilevante che affligge il nostro Paese, la conservazione e il riutilizzo delle costruzioni esistenti. In ogni intervento riguardante il

patrimonio edilizio costruito è necessario, oltretutto la conoscenza dello stato di conservazione della muratura, indagare sui criteri di progettazione, le tecniche costruttive e la regola dell'arte adottati durante la realizzazione del manufatto. Risulta inoltre di fondamentale importanza la definizione del comportamento meccanico tanto delle murature di recente costruzione quanto di quelle storiche.

Una delle tipologie murarie classiche di maggior pregio strutturale e architettonico è quella degli edifici realizzati in pietra squadrata, l'*opus quadratum* dei Romani. Il rappresentante di quella tradizione che l'esimio Prof. A. Giuffrè usava definire "colta", obbedisce a rigorose regole geometriche di taglio e disposizione degli elementi in pietra, al fine di ottenere un'armonica distribuzione strutturale.

Gli edifici storici in pietra squadrata giunti integri fino ai giorni nostri hanno affrontato, altresì l'inesorabile scorrere del tempo, sollecitazioni per le quali non erano stati volutamente progettati. Essi rappresentano le migliori opere, frutto di un continuo processo di *trial and error* che, in epoche antecedenti la scoperta delle moderne teorie fisiche e meccaniche, portava i costruttori ad accumulare, affinare e tramandare le cosiddette "regole del buon costruire".

Il tema della modellazione e dell'analisi sismica degli edifici in muratura risulta quindi di assoluta attualità. Infatti, la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture murarie esistenti rappresenta uno degli aspetti più critici che l'ingegnere civile e, nello specifico, l'ingegnere strutturista deve fronteggiare. Un valido aiuto su cui il professionista può fare affidamento è rappresentato dal monitoraggio strutturale, uno strumento di fondamentale importanza che permette di osservare e stimare lo stato di salute delle opere civili ai fini della valutazione della loro sicurezza.

Uno dei passaggi cardine della valutazione della vulnerabilità sismica risiede nella realizzazione di un modello strutturale su cui effettuare le analisi statiche e dinamiche. Spesso, a causa della carenza di informazioni sulla struttura, il modello creato sulla base dell'analisi storico-critica e delle classiche tecniche di indagine non costituisce un perfetto gemello digitale della struttura reale e, di conseguenza, una rappresentazione sufficientemente fedele del reale comportamento dinamico di quest'ultima. Allo scopo di far collimare il comportamento del modello con quello della struttura reale, si può ricorrere alla metodologia della identificazione dinamica. Lo scopo di quest'ultima è

quello di stimare i parametri modali dell'edificio, sulla base dei quali è possibile calibrare il modello ad elementi finiti.

I prossimi capitoli presenteranno una trattazione del materiale muratura e del suo comportamento meccanico, oltre a uno studio delle tipologie murarie classiche più diffuse. Successivamente, verranno affrontati i temi della modellazione degli edifici in muratura, del monitoraggio strutturale e della caratterizzazione dinamica delle strutture. Infine, verrà analizzato il caso studio della ex stazione ferroviaria di Livorno "Porto Vecchio" e della relativa valutazione della vulnerabilità sismica.

2 IL MATERIALE MURATURA

2.1 L'evoluzione storica delle costruzioni in muratura

«Una generazione che ignora la storia non ha passato...né futuro.»

R. A. Heinlein, 1973

Fin dalle epoche remote, l'uomo ha realizzato la sua dimora e i suoi oggetti in funzione di ciò che l'ecosistema circostante gli offriva: materiali organici o inorganici, coriacei o teneri, indeformabili o elastici, fragili o duttili.

In principio, il rifugio degli uomini preistorici era la caverna; nell'era Paleolitica proliferarono le capanne, le prime forme rudimentali di architettura in legno; successivamente, grazie ad alcuni ritrovamenti in Israele e in Mesopotamia, si è giunti alla conclusione che fin dal 6000 a.C. per la realizzazione di paramenti murari di modesta entità venivano utilizzati blocchetti di fango o argilla cruda essiccati al sole¹, a volte miscelati con paglia o sterco. Così è nato il mattone o laterizio². Il grande salto di qualità giunse intorno al XX secolo a.C., quando i Sumeri avviarono la produzione sistematica dei mattoni cotti, ben più resistenti e duraturi dei precedenti laterizi.

Insieme al laterizio però, è sempre esistito un materiale che, diverse volte, lo sostituiva per la realizzazione di opere di ingegneria civile di qualsiasi genere: la pietra.

I materiali lapidei sono tra i più reperibili in natura, derivano essenzialmente da rocce di vario genere (vulcaniche, sedimentarie o metamorfiche), ognuna con caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche diverse.

La resistenza e la durabilità del materiale hanno permesso a strutture antichissime di giungere a noi pressoché intatte. Esse testimoniano, quasi, il ruolo principale che la pietra ha avuto nei millenni.

¹ Adobe o adobo.

² Dal latino later.

I primi esempi di costruzioni in pietra risalgono a circa 8000 anni fa (Neolitico) quando, fra gli uomini si era radicata la tendenza a realizzare strutture megalitiche, quali:

- i *Menhir*³, costituiti da un monolito posto verticalmente sul suolo, aventi funzione di segnacolo tombale (Figura 1);
- i *Dolmen*⁴, primo esempio di sistema trilitico (2 piedritti e 1 architrave), costituiti da due pietre verticali sormontate da una lastra, aventi funzione di sepolcro collettivo o luogo di culto (Figura 2).



Figura 1 - Menhir



Figura 2 - Dolmen

Tra il 3100 a.C. e il 2500 a.C., in Scozia, venne edificato un grande insediamento in pietra che, meglio noto con il nome *Skara Brae* (Figura 3), oggi possiede un elevatissimo grado di conservazione. La struttura è composta da pietre sbozzate posizionate una sull'altra, incastrate nel miglior modo possibile per ottenere una buona stabilità e portanza. Lo *Skara Brae* è uno dei primi esempi di muratura a secco.

Intorno al 1500 a.C., a Micene, si svilupparono le prime mura ciclopiche o megalitiche (Figura 4), formate da grandi blocchi di forma irregolare accostati. I vuoti che si formavano dagli incastri imperfetti venivano colmati con pietre più piccole, malte argillose o pietrame.

³ Che in lingua bretone significa pietra lunga.

⁴ Che in lingua bretone significa tavole di pietra.



Figura 3 - Skara Brae



Figura 4 - Mura ciclopiche di Micene

Fondamentali nella storia dell'architettura sono le evoluzioni che hanno decretato nel tempo lo sviluppo di nuovi schemi statici, di materiali innovativi e di tipologie costruttive più efficienti, in principio molto semplici. Le Piramidi (Figura 5), erette circa 5000 anni fa dagli Egizi sono l'esempio eclatante. Esse sono fra le più maestose e imponenti opere di ingegneria civile, il cui schema strutturale può essere ricondotto grossolanamente a quello di un cumulo di sabbia (forza peso, angolo di attrito interno, coesione).



Figura 5 - Piramidi di Giza

Un contributo notevole al progresso della tecnica delle costruzioni in pietra giunse dalla Grecia. Osservando i Templi di Nettuno a Paestum (460 a.C.) (Figura 6), di Apollo a Corinto (540 a.C.) (Figura 7) e di Segesta in Sicilia (600 a.C.) è facile comprendere come i Greci, rifacendosi al rudimentale sistema trilitico dei *Dolmen*, abbiano sviluppato un efficiente schema trave-pilastro (forza peso, reazioni interne, equilibrio) che ripetuto nello spazio ha dato vita a queste magnifiche costruzioni. La scelta di materiali pregiati,

come il travertino, si combina con attente tecniche di lavorazione, alcune, la squadratura delle pietre e il collegamento dei vari blocchi con grappe metalliche.

Da questo punto in poi alla pietra vennero riconosciute possibilità di lavorazione decisamente più avanzate della semplice posa in opera di blocchi pressappoco sbozzati. Una filosofia costruttiva che nel tempo diventerà per i Romani una vera e propria esigenza.



Figura 6 - Tempio di Nettuno a Paestum



Figura 7 - Tempio di Apollo a Corinto

Un'altra importante scoperta, che pare sia avvenuta casualmente in epoca preromana, fu la malta. I Romani, in principio, erano soliti mescolare calce aerea (legante), ottenuta dalla cottura dei calcari, con sabbia fine (inerte). L'indurimento del "calcestruzzo", così ottenuto, avveniva con estrema lentezza a contatto con l'aria. A partire dal I secolo a.C. i Romani iniziarono a sostituire la sabbia con la pozzolana. In questo modo la malta poteva far presa e indurire anche in acqua, non più come prima, solo a contatto con l'aria; fu prodotto così il primo legante idraulico ad alta resistenza e rapido indurimento. Da sempre le malte hanno contribuito a facilitare la posa in opera delle murature e ad aumentarne la durabilità. Grazie al loro ingresso, furono introdotte nuove tecniche edilizie che, e.g. *opus caementicium*, ridussero i costi di costruzione e abbreviarono i tempi di realizzazione.

L'evoluzione costruttiva dei Romani è strettamente legata a quanto essi appresero dal popolo Etrusco, in particolare l'uso della tecnica più rivoluzionaria del mondo antico: l'arco (Figura 8).



Figura 8 - Ponte del Gard

Il sistema costruttivo ad arco, sconosciuto e ignorato dai Greci, ha sancito il passaggio dal concetto di equilibrio statico-passivo, proprio del tradizionale sistema trilitico, ad una forma di equilibrio dinamico-attivo (equilibrio per forma). I conci dell'arco si sostengono a vicenda per contrasto, come gli anelli di una catena⁵ (Figura 9), trasferendo gli sforzi di compressione generati dai carichi sino al piano d'imposta, laddove vengono assorbiti dai piedritti.

«Ut pendet continuum flexile,

sic stabit contiguum rigidum inversum.»

Robert Hooke, 1676⁶

⁵ Richiamo alla teoria della catenaria, spesso utilizzata per la progettazione di strutture architettoniche; la curva funicolare ha la proprietà di avere in ogni suo punto una distribuzione uniforme del suo peso totale.

⁶ "Secondo la paranoica moda dell'epoca, egli nascose la soluzione dietro un anagramma in latino, di cui fornì soltanto le lettere in ordine alfabetico: «abccddeeeefggiiiiiiiillmmmmnnnnno-oprrsstttttuuuuuuuvx», da ricomporre in «Ut pendet continuum flexile, sic stabit contiguum rigidum inversum», «Come pende un continuo flessibile, così sta in piedi un contiguo rigido invertito»."

P. Odifreddi, *Il matematico impertinente*, Longanesi, 2005

Essendo una struttura spingente, gli ingegneri hanno dovuto affrontare nel corso dei secoli, il problema dell'assorbimento delle spinte orizzontali che inevitabilmente si generavano. Le soluzioni elaborate, nelle diverse epoche storiche, hanno influito sia sulle forme che sull'aspetto delle costruzioni, caratterizzandone diversi stili architettonici (romano, gotico, rinascimentale, ecc).

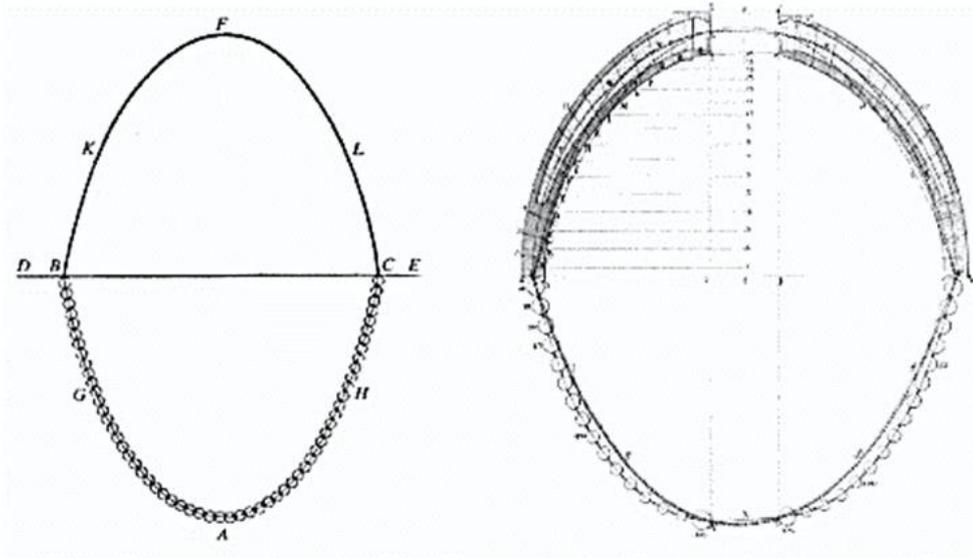


Figura 9 - Disegno di Poleni sull'analogia di Hooke tra un arco e una catena appesa, e l'analisi della Cupola di San Pietro a Roma

Dall'evoluzione e l'estensione tridimensionale dell'arco nascono così due sistemi costruttivi ben più complessi: la cupola, generata dalla rotazione di un semiarco lungo un asse verticale, e la volta, di cui esistono numerose tipologie caratterizzate dalle differenti curve generatrici e il diverso funzionamento statico.

2.2 I materiali costituenti

Con il termine muratura si intende un materiale eterogeneo composto da più fasi solide; si tratta di complesso di elementi in pietra, naturale o artificiale, sovrapposti con o senza interposizione di malta.

2.2.1 Blocchi in pietra

Questa tipologia di blocchi è costituita da frammenti di roccia di varie forme e dimensioni, in aggiunta alle caratteristiche intrinseche della pietra stessa.

È possibile classificare la pietra naturale in funzione della lavorazione a cui è stata sottoposta:

- **Pietra grezza:** frammenti di roccia prodotti da agenti atmosferici, estratti da depositi alluvionali (prevalentemente di forma arrotondata), estratti da cava (prevalentemente con spigoli vivi). Si tratta di pezzi di materiale lapideo sbozzati, che vengono rinvenuti trovati sul posto o ottenuti per spaccatura e/o frantumazione di pietre di cava.
- **Pietra da taglio:** blocchi di pietra con geometria regolare e dimensioni contenute. Le forme più utilizzate sono il parallelepipedo, cilindro e il tronco di cono. Data la loro forma regolare si prestano ad essere spesso utilizzati a secco senza l'utilizzo di malta.

2.2.2 Mattoni in argilla

In principio erano realizzati con argilla cruda lasciata asciugare al sole; successivamente, i Romani impararono a cuocere i mattoni in argilla a circa 700-800°C. In quell'epoca la realizzazione dei mattoni era puramente empirica, per questa ragione le caratteristiche meccaniche finali erano fortemente dipendenti dal processo di produzione.

Fin dall'epoca dei Romani e tutt'oggi, i blocchi avevano delle dimensioni standard. Ad esempio, il "*lido*" era un mattone che misurava 44x29,6x35,5cm.

Nel corso degli anni, la produzione di questi elementi è stata sempre più standardizzata. Oltre ai mattoni pieni, al fine di minimizzare il flusso termico e ottimizzare il processo di costruzione vengono prodotti per estrusione blocchi forati modulari.

2.2.3 Blocchi in calcestruzzo

Introdotti nel XX secolo, i blocchi in calcestruzzo rappresentano uno dei sistemi più diffusi ed economici per realizzare murature. Si tratta di elementi in calcestruzzo vibrocompresso a forma di parallelepipedo forato o pieno.

I blocchi vengono utilizzati per la realizzazione di murature portanti o di tamponamento, e garantiscono alle stesse buone proprietà termiche, fonoassorbenti e resistenza al fuoco.

La posa in opera è semplificata dal peso e dalle dimensioni contenute dei blocchi. Essa avviene seguendo la modularità orizzontale e verticale dei blocchi, che possono essere allestiti a secco o frapponendo un sottile strato di malta.

2.2.4 Malta

In generale, la malta è una miscela di aggregati fini (inerti), leganti inorganici, acqua ed eventuali additivi dosati in modo tale che allo stato fresco abbia una buona lavorabilità mentre, una volta indurita, essa raggiunga delle adeguate caratteristiche meccaniche e una buona durabilità.

I principali elementi utilizzati per realizzare le prime malte sono:

- Gesso: è stato il primo legante prodotto dall'uomo, ottenuto dalla cottura di rocce calcaree in un range di temperatura che va dai 130°C ai 170°C. È stato molto utilizzato in passato per la semplicità di miscelazione e l'economicità, anche se le prestazioni sono inferiori alla calce.
- Calce idrata: è un legante non idraulico (indurisce solo se a contatto con aria) ottenuto dalla cottura di rocce dure a circa 900°C, che indurisce solo a contatto con

l'aria. Veniva usato in passato sotto forma di calce spenta o latte di calce, ottenuta aggiungendo acqua alla calce viva.

- Inerti: si tratta di materiali minerali granulari, i quali costituiscono l'ossatura dei materiali compositi, come le malte. Essi non partecipano all'indurimento, ma giocano un ruolo importante sulle caratteristiche meccaniche finali. Vengono utilizzati sia per una ragione economica, il più costoso legante viene diluito con sabbia, ghiaia e pietrisco, sia pratica, la malta è meno soggetta a fenomeni di ritiro.
- Pozzolana e cocchiopesto: il primo è un materiale prodotto durante le eruzioni vulcaniche composto principalmente da biossido di silicio reattivo e ossido di alluminio e in minima parte da altri ossidi come l'ossido di ferro, il secondo è composto da frammenti di laterizio. Aggiunti alla calce aerea la rendono un legante idraulico, poiché le conferiscono le proprietà di presa e indurimento anche in ambienti non a contatto con aria.

3 LE TIPOLOGIE MURARIE CLASSICHE

La diversa disponibilità di materiali dei siti di approvvigionamento, l'evoluzione delle tecniche costruttive e le svariate stagioni culturali che si sono susseguite nel corso dei secoli, hanno dato origine ad un ampio ventaglio di tipologie murarie.

In principio, i muri erano realizzati a secco, posizionando pietre sbozzate le une sulle altre, cercando di incastrarle al meglio possibile, al fine di ottenere una configurazione stabile. Oggi, questo apparecchio murario viene utilizzato soprattutto per delimitare i terreni agricoli⁷ (Figura 10), laddove è facile reperire pietrame in abbondanza: i *trulli* e le *pajare* (Figura 11), presenti in larga scala in Puglia, sono gli esempi eclatanti di edifici costruiti con questa tecnica.



Figura 10 - Muretti a secco pugliesi

⁷ Macera: raccolta di pietra dai campi e ammucchiate sul confine dei fondi al fine di costruire un muricciolo a secco



Figura 11 - Tipica pajara salentina

Una tra le tipologie murarie più antiche è quella delle mura pelasgiche, ciclopiche o poligonali⁸, citata da Vitruvio brevemente come *silex*⁹: blocchi di grandi dimensioni e forma irregolare, accostati senza interposizione di malte lungo le superfici accuratamente lavorate. Questa tecnica costruttiva è storicamente destinata alla realizzazione di fortificazioni, opere di sostegno e edifici di maestose dimensioni.

I Romani svilupparono diverse tecniche per la realizzazione di paramenti murari, dette *opus*¹⁰ (Figura 12); fra le più importanti è possibile annoverare:

- *opus caementicium* (opera cementizia), murature costituite da malta mescolata a pietrame. Nelle murature a sacco, l'opera cementizia costituisce solo il nucleo del muro, che è rivestito da due paramenti in materiale lapideo che fungono da cassaforma a perdere;

- *opus incertum* (opera incerta), paramento costituito da scapoli di pietra irregolari, annegati nella malta, con faccia in vista relativamente piana;

⁸ Opus siliceum.

⁹ Tradotto (latino): selce; in generale, ogni tipo di pietra dura.

¹⁰ Tradotto (latino): lavoro, opera.

- *opus reticulatum* (opera reticolata), evoluzione dell'opera incerta, consiste in un paramento costituito da pietre a base quadrata (cubilia o tufelli) con la punta inserita nella malta e disposte in diagonale a formare un reticolo;
- *opus latericium* o *testaceum* (opera laterizia), muratura costituita, inizialmente da frammenti di tegole rotte e, poi, da laterizi di forma triangolare, con la punta inserita nel cementizio;
- *opus mixtum* (opera mista), consiste nella realizzazione di un'opera reticolata con ammorsature, agli stipiti e agli angoli, in opera laterizia;
- *opus quadratum* (opera quadrata), consiste nella sovrapposizione di blocchi di pietra squadrati in forma parallelepipedica e di altezza uniforme, che vengono messi in opera in filari omogenei con piani di appoggio continui.

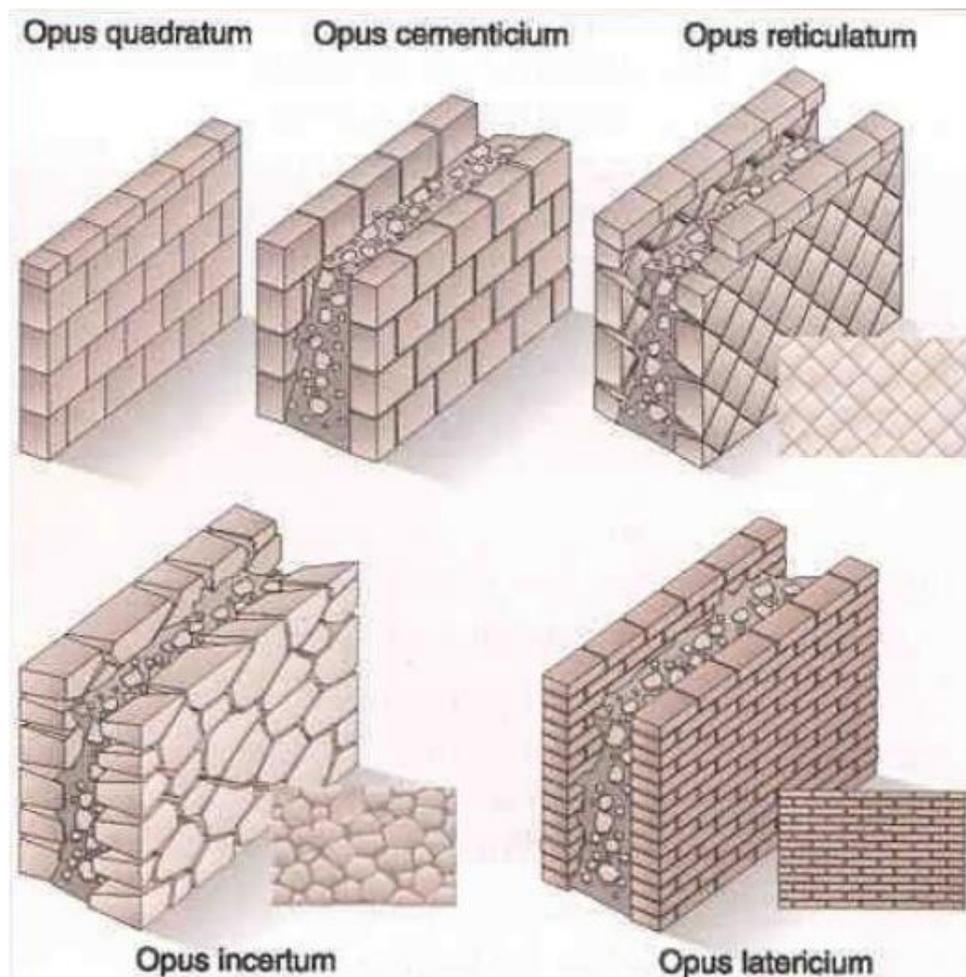


Figura 12 - Opus romani

Qui di seguito viene riportata una più recente e dettagliata classificazione dei paramenti murari proposta dal Prof. R. Parenti nel 1987 (Figure 13-44):

- Murature in materiale lapideo

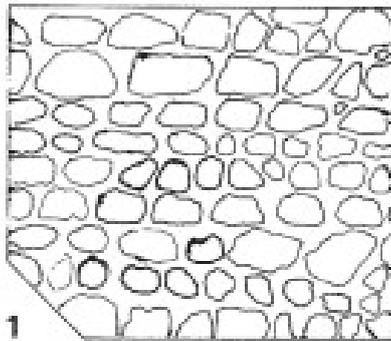


Figura 13 - A corsi sub-orizzontali, con "pillori" o pietrame erratico

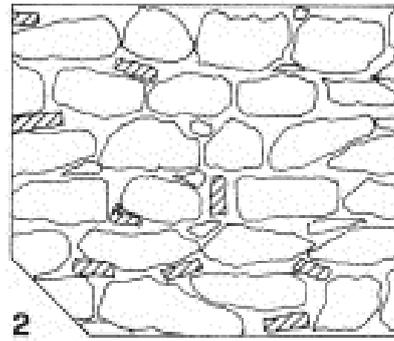


Figura 14 - A corsi sub-orizzontali, grezzo con zeppa in laterizio o pietra

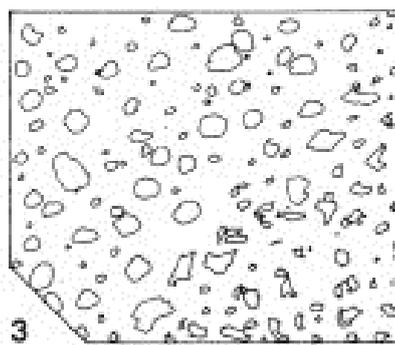


Figura 15 - Calcestruzzo, con aggregati arrotondati o spezzati

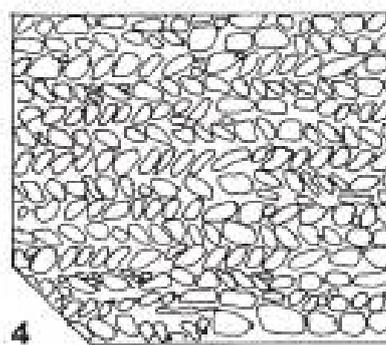


Figura 16 - A spina-pesce, con ciottoli, pietrame o frammenti di laterizio

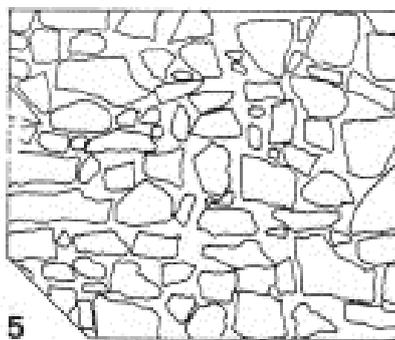


Figura 17 - Irregolare senza corsi, a blocchi spaccati, con o senza zeppa

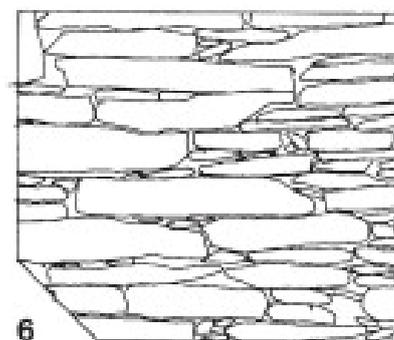


Figura 18 - Irregolare, a blocchi sfaldati, con o senza zeppa

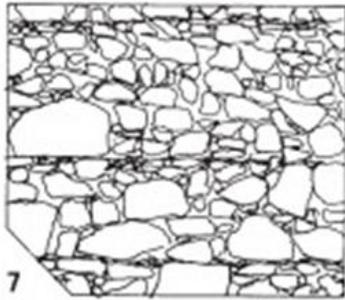


Figura 19 - Irregolare, a bozze o blocchi spaccati, con corsi di orizzontamento ogni 40-60cm

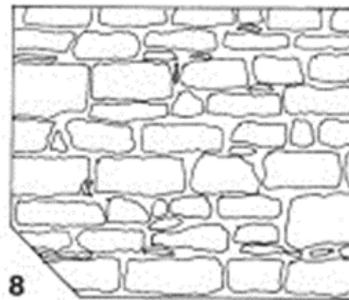


Figura 20 - A corsi sub-orizzontali e paralleli, con bozze sdoppiate, con o senza zeppe

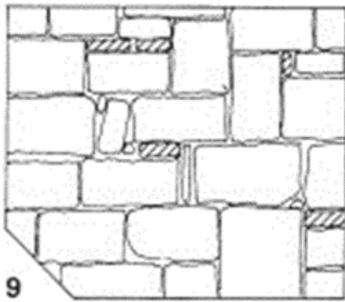


Figura 21 - Senza corsi, con bozze e conci squadrati, spesso con zeppe in laterizio

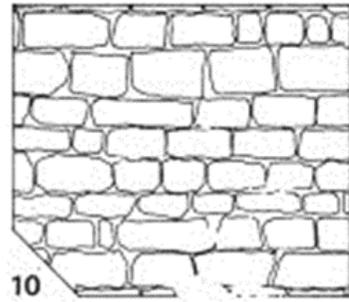


Figura 22 - A corsi orizzontali e paralleli, con bozze di altezze diverse (filaretto)

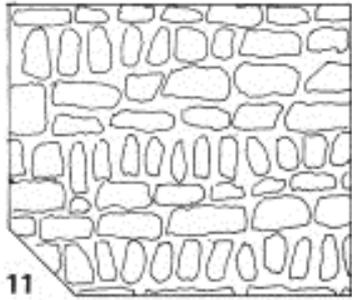


Figura 23 - A corsi orizzontali, sub-paralleli, con bozze prevalentemente verticali

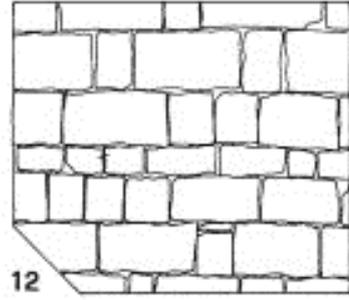


Figura 24 - A corsi orizzontali e paralleli, con conci riquadrati e spianati

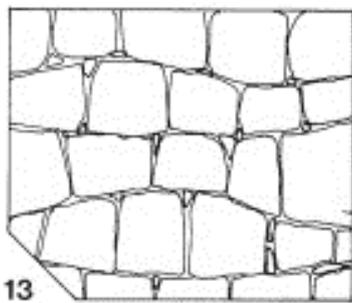


Figura 25 - A corsi ondulati, con o senza seppe

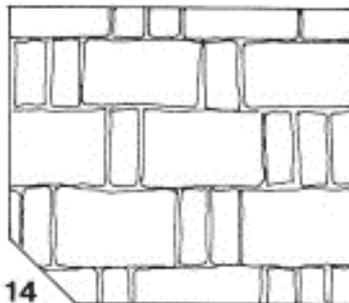


Figura 26 - A corsi paralleli e orizzontali, "araba"

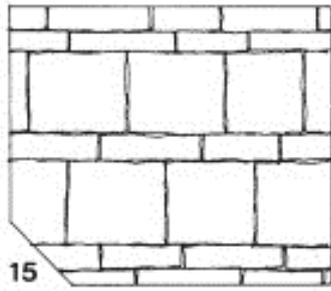


Figura 27 – A corsi paralleli e orizzontali, con lastre, “pseudoisodoma”

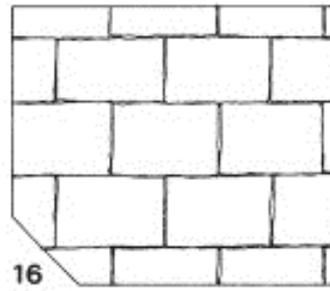


Figura 28 - A corsi paralleli e orizzontali, con conci, “isodoma”

- Murature in laterizio

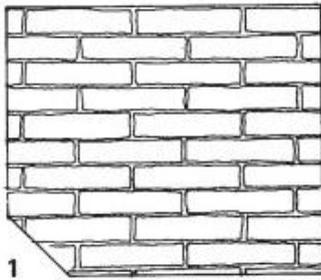


Figura 29 – Per fascia

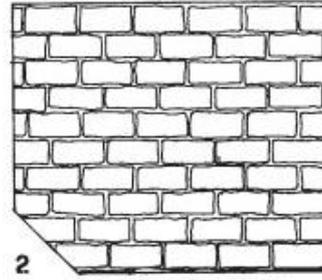


Figura 30 – Per testa

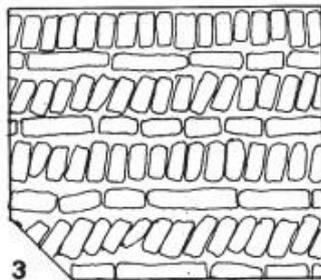


Figura 31 – Per coltello

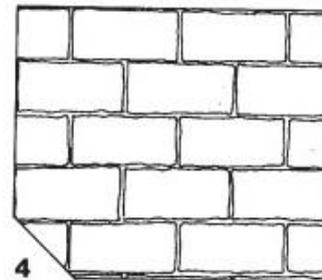


Figura 32 – Per costa (in foglio)

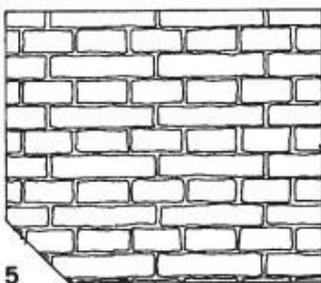


Figura 33 - Inglese a blocco

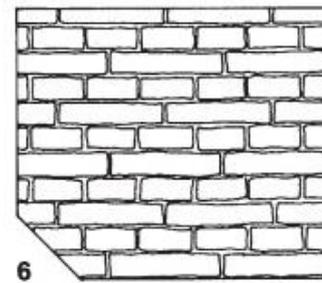


Figura 34 - Inglese a croce

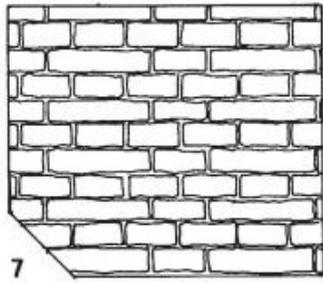


Figura 35 – Olandese

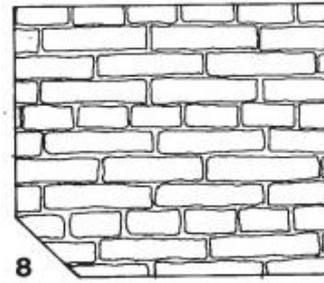


Figura 36 – Inglese per giardino

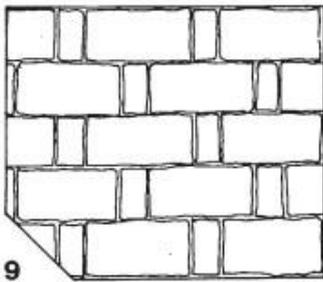


Figura 37 – "Rat trap"

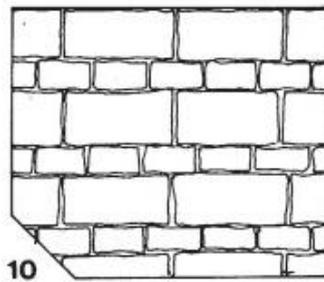


Figura 38 – "Dearne"

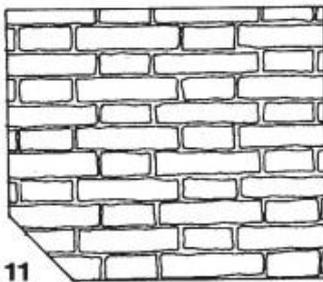


Figura 39 – Gotica o fiamminga, con due varianti

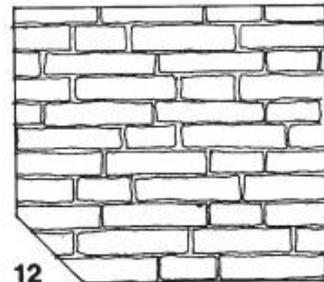


Figura 40 – "Senese" o "Monk", con varianti

- Murature in materiali misti

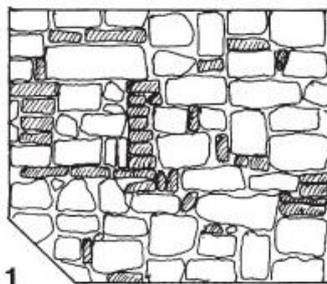


Figura 41 – a corsi sub-orizzontali, con bozze o blocchi e zeppe

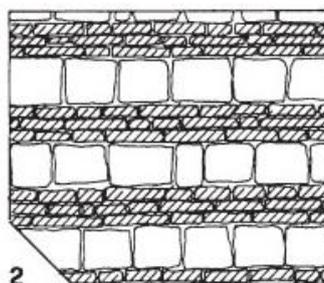


Figura 42 – a ricorsi, con bozze e/o conci

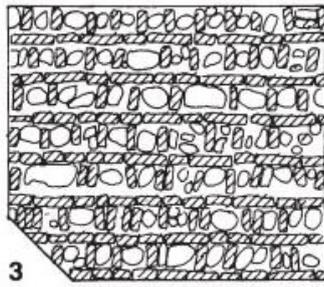


Figura 43 – A “casetta”, con “pillori”

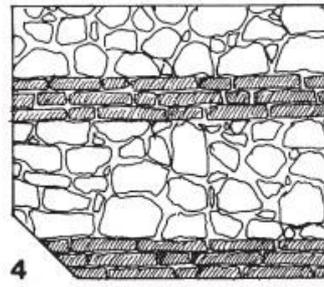


Figura 44 – A ricorsi, con bozze o blocchi

3.1 L'opus quadratum (tradizione colta)

Antonino Giuffrè, esimio ingegnere e professore di Scienza delle costruzioni e Consolidamento del patrimonio artistico, nel suo libro "Lecture sulla meccanica delle murature storiche" (1998) distingue schematicamente due filoni di tecnica muraria, definiti:

- tradizione popolare;
- tradizione colta.

Alla tradizione popolare appartengono i *muri formacei* (Figura 45), così definiti da Plinio il Vecchio, realizzati con argilla pressata tra due casseforme, le costruzioni in *lateres*, citati da Vitruvio oltreché da Leon Battista Alberti, e la succitata tecnica della *macera*.

La tradizione colta è invece rappresentata dall'*opus quadratum* (Figura 46) dei Romani; la muratura in pietra squadrata che può essere realizzata mediante due sistemi costruttivi: l'isodomo, costituito da blocchi dello stesso spessore del muro, disposti a corsi ordinati, con altezza omogenea e l'opera pseudoisodoma, caratterizzata da elementi disposti in corsi di diversa altezza.

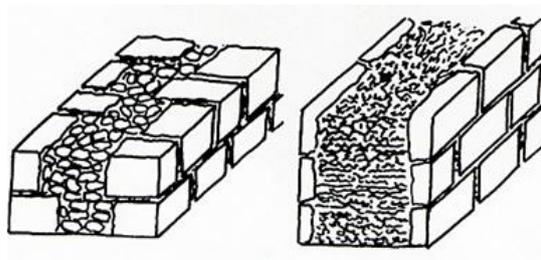


Figura 45 - Muri formacei

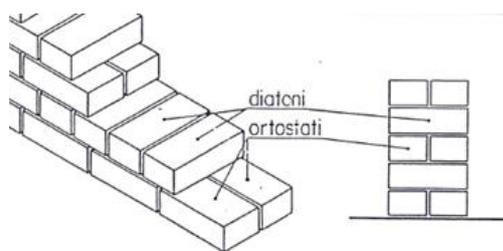


Figura 46 - Opus quadratum

L'*opus quadratum* è caratterizzato da due ordini di pietre che possono o meno coesistere nello stesso paramento murario:

- gli *ortostati*, blocchi parallelepipedi posti con il lato lungo parallelo allo sviluppo lineare del muro (posizione detta *di fascia*, *di fianco* o *in grossezza*);

- i *diatoni*, blocchi parallelepipedi posti con il lato lungo ortogonale alla direzione del muro (*in chiave, di punta o di testa*).

Questa tipologia di apparecchi murari è a *corsi* (o *filari*) orizzontali, mentre i giunti verticali sono realizzati evitando che formino "*sorelle*", cioè vengono sfalsati.

«Il modo di legare assieme queste pietre è il seguente: quando una nuova pietra è posta sopra le precedenti, per farla meglio aderire e combaciare con quelle già collocate la si pone giacere con il suo punto di mezzo corrispondente alla giuntura tra le due poste sotto, in modo che la sua estensione si distribuisca con esattezza in egual misura da una parte e dall'altra.»

Leon Battista Alberti, 1485

È dunque facile comprendere come un siffatto muro obbedisca a rigorose regole geometriche di taglio e disposizione degli elementi in pietra, al fine di ottenere un'armonica distribuzione strutturale.

3.1.1 Carichi verticali

Il muro è costituito da blocchi lapidei "indeformabili" poggiati l'uno sull'altro con vincolo monolatero (anolonomo) di semplice appoggio che può reagire sia a sforzi di compressione che di trazione. Mentre, i giunti orizzontali tra i blocchi reagiscono a sforzi che tendono a far compenetrare la materia ma non a quelli che tendono a separarla, lungo tali superfici, quindi, la resistenza a trazione propria della pietra viene a mancare; secondo i piani verticali è supposto un vincolo che entra in azione qualora sia indispensabile per l'equilibrio di uno dei blocchi adiacenti.

Le superfici orizzontali di contatto tra i blocchi sono dotate di attrito secondo il modello numerico di Coulomb: esse sono in grado di resistere ad azioni ad esse complanari fino al valore limite

$$F = \mu \cdot P$$

dove μ prende il nome di "coefficiente di attrito" e P è l'azione verticale di compressione che spinge un blocco contro l'altro.

Considerato lo sfalsamento dei giunti verticali, ciascun blocco di ogni corso poggia su due blocchi dello strato inferiore; la prima conseguenza di questa caratteristica morfologica è che un carico verticale concentrato nel baricentro di un blocco si distribuisce in egual misura sui due inferiori, e da questi sui tre dello strato sottostante. Ipotizzando che le dimensioni dei blocchi siano costanti per tutte le giaciture, al quarto strato il carico interessa solo due blocchi, tre al quinto e così via. Ovviamente una modesta aliquota di carico viene assorbita da una porzione di muro tanto più ampia quanto più ci si allontana dal blocco caricato direttamente, ma la diffusione del carico può grossomodo considerarsi circoscritta alla fascia verticale immediatamente sottostante il punto di applicazione della forza (Figura 47).

Se il muro è caricato con una forza concentrata inclinata (Figura 48), insorgono delle reazioni parallele alle superfici di contatto tra i blocchi; qualora la forza trasmessa da un blocco a quello sottostante non fosse contenuta nella base del blocco che la riceve, l'equilibrio verrebbe meno; ma in realtà quest'ultimo può appoggiarsi al blocco attiguo, il cui equilibrio è possibile se la risultante delle forze agenti su di esso è interna alla base di appoggio e inclinata non più di quanto il coefficiente d'attrito consenta.

Anche in questo caso si osserva che solo la porzione di muro direttamente interessata partecipa alla conservazione dell'equilibrio statico; è proprio questa la caratteristica meccanica fondamentale della struttura muraria, conseguente alla effettiva discontinuità della muratura e delle connessioni strutturali.

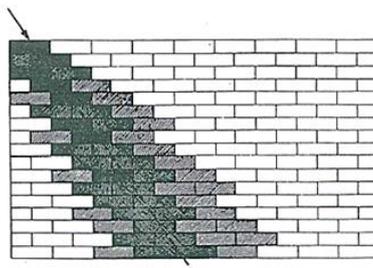
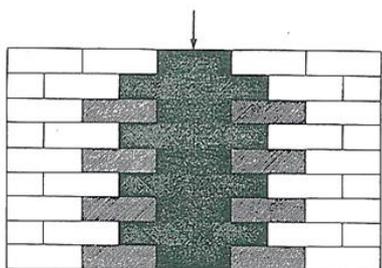


Figura 47 - Parete a giunti sfalsati sollecitata da un carico verticale

Figura 48 - Parete a giunti sfalsati sollecitata da un carico inclinato

L'apparecchio murario così pensato rappresenta un modello meccanico discontinuo che approssimativamente può essere ricondotto al materiale ideale studiato dall'accademico Salvatore Di Pasquale (1986): isotropo¹¹ e continuo come nella teoria dell'elasticità, con la peculiarità dell'assenza di resistenza a trazione; a differenza di quest'ultimo, però, i blocchi vengono ipotizzati indeformabili e sottostanno solo alle leggi della statica. Nel modello teorico di Di Pasquale la propagazione del carico è rettilinea nella sua stessa direzione senza alcuna diffusione; nell'ipotesi di parete in blocchi quadrati con vincolo monilatero dotato di attrito i risultati sono analoghi, anche se l'anisotropia¹² dell'*opus quadratum* limita la possibile inclinazione dello sforzo.

È opportuno rimarcare le caratteristiche del modello, pressoché inesistenti nella parete reale, che scandiscono la sua astrazione:

- perfetta efficacia tra i blocchi lungo le superfici orizzontali;
- contatto lungo le superfici verticali messo in conto solo quando sia indispensabile per impedire lo scivolamento di uno o più blocchi;
- blocchi considerati infinitamente indeformabili.

Un'ulteriore conseguenza dello sfalsamento dei blocchi è rappresentata dalla funzione di *catena*, caratteristica propria delle murature "ben connesse": una fascia di muratura costituisce una "catena". Per allungarla è necessario che i blocchi scorrano gli uni sugli altri; qualunque azione tenda a far scorrere i blocchi, lungo le superfici di appoggio orizzontali, è costretta a vincere l'attrito che la compressione indotta dai carichi verticali genera all'interfaccia tra tali superfici (Figura 49).

«Altro genere di legamenti, fondamentale, questo, è rappresentato da quelli che girano attorno ai muri per tutta la loro lunghezza per tenere stretti gli angoli e incatenare la struttura dell'opera.»

Leon Battista Alberti, 1485

¹¹ Le caratteristiche meccaniche del materiale sono uguali lungo ogni direzione.

¹² Le caratteristiche meccaniche dipendono dalla direzione: la giacitura orizzontale rappresenta una direzione privilegiata, si possono verificare scorrimenti paralleli ad essa ma non sono consentiti quelli ortogonali, generando un evidente differenza nel comportamento meccanico secondo le due direzioni.

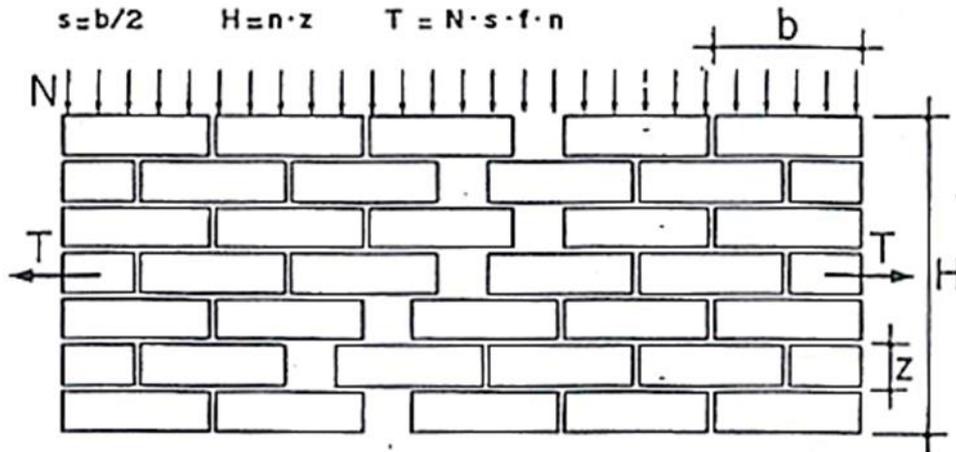


Figura 49 - Muro a giunti verticali sfalsati, stato fessurativo a cui si oppone la pseudo-resistenza a trazione

Perciò, un muro ben connesso può esercitare una pseudo-resistenza a trazione, o meglio una resistenza allo scorrimento provocata dall'attrito, che è possibile valutare come di seguito indicato: un muro costituito da n strati di ortotropi di lunghezza b e spessore z , disposti secondo il modello geometrico dell'*opus quadratum* e quindi in modo che i blocchi di due strati successivi siano sovrapposti per una lunghezza $s = b/2$, soggetto a un carico verticale N per unità di lunghezza, è in grado di reagire alla trazione con una forza T :

$$T = N \cdot s \cdot \mu \cdot n$$

dove:

- $N \cdot s$ è la compressione agente sullo strato s , lungo il quale deve avvenire lo scorrimento;
- μ è il coefficiente d'attrito, che moltiplicato per $N \cdot s$ fornisce la forza orizzontale che l'attrito può suscitare tra i due blocchi;
- n è il numero di superfici che scorrono.

Dividendo la resistenza totale T per l'altezza complessiva del muro $H = n \cdot z$ si ottiene la pseudo-resistenza a trazione riferita all'altezza unitaria t :

$$t = \frac{T}{H} = \frac{N \cdot s \cdot \mu \cdot n}{n \cdot z} = \frac{N \cdot s \cdot \mu}{z} = \frac{N \cdot b \cdot \mu}{2 \cdot z}$$

È utile osservare che la resistenza a trazione d'assieme, linearmente dipendente dal carico verticale, è direttamente proporzionale alla lunghezza del blocco, e quindi alla sovrapposizione, ma è inversamente proporzionale all'altezza dello stesso. Questo vuol dire che blocchi più lunghi offrono una superficie maggiore all'ingranamento dell'attrito. A parità di altezza del muro invece, blocchi di forte spessore comportano un minor numero di superfici di scorrimento quindi, minori vincoli di connessione.

Il carico agente sulla parete fa sì che l'ultima porzione di muro, se ben connessa, corrisponda a una cintura resistente longitudinale, assimilabile al cordolo richiesto dalle normative tecniche attualmente in vigore. Volendo fare un parallelismo con le cupole, si osserva come la tecnica dello *spinapesce*¹³ (Figura 50), utilizzata per costruire volte a calotta senza centine, sia stata quanto mai inadeguata, poiché i blocchi posti verticalmente interrompono la continuità del *tamburo*¹⁴ riducendo drasticamente la superficie offerta all'attrito.

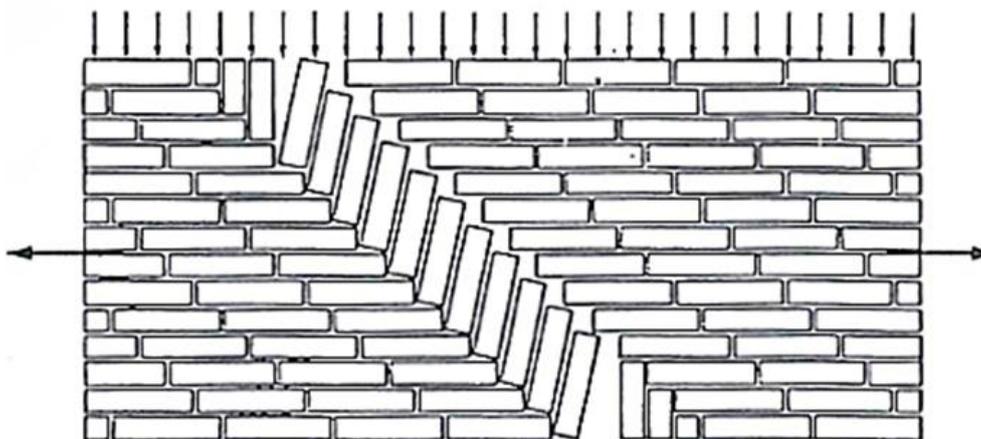


Figura 50 - Tecnica dello spinapesce

¹³ Esempio lampante dell'inefficienza statica di questa tecnica è la Cupola del Brunelleschi. Il cedimento delle imposte verso l'esterno ha generato delle lesioni proprio in corrispondenza dello spinapesce, punto di discontinuità e minor resistenza.

¹⁴ Elemento di raccordo posto tra la cupola e il perimetro d'imposta della stessa.

3.1.2 Carichi orizzontali

La più importante delle azioni esterne che il muro è chiamato a equilibrare, oltre al carico verticale, è quella che tende a ribaltarlo, vale a dire, quella diretta ortogonalmente al suo piano medio.

Prima di esaminare il caso specifico di una parete costituita da blocchi sovrapposti, conviene considerare il caso più generale di parete monolitica (Figura 51); applicando alla sommità del muro una forza orizzontale F e incrementando la sua intensità fino al cedimento dello stesso, si possono verificare due modalità di collasso legate a cinematismi differenti:

- collasso per scivolamento, a cui compete un moto di traslazione in direzione parallela alla superficie d'appoggio;
- collasso per ribaltamento, a cui compete il relativo cinematismo di rotazione del corpo attorno al vertice diametralmente opposto alla forza.

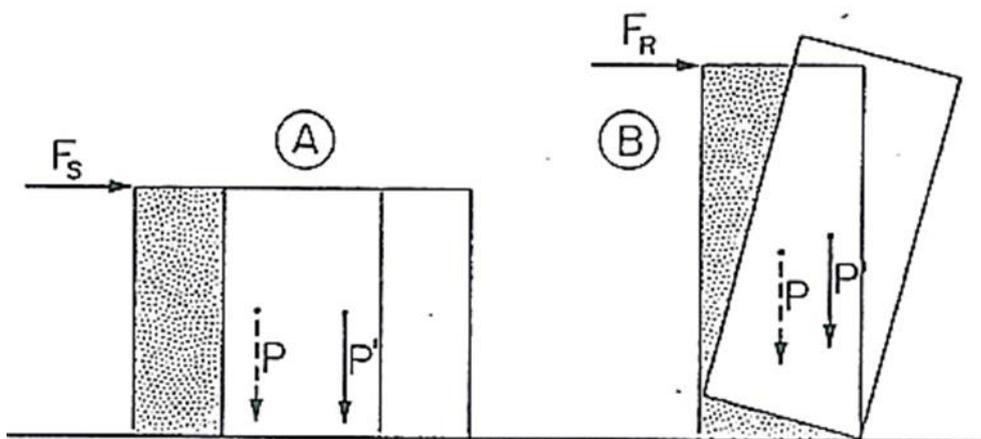


Figura 51 - Scivolamento e ribaltamento di una parete monolitica

Considerata una parete di peso specifico γ , spessore b , altezza H e profondità unitaria, il suo peso è:

$$P = \gamma \cdot b \cdot H \cdot 1$$

La sicurezza nei confronti dell'inesco del cinematismo di collasso per ribaltamento corrisponde al rapporto tra il momento stabilizzante, prodotto dal carico rispetto al centro di rotazione, ed il momento ribaltante generato dalla forza applicata:

$$\eta = \frac{M_S}{M_R} = \frac{P \cdot \frac{b}{2}}{F \cdot H} = \frac{\gamma \cdot b^2 \cdot H}{2 \cdot F \cdot H} = \frac{\gamma \cdot b^2}{2 \cdot F}$$

È facile osservare che la sicurezza al ribaltamento, inversamente proporzionale alla forza ribaltante, risulta dipendere solo dallo spessore della parete; la forza ribaltante massima per cui il blocco ribalta, cioè la forza che genera un momento ribaltante che eguaglia il momento stabilizzante ($\eta=1$) è pari a:

$$F_R = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b^2$$

anch'essa indipendente dall'altezza del muro.

Non essendo presente un vincolo alla traslazione orizzontale, il blocco potrebbe scivolare prima di ribaltare; questo meccanismo di collasso entra in gioco quando la forza applicata in sommità raggiunge il valore limite dato dalla resistenza che la base d'appoggio può esplicare per attrito, e cioè:

$$F_S = \mu \cdot P = \mu \cdot (\gamma \cdot b \cdot H \cdot 1)$$

quest'ultima, dipendente dall'altezza della parete e risulta essere proporzionale all'altezza dello stesso.

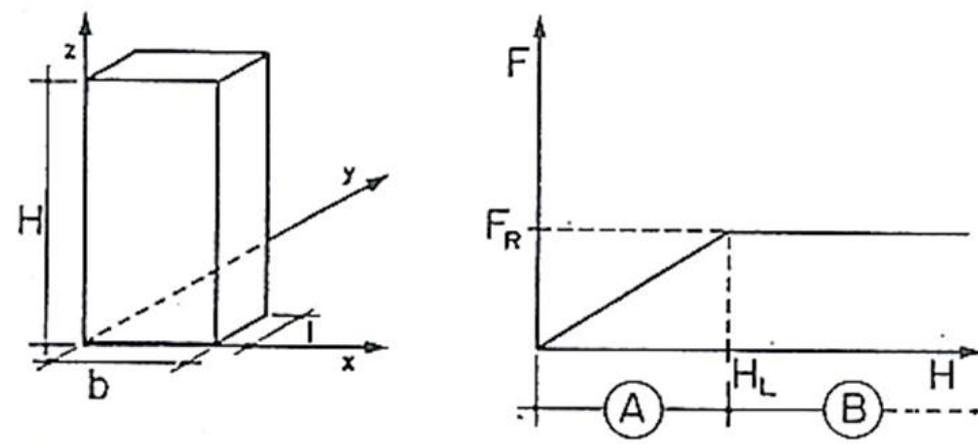


Figura 52 - Diagramma Forza di collasso-Altezza

Come riportato in Figura 52, al crescere dell'altezza il blocco resiste a forze crescenti, fino al limite che rappresenta il confine tra le due modalità di collasso; questo valore è raggiunto quando l'altezza del blocco fa risultare:

$$F_S = F_R \rightarrow \mu \cdot (\gamma \cdot b \cdot H \cdot 1) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b^2 \rightarrow H_L = \frac{b}{2 \cdot \mu}$$

Applicando una forza orizzontale alla sommità di una parete più bassa di H_L e incrementandone l'intensità, il blocco scivolerà; al contrario, se il blocco è più alto, si indurrà il ribaltamento.

«Siccome gli sforzi della potenza P ed M sono in ragione inversa delle altezze alle quali esse agiscono, ne risulta che un parallelepipedo scorrerà ogni qualvolta la forza che occorrerebbe per farlo capovolgere sarà più grande di quella per farlo scorrere, e che al contrario si capovolgerà quando sarà necessaria minor forza per produrre questo effetto che per farlo scorrere.»

Jean-Baptiste Rondelet, 1817

Se ora si considera l'azione combinata di una forza orizzontale F (come la spinta di un arco) e il carico verticale N applicato a una distanza dal bordo lungo il quale agisce F , le precedenti equazioni diventano:

- sicurezza al ribaltamento

$$\eta = \frac{M_S}{M_R} = \frac{N \cdot (b - a) + P \cdot \frac{b}{2}}{F \cdot H}$$

- forza che genera il ribaltamento

$$F_R = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b^2 + \frac{N \cdot (b-a)}{H}$$

- forza che genera lo scivolamento

$$F_S = \mu \cdot (P + N) = \mu \cdot (\gamma \cdot b \cdot H \cdot 1 + N)$$

Ovviamente anche in questa situazione esiste un limite di demarcazione H_L tra i due meccanismi di collasso; dal grafico si evince come per $N > 0$ la forza di collasso assuma

valori superiori rispetto al caso di $N=0$, che però decrescono all'aumentare dell'altezza del muro, tendendo asintoticamente al valore riscontrato proprio nel caso di $N=0$ (Figura 53).

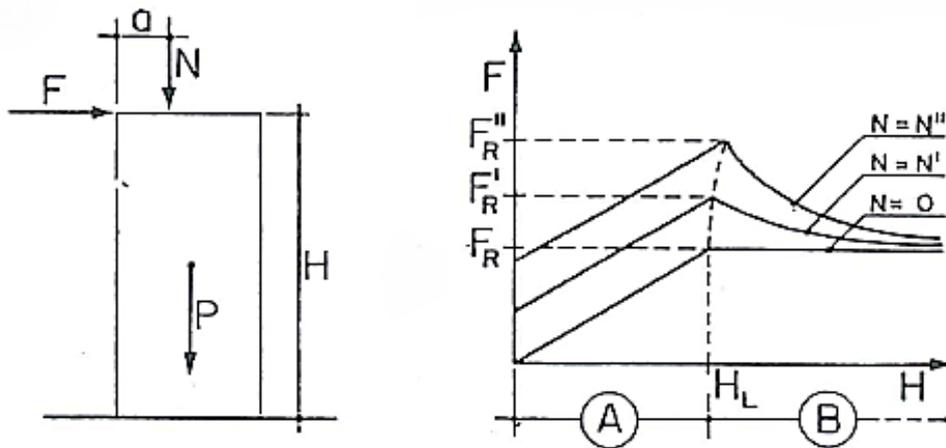


Figura 53 - Diagramma Forza di collasso-Altezza, per carichi verticali di compressione crescenti

Le condizioni di equilibrio appena introdotte permettono di progettare il piedritto, proporzionando lo spessore b in modo tale da sopportare la spinta orizzontale a cui è sottoposto; per tener conto di entrambe le modalità di collasso, si calcola lo spessore da entrambe le equazioni (F_R e F_S uguagliate a F) e si considera il più grande, naturalmente questo valore deve essere maggiorato a vantaggio di sicurezza.

Passando ora a esaminare l'effetto di una forza orizzontale F agente sulla sommità di una parete costruita secondo la tecnica dell'*opus quadratum* (Figura 54), è possibile applicare al blocco di altezza h , che sta in cima a tale muro, le stesse considerazioni fatte per la parete monolitica, nello specifico:

$$F_S = \mu \cdot (\gamma \cdot b \cdot h \cdot 1)$$

quanto più basso è il blocco tanto più esigua è la forza che esso può equilibrare; ciò vuol dire che la forza orizzontale F , superato un modesto valore limite legato all'attrito, sposta il blocco più in alto senza "scomodare" il resto del muro.

Qualora, congiuntamente alla forza F , agisse sul muro un carico verticale N tale che $F \leq \mu \cdot (N + p_l)$, il cinematismo relativo al collasso per scivolamento non può avvenire né

lungo la giacitura orizzontale del blocco in sommità, né a maggior ragione su quelli degli strati inferiori soggetti al carico N a cui va a sommarsi il peso dei blocchi sovrastanti.

La forza d'attrito scaturita dal carico verticale rende monolitico il muro costituito da blocchi sovrapposti; lo spessore b necessario affinché permanga l'equilibrio statico si può ottenere dall'equazione di equilibrio al ribaltamento formulata per il blocco unico.

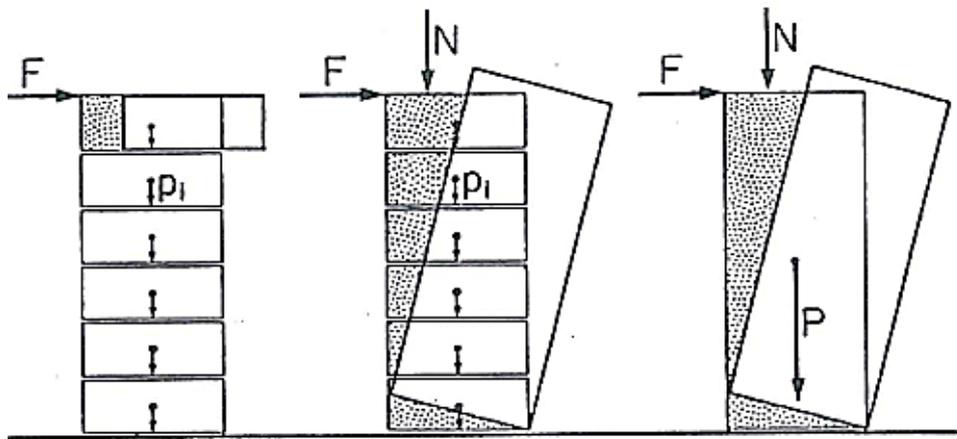


Figura 54 - Differenza tra parete monolitica e muro costituito da blocchi sovrapposti

Infine, si consideri l'effetto di una forza orizzontale distribuita lungo l'altezza di ogni blocco proporzionalmente al peso di ciascuno di essi secondo il coefficiente β (e.g. azione prodotta da un'accelerazione alla base generata da un terremoto) (Figura 55).

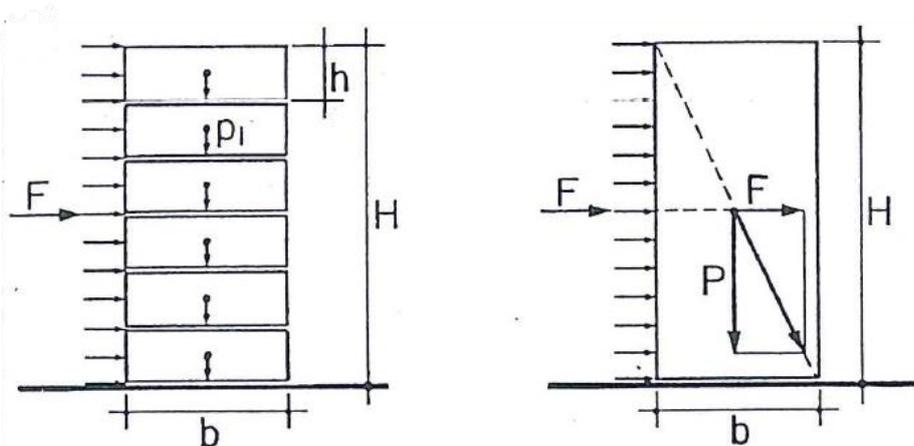


Figura 55 - Forza orizzontale distribuita lungo l'altezza della parete

Supponendo che il blocco in cima non sia così alto da collassare per ribaltamento (in tal caso, il valore limite della forza sarebbe determinabile dall'equilibrio alla rotazione del medesimo blocco), la condizione necessaria per non avere scivolamento è:

$$\beta \leq \mu$$

In tal caso, infatti, alla generica giacitura i -esima la forza orizzontale risultante sarà:

$$F_i = \sum_{j=1}^m F_j = \beta \cdot \sum_{j=1}^m P_j$$

che sarà minore della resistenza all'attrito relativa alla risultante dei carichi verticali:

$$F_{R_i} = \mu \cdot \sum_{j=1}^m P_j$$

Ciò dimostra che il coefficiente d'attrito rappresenta un limite superiore per il coefficiente di proporzionalità del carico orizzontale a cui la parete può resistere con il meccanismo di scivolamento.

Mentre, il meccanismo di collasso per ribaltamento si attiva quando il momento stabilizzante e ribaltante si eguagliano:

$$M_S = P \cdot \frac{b}{2} = \beta \cdot P \cdot \frac{H}{2} = M_R$$

Da quest'ultima relazione è possibile ricavare un ulteriore limite per il coefficiente di proporzionalità:

$$\beta \leq \frac{b}{H}$$

Le condizioni su β valgono sono identiche nel caso di parete monolitica, il che sta a dimostrare che il muro in *opus quadratum* può essere confuso con un corpo rigido di stesse dimensioni e peso.

Se si considera un muro di pietra squadrata composto da diatoni e ortostati regolarmente alternati e lo si confronta con un muro di medesima profondità costituito da soli *ortostati*¹⁵ (Figura 56), si osserva come la presenza dei diatoni:

¹⁵ In realtà, tale muro è da considerarsi come somma di due muri affiancati, ciascuno di spessore $b/2$.

- impedisca lo scivolamento tra le superfici interne;
- coinvolga tutto il muro nel cinematismo del ribaltamento;

ne segue che il muro con diatoni resiste a una spinta doppia rispetto a quello di soli ortostati.

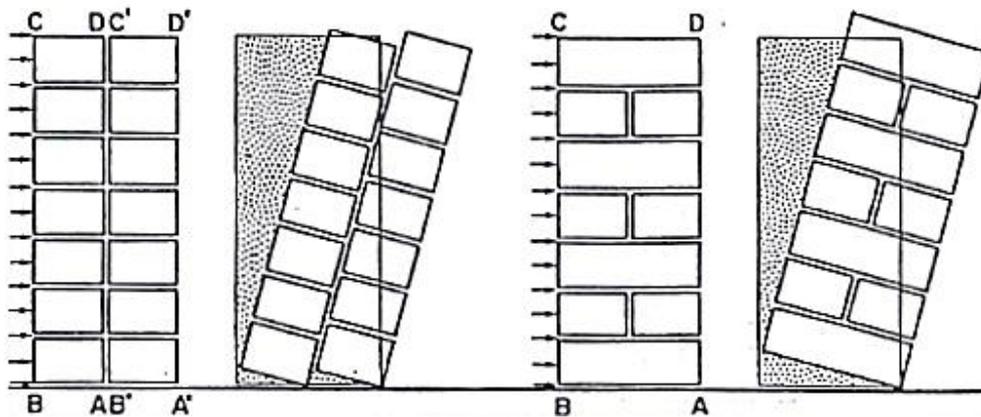


Figura 56 - Differenza tra muro costituito da soli ortostati e parete costituita da ortostati e diatoni regolarmente alternati

In aggiunta, utilizzare arrangiamenti differenti dallo schema ipotizzato in precedenza (Figura 57), come ad esempio utilizzare diatoni di lunghezza inferiore allo spessore della parete o distribuirli in maniera non uniforme lungo l'altezza del muro, si traduce in una riduzione dell'efficacia dei diatoni e quindi in una riduzione del carico orizzontale limite che induce il ribaltamento. A causa del difetto di realizzazione, la parete crolla per una perdita di equilibrio di una sua porzione limitata; non coinvolgendo l'intero muro la resistenza si riduce.

In conclusione, il muro in *opus quadratum* tenta di ricreare l'effettiva continuità della parete monolitica, a cui è possibile ricondurre lo studio, sfruttando la particolare tessitura e tutto il suo peso per resistere ad azioni che tendono a ribaltarlo.

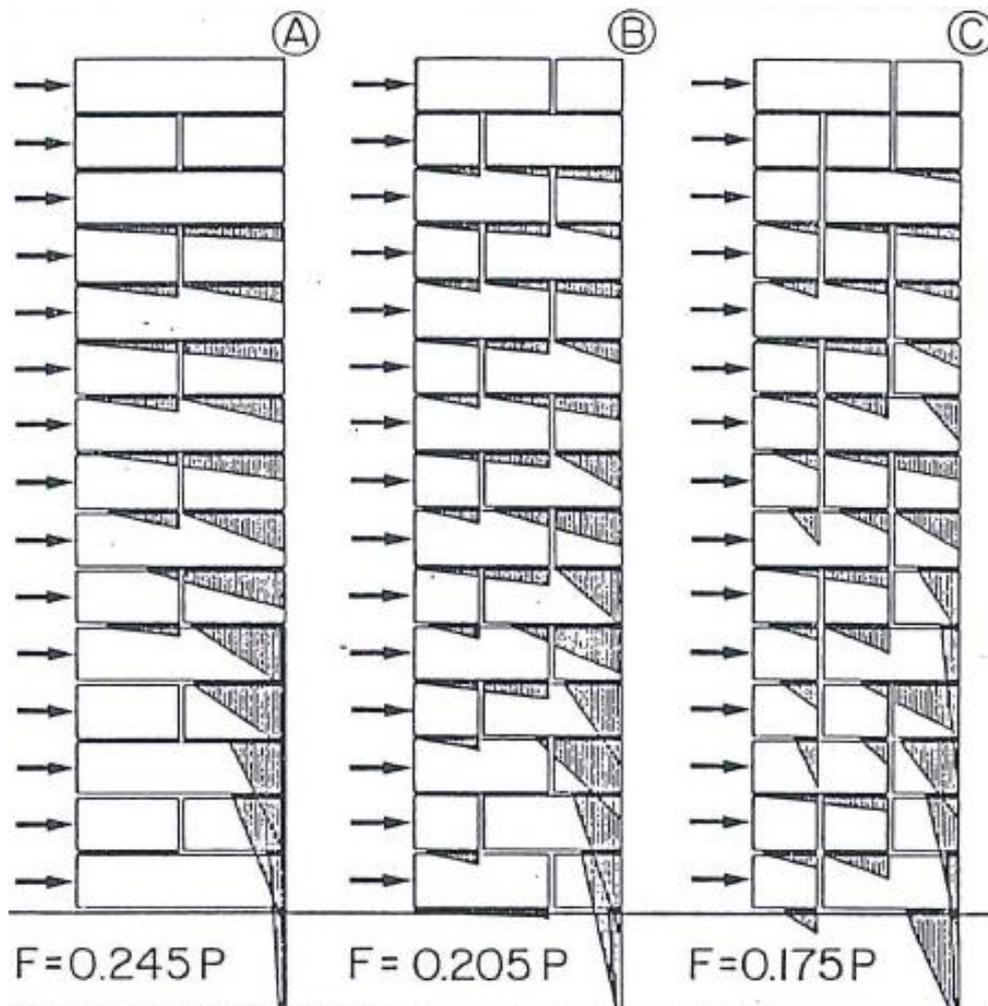


Figura 57 - Differenza tra muro costituito da soli ortostati e parete costituita da ortostati e diatoni regolarmente alternati

3.2 La muratura a sacco (tradizione popolare)

La tecnica dell'*opus quadratum* era in genere destinata alla realizzazione di costruzioni di notevole pregio, mentre nella tradizione popolare, a partire dai Greci e dai Romani, veniva utilizzata la più economica e pratica muratura a sacco.

Essa consiste nella realizzazione di due muri esterni, composti da soli ortostati o blocchi di materiale lapideo, i quali vengono utilizzati come casseri a perdere per il materiale da riempimento.

Dalla tradizione greca e da quella romana discendono le seguenti tipologie di muratura a sacco:

- *Emplekton*: è la tipica muratura a sacco utilizzata dai Greci, realizzata con un riempimento di pietre irregolari opportunamente sfalsate lungo in giunti verticali. Il riempimento è connesso alle pareti esterne per mezzo di diatoni. La malta ha la sola funzione di creare una superficie di contatto tra i blocchi più regolare possibile, infatti è realizzata a partire da una miscela di terra e piccole quantità di calce. (Figura 58)
- *Opus caementicium*: è la tipica muratura a sacco utilizzata dai Romani, realizzata con strati di *caementa*¹⁶ sovrapposti. A differenza dell'*Emplekton*, lo spessore dello strato interno è superiore a quello delle pareti esterne; per questa ragione, esse non assumono una funzione portante, ma svolgono i soli compiti di decorazione e protezione, oltreché fungere da casseri. Al fine di evitare fessure e distaccamenti tra gli strati esterni e quello interno, vengono realizzati dei piani orizzontali in mattoni di laterizio (*bipedales*) o tufo, che fungono da connettori. (Figura 59)

Il comportamento di questa tipologia di muratura dipende dall'arrangiamento del riempimento interno e dal grado di connessione tra lo stesso e il rivestimento esterno. I due casi estremi sono qui di seguito riportati.

¹⁶ Frammenti di roccia e calce idrata pressati in modo tale da riempire gli interstizi. La calce idrata è la prima forma di legante idraulico, in grado di raggiungere la presa e l'indurimento anche in assenza di aria all'interno dello spessore del muro; inoltre, era meno soggetta a fenomeni di ritiro.

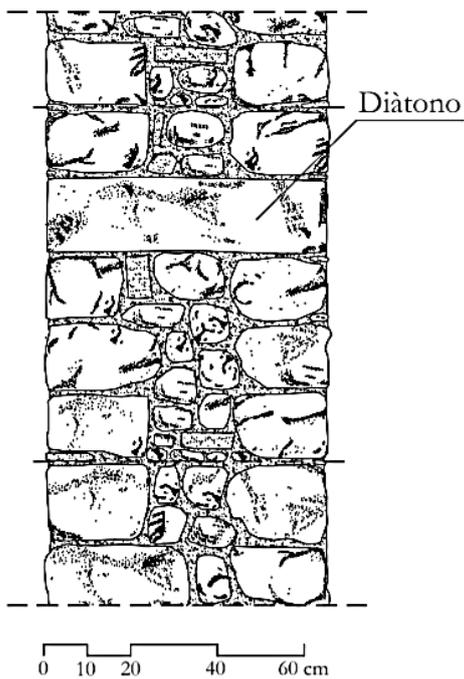


Figura 58 – Emplekton (sezione verticale)

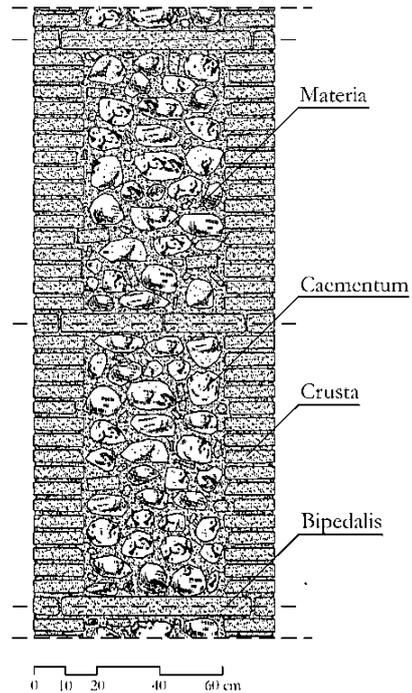


Figura 59 - Opus caementicium (sezione verticale)

3.2.1 Riempimento ben organizzato e legante di buona qualità

Il riempimento e le pareti esterne hanno dei moduli elastici differenti, per questa ragione il carico non viene distribuito in modo uniforme. Ipotizzando un materiale omogeneo e isotropo, e schematizzando gli strati come dei pendoli (Figura 60)

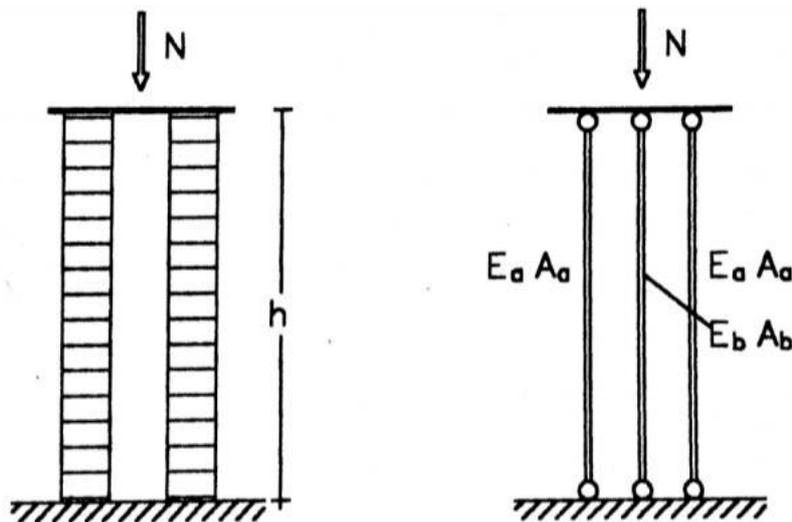


Figura 60 – Muratura a sacco (schematizzazione strutturale)

risulta:

$$N = 2\sigma_a A_a + \sigma_b A_b$$

per la congruenza degli spostamenti:

$$\delta_a = \delta_b \Rightarrow \frac{\sigma_a A_a h}{E_a A_a} = \frac{\sigma_b A_b h}{E_b A_b} \Rightarrow \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

sostituendo nella precedente, otteniamo:

$$N = \sigma_a \left(2A_a + \frac{E_b}{E_a} A_b \right)$$

$$N = \sigma_b \left(A_b + 2 \frac{E_a}{E_b} A_a \right)$$

e quindi:

$$\sigma_a = \frac{N}{\left(2A_a + \frac{E_b}{E_a} A_b \right)}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\left(2A_a \frac{E_a}{E_b} + A_b \right)}$$

ponendo:

$$A_a = A_b = 1$$

$$\frac{E_a}{E_b} = 2$$

otteniamo:

$$\sigma_a = \frac{N}{2,5}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{5}$$

Fin quando il carico è centrato, è lecito considerare nulle le tensioni tangenziali che dovrebbero nascere all'interfaccia tra i tre strati. Diversamente, azioni flessionali

inducono tensioni di taglio sulle pareti a contatto, di difficile interpretazione data la differente deformabilità degli elementi.

Le pareti esterne bloccano la dilatazione laterale del riempimento che a sua volta esercita una spinta sugli strati esterni; poiché questo può provocare dei fenomeni di instabilità, vengono inseriti piani orizzontali in laterizio e diatoni che assicurano la connessione tra i differenti strati. (Figura 61)

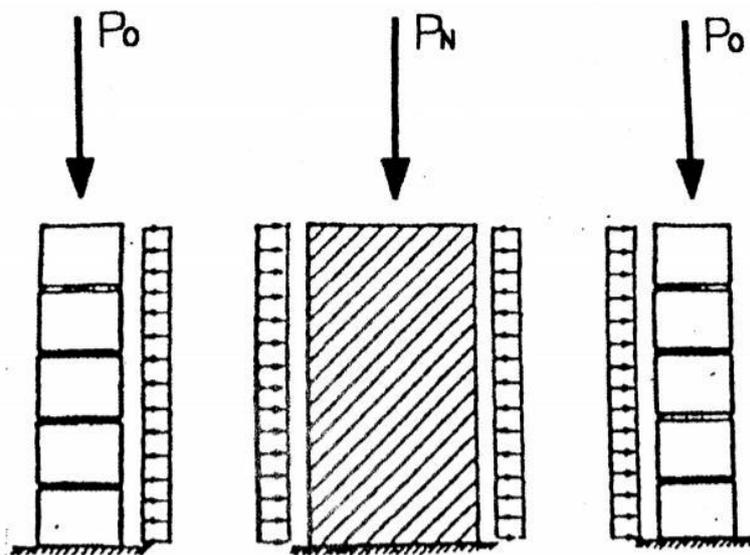


Figura 61 – Muratura a sacco con riempimento ben organizzato e legante di buona qualità (azioni scambiate tra gli strati)

3.2.2 Riempimento con poca coesione e di pessima qualità

In questo caso gli strati più esterni devono portare più carico e il riempimento trasferisce su di essi un carico variabile con l'altezza. L'andamento della spinta orizzontale è simile a quella di un terreno di riporto, dipende cioè dall'angolo di attrito interno del materiale, dal suo peso specifico e dall'altezza della parete. Sforzi tangenziali nascono anche se il carico è centrato, questo è dovuto all'attrito che nasce tra i tre strati. (Figura 62)

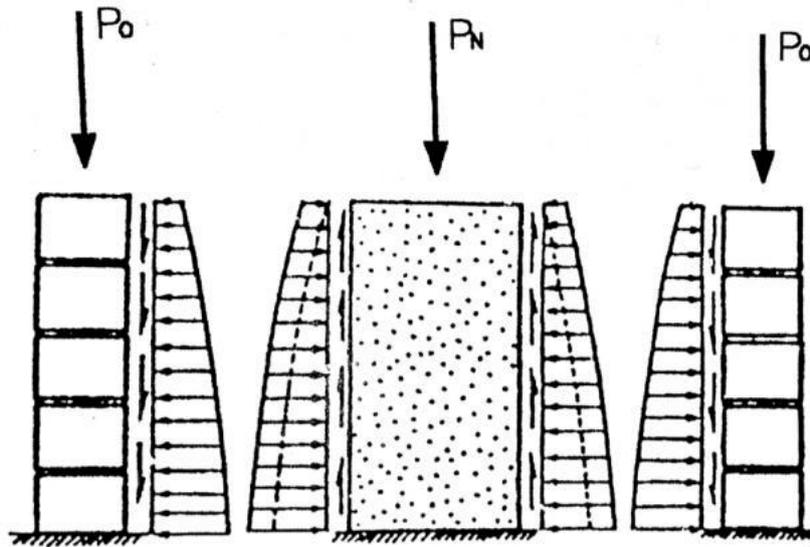


Figura 62 - Muratura a sacco con riempimento con poca coesione e di scarsa qualità (azioni scambiate tra gli strati)

3.3 La regola dell'arte

«[...] e non si hanno fabbriche ben edificate, se le opere elementari costituenti il loro assieme non vengono eseguite a seconda di certe regole dirette ad ottenere la necessaria solidità con forme convenienti e con disposizioni opportune. Queste regole devono essere studiate da chi vuole apprendere e praticamente professare l'arte di ben costruire, ed è indispensabile che, per quanto è nei rispettivi attributi, siano ben note agli ingegneri, agli architetti, ai periti in costruzione, agli imprenditori e persino agli stessi operai.»

Giovanni Curioni, 1870

Gli edifici storici in muratura giunti integri fino ai giorni nostri hanno affrontato, oltreché l'inesorabile scorrere del tempo, sollecitazioni per le quali non erano stati volutamente progettati. Essi rappresentano le migliori opere, frutto di un continuo processo di *trial and error*¹⁷ che, in epoche antecedenti la scoperta delle moderne teorie

¹⁷ Tradotto: tentativo ed errore; significa prova e sbaglia.

fisiche e meccaniche, portava i costruttori ad accumulare, affinare e tramandare le cosiddette "*regole del buon costruire*".

La *regola dell'arte* rappresenta l'insieme dei criteri, delle tecniche e delle *best practices*¹⁸ lasciateci in eredità dagli antichi mastri murari che, in concomitanza con le teorie di progettazione e le normative di riferimento attuali, ci permettono di ottenere un muro di buona qualità, un muro le cui caratteristiche meccaniche sono molto vicine a quelle di una parete monolitica con vincoli di semplice appoggio, ed i relativi cinematismi di collasso sono caratterizzati da cerniere cilindriche posizionate lungo opportune giaciture orizzontali.

Qualsiasi tipologia di muratura ha come limite superiore la tecnica dell'*opus quadratum*, che presenta un comportamento meccanico ottimale, tendente a quello di un corpo unico. Tutte le altre tecniche deviano dal comportamento ideale, per questo motivo è quindi doveroso elencare gli accorgimenti costruttivi che permettono di identificare o realizzare una muratura di ottima qualità:

- regolarità e orizzontalità dei corsi
- squadratura regolare dei blocchi
- medesima dimensione dei blocchi
- verticalità della parete
- sfalsamento dei giunti verticali
- qualità dei materiali
- malta
- ammorsamento trasversale dei blocchi (presenza di diatoni)

In passato era uso comune posizionare tra i blocchi della stessa giacitura delle grappe metalliche, utili per tenerli fermi durante la posa dello strato superiore e per migliorarne la continuità orizzontale.

¹⁸ Tradotto: buone o migliori prassi.

4 IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLA MURATURA

Il comportamento meccanico della muratura è molto complesso, le caratteristiche delle singole fasi (mattoni, giunti di malta e interfaccia mattoni-malta) e del composito sono diverse tra loro.

In generale, la muratura presenta delle caratteristiche tipiche derivanti dalla sua struttura interna:

- Comportamento differente se soggetta a tensione o compressione. Ha una buona resistenza a compressione e una resistenza a trazione pressoché nulla. Inoltre, esibisce un comportamento fragile in trazione e una duttilità limitata in compressione. (Figura 65)
- Relazione sforzo-deformazione non lineare. (Figura 65)

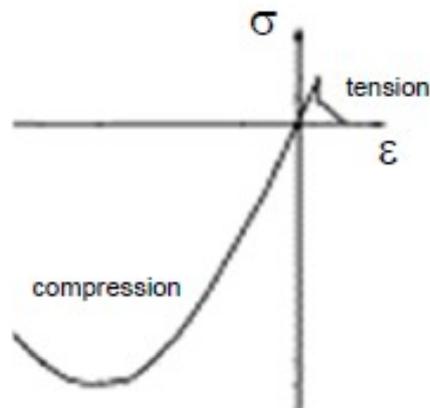


Figura 63 - Diagramma sforzo-deformazione muratura

- Disomogeneità: presenza di irregolarità dei materiali costituenti, quali blocchi, giunti e letti di malta. La disomogeneità risiede nella variazione tra le grandezze meccaniche macroscopiche (medie o nominali) e le grandezze locali. (Figura 64)

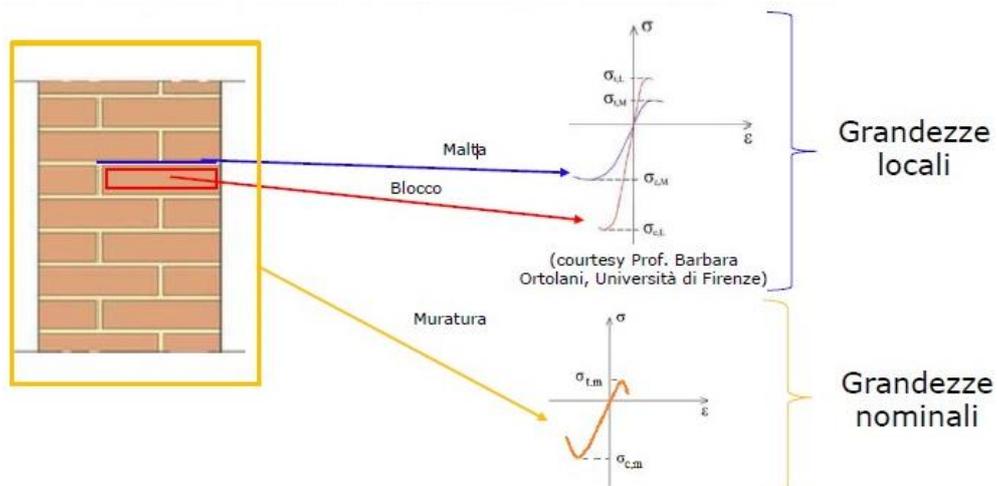
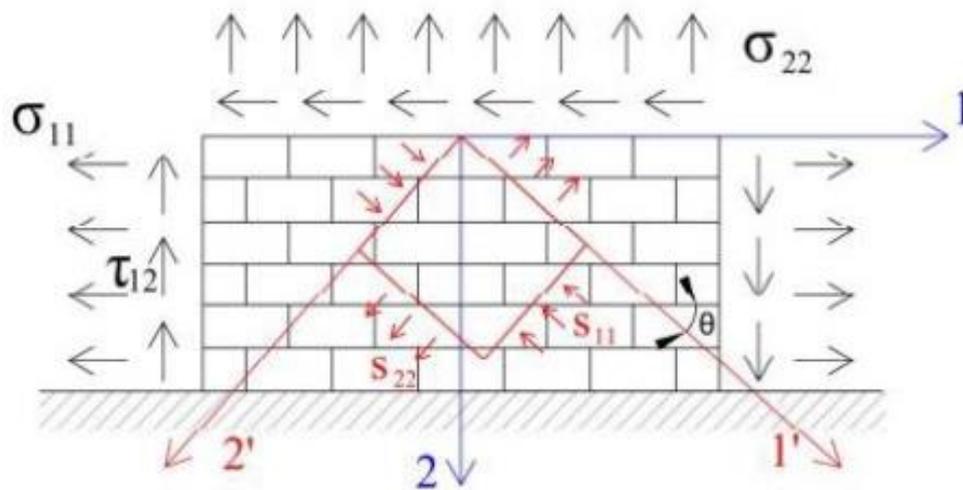


Figura 64 - Disomogeneità

- Anisotropia, cioè una risposta differente in funzione della direzione considerata, dovuta alla presenza dei giunti di malta, all'orientamento e all'assestamento dei blocchi e all'eventuale presenza di fori. (Figura 65)



(courtesy of Prof. Barbara Ortolani, Università di Firenze)

Figura 65 - Anisotropia

- Discontinuità: spostamenti relativi, rotazioni tra i blocchi, problemi di contatto, attrito all'interfaccia tra le superfici. (Figura 66)

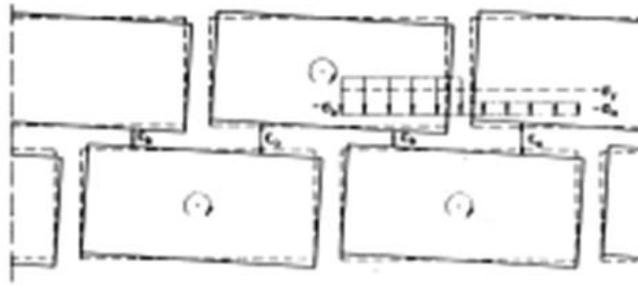


Figura 66 – Rotazione tra i blocchi

- Localizzazione della deformazione e del danno. (Figura 67)



Figura 67 - Localizzazione del danno

Tutto questo evidenzia la necessità di una caratterizzazione meccanica del materiale quanto più possibile univoca. Per quanto riguarda le strutture di nuova realizzazione è possibile realizzare a monte dei provini *standard* da sottoporre a test, siano essi a trazione, compressione, *creep*, ecc. Mentre, nel caso di strutture esistenti, è necessario estrarre dei provini *non-standard* dalla muratura esistente.

4.1 Le nuove costruzioni

4.1.1 Blocchi

Le indicazioni per eseguire delle prove di caratterizzazione meccanica sui mattoni sono riportate all'interno delle seguenti norme:

- UNI EN 772-1:2015 (per mattoni integri)
- UNI EN 1015-11:2019 (per provini tagliati a partire da mattoni integri)

Prove di flessione su tre punti

A partire da un mattone di dimensioni standard, a seguito di operazioni di taglio, vengono estratti dei provini di dimensioni ridotte. (Figura 68)

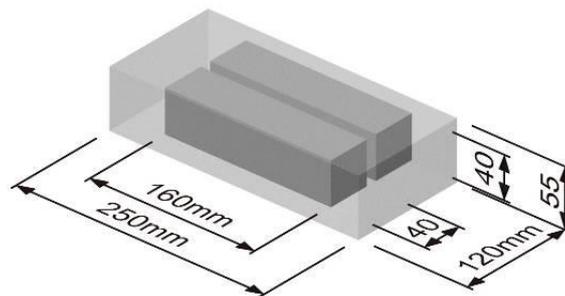


Figura 68 - Blocchi (provino standard)

Questi ultimi vengono sottoposti a una prova di flessione su tre punti (Figura 69) per ricavare la resistenza a flessione F_{fb} del singolo prisma:

$$f_{fb} = \frac{3 F_{ult} l}{2 b h^2}$$

dove:

- F_{ult} è il carico di rottura
- l è la distanza tra gli assi dei vincoli di appoggio (100mm)
- b è la larghezza del provino (40mm)
- h è l'altezza del provino (40mm)

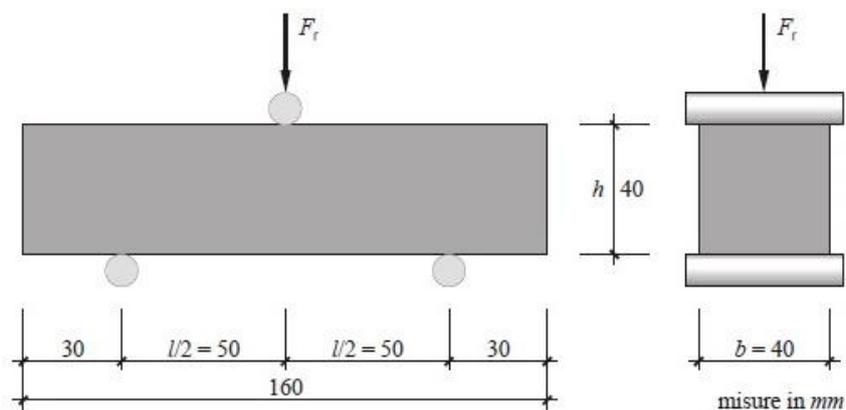


Figura 69 – Blocchi: prova di flessione su tre punti

Prove di compressione

Le due metà di provino spezzate durante la prova vengono poi sottoposte a un test di compressione (Figura 70) al fine di ricavarne la resistenza a compressione f_{cb} :

$$f_{cb} = \frac{F_{ult}}{ab}$$

dove a (40mm) è la porzione di lunghezza del provino direttamente a contatto con le piastre che inducono la compressione. Una particolare dima assicura che l'area caricata risulti pari a $40 \times 40 \text{ mm}^2$.

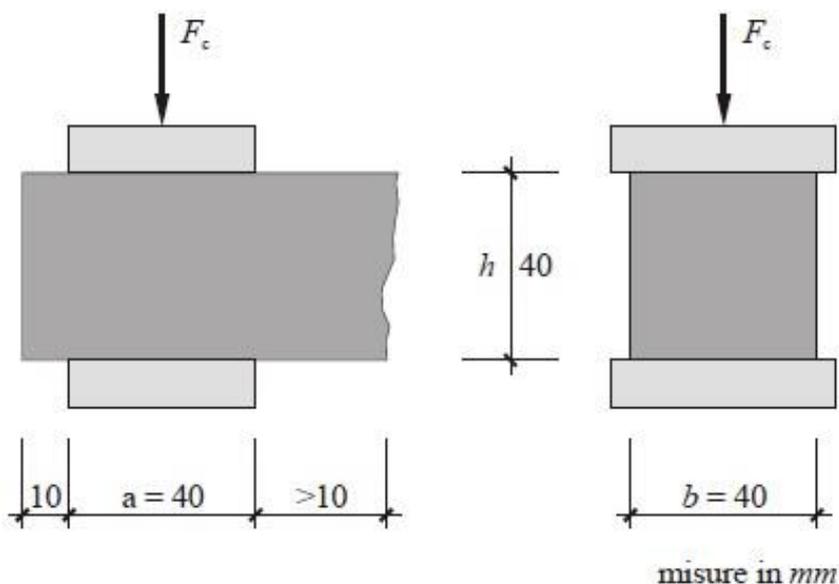


Figura 70 – Blocchi: prova di compressione

Prove di trazione indiretta (Splitting test)

Con questa prova, conosciuta anche con il nome di prova brasiliana, è possibile ricavare la resistenza a compressione di un provino cilindrico (Figura 71). Il test viene eseguito su provini cilindrici estratti da murature esistenti o realizzate *ad hoc* in laboratorio (*carote*).

La resistenza a trazione del materiale f_{tb} è ottenuta dalla seguente formula:

$$f_{tb} = \frac{2P}{\pi DL}$$

dove:

- P è il carico applicato
- D è il diametro del provino
- L è la lunghezza del provino

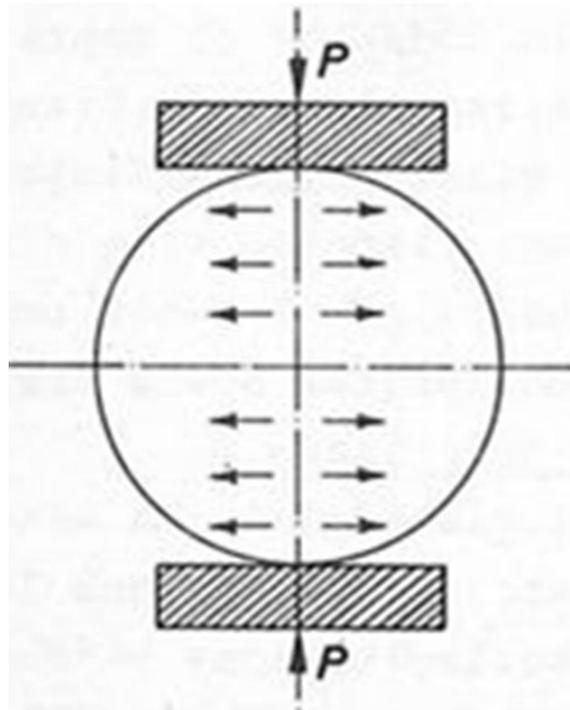


Figura 71 - Blocchi: splitting test

4.1.2 Malta

Le indicazioni per eseguire delle prove di caratterizzazione meccanica sulle malte sono riportate all'interno della norma UNI EN 1015-11:2019

Prove di flessione su tre punti

In modo simile a quanto visto per i mattoni, viene realizzato un provino di malta di dimensioni standard (160x40x40mm) che viene sottoposto a una prova di flessione su tre punti (Figura 72).



Figura 72 – Malta: prova di flessione su tre punti

La resistenza a flessione F_{fm} del prisma sarà quindi pari a:

$$f_{fm} = \frac{3 F_{ult} l}{2 b h^2}$$

dove:

- F_{ult} è il carico di rottura
- l è la distanza tra gli assi dei vincoli di appoggio (100mm)
- b è la larghezza del provino (40mm)
- h è l'altezza del provino (40mm)

Prove di compressione

A seguire, le due metà di provino spezzate durante la prova vengono sottoposte a una prova di compressione (Figura 70) al fine di ricavarne la resistenza a compressione f_{cm} :

$$f_{cm} = \frac{F_{ult}}{ab}$$

dove a (40mm) è la porzione di lunghezza del provino direttamente a contatto con le piastre che inducono la compressione. Una particolare dima assicura che l'area caricata risulti pari a $40 \times 40 \text{mm}^2$.

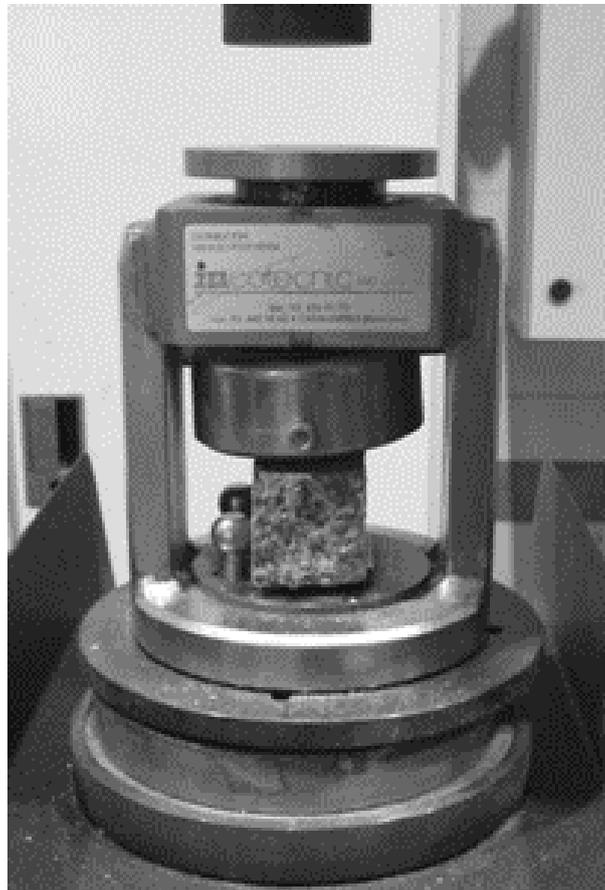


Figura 73 – Malta: prova di compressione

Prove di trazione indiretta (Splitting test)

Con questa prova è possibile ricavare la resistenza a compressione di un provino prismatico (

Figura 74, Figura 75).

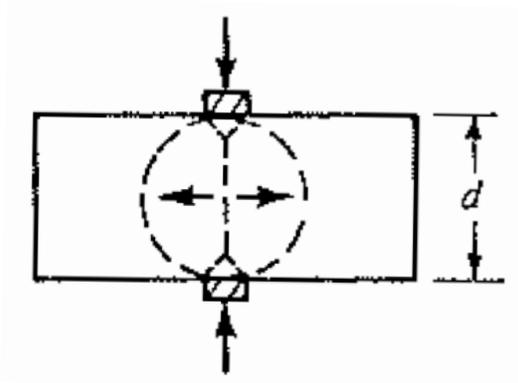


Figura 74 - Malta: provino per splitting test



Figura 75 - Malta: splitting test

La resistenza a trazione del materiale f_{tm} è ottenuta dalla seguente formula:

$$f_{tm} = \frac{2P}{\pi DL}$$

dove:

- P è il carico applicato
- D è il diametro equivalente del provino
- L è la lunghezza del provino

4.1.3 Interfaccia blocco-malta

Resistenza a taglio

Nelle costruzioni in muratura, il comportamento a rottura dei giunti soggetti a taglio, con livelli moderati di compressione, può essere efficacemente rappresentato dalla legge di Coulomb. Essa stabilisce una relazione lineare tra tensioni tangenziali τ e normali σ , come riportato di seguito:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\Phi$$

dove:

- c è la coesione
- $\tan\Phi$ è la tangente dell'angolo di attrito interno dell'interfaccia blocco-malta

Per livelli di sforzo normale più elevati, si perde la validità del comportamento alla Coulomb poiché si verificano fessurazione e frantumazione dei blocchi.

In Figura 76 è schematizzato il comportamento della malta che in un primo momento reagisce e si deforma mentre, quando lo sforzo tagliante raggiunge il suo massimo, la malta non oppone più alcuna resistenza allo scorrimento.

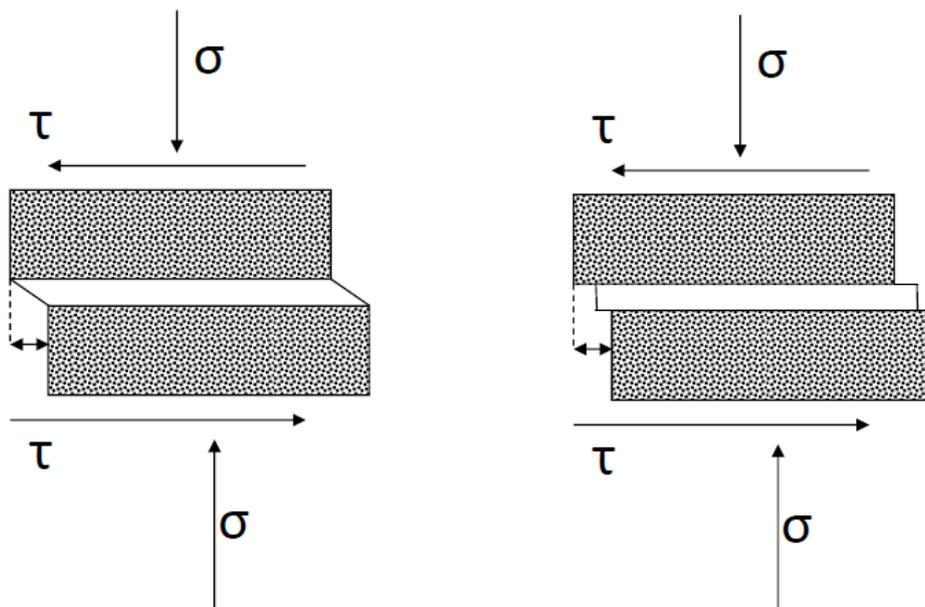


Figura 76 – Interfaccia blocco-malta: comportamento a taglio

Dal diagramma idealizzato taglio-scorrimento (Figura 77) si evince che l'interfaccia mostra un comportamento lineare fino al picco, superato il quale la malta inizia a non reagire fin quando le tensioni tangenziali si attestano ad un valore pressoché costante. Da questo punto in poi l'unico fenomeno che oppone resistenza al taglio è l'ingranamento tra i materiali.

Shear force vs slip curves

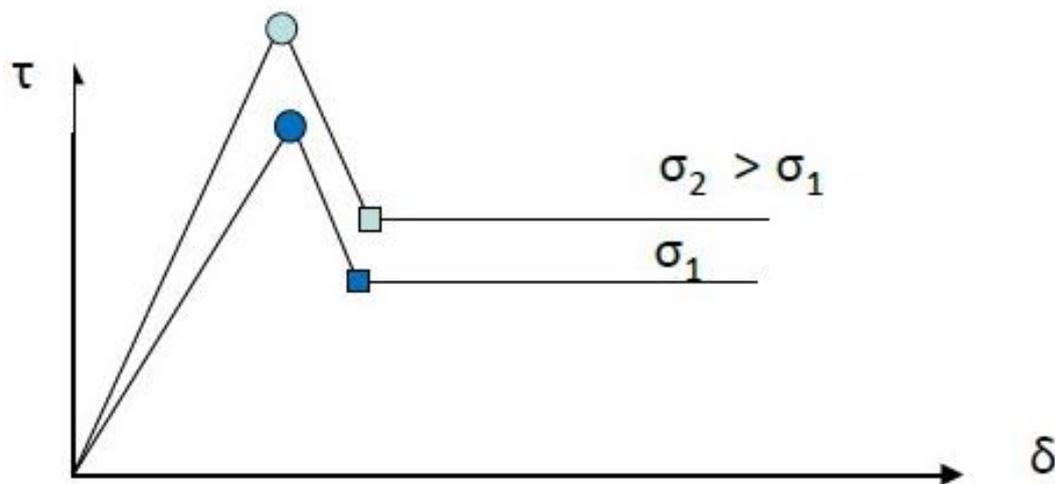


Figura 77 - Interfaccia blocca-malta: diagramma taglio-scorrimento

Come riportato in Figura 78 la resistenza a taglio fino al picco è espressa dall'equazione completa di Coulomb, con una tangente dell'angolo di attrito interno Φ che solitamente varia tra 0.6 e 1.2. Mentre, la resistenza a taglio residua è espressa dall'equazione di Coulomb con coesione c pari a zero:

$$\tau = \sigma \cdot \tan\Phi_r$$

con $\tan\Phi_r \approx 0.75$

Peak and residual strength envelopes

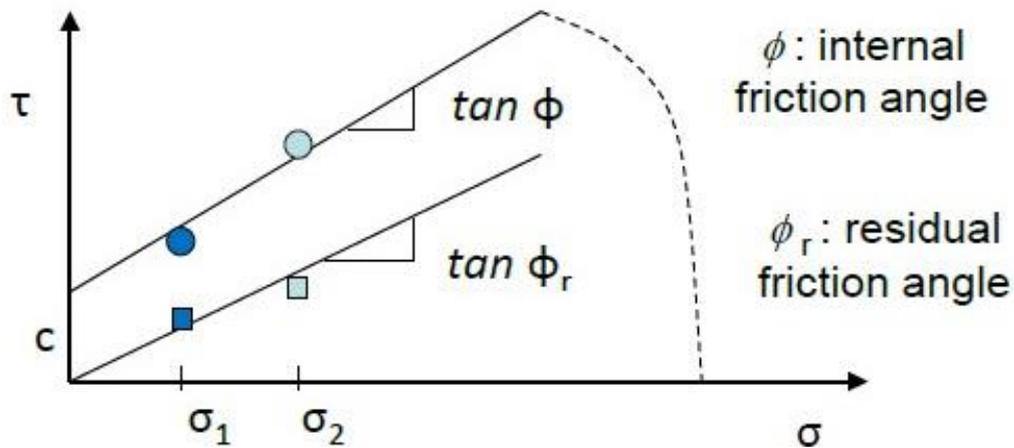


Figura 78 - Interfaccia blocco-malta: diagramma tensioni tangenziali-tensioni normali

Couplet e triplet test

All'interno della norma UNI EN 1052-3:2007 sono riportati due possibili test utili a stimare la resistenza a taglio dell'interfaccia blocco-malta e basati sulla teoria riportata in precedenza: il *Couplet test* (Figura 79) e il *Triplet test* (Figura 80).

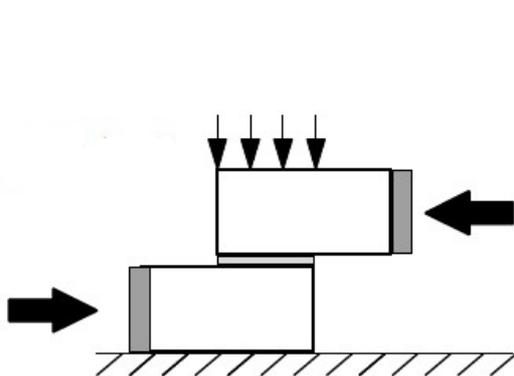


Figura 79 - Couplet test

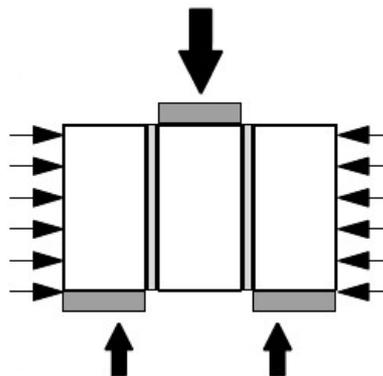


Figura 80 - Triplet test

Prova di trazione indiretta (prova brasiliana) con inclinazione variabile del giunto di malta di malta

Il test viene eseguito su provini cilindrici estratti da murature esistenti o realizzate *ad hoc* in laboratorio. Le *carote* vengono estratte in modo tale da interessare due blocchi e il giunto di malta fra di essi frapposto. Può essere effettuata per inclinazioni variabili del giunto diametrale, in modo tale da ottenere diversi valori delle tensioni normali e tangenziali, e quindi una misura del confinamento (Figura 81).

Le tensioni massime normali σ_{max} e tangenziali τ_{max} possono essere ricavate dalle seguenti formule:

$$\sigma_{max} = \frac{F_{max}}{dl} \cos\alpha$$

$$\tau_{max} = \frac{F_{max}}{dl} \sin\alpha$$

dove:

- F_{max} è il carico di rottura
- d è il diametro del provino
- l è la lunghezza del provino
- α è l'inclinazione del giunto di malta rispetto all'orizzontale

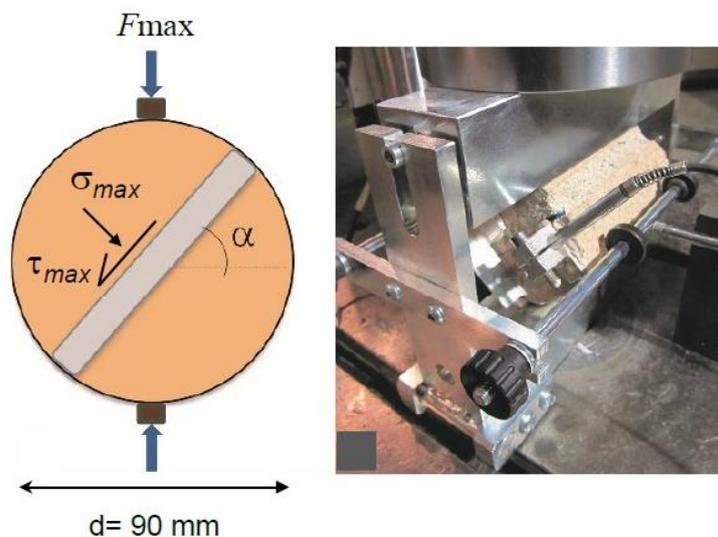


Figura 81 – Interfaccia blocco-malta: prova brasiliana

4.1.4 Materiale composito

Prova di compressione

Come si evince dal grafico di Binda et al. (1994) in Figura 82, il comportamento meccanico di un prisma di muratura soggetto a un carico verticale di compressione uniassiale è intermedio tra la risposta del singolo mattone e quello della malta. Ciò è dovuto all'interazione tra gli elementi che costituiscono l'intero blocco.

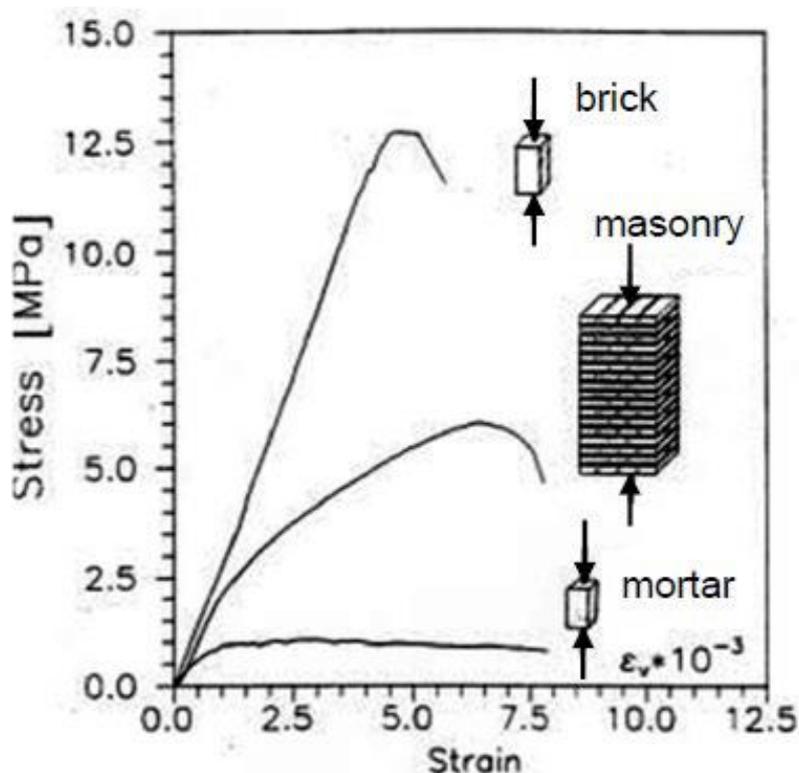


Figura 82 - Materiale composito: diagramma sforzo-deformazione

Un provino di muratura sottoposto a questo stato tensionale esibirà un tipico meccanismo di rottura con diffuse e sottilissime cricche parallele al carico applicato (Figura 83). Le fessure attraversano sia la malta che i blocchi, nonostante la resistenza di questi ultimi sia superiore a quella del legante. Ciò avviene a causa delle differenti proprietà elastiche dei materiali, in particolare dei coefficienti di contrazione trasversale (o coefficienti di Poisson) che, in genere, rendono i blocchi più rigidi della malta.

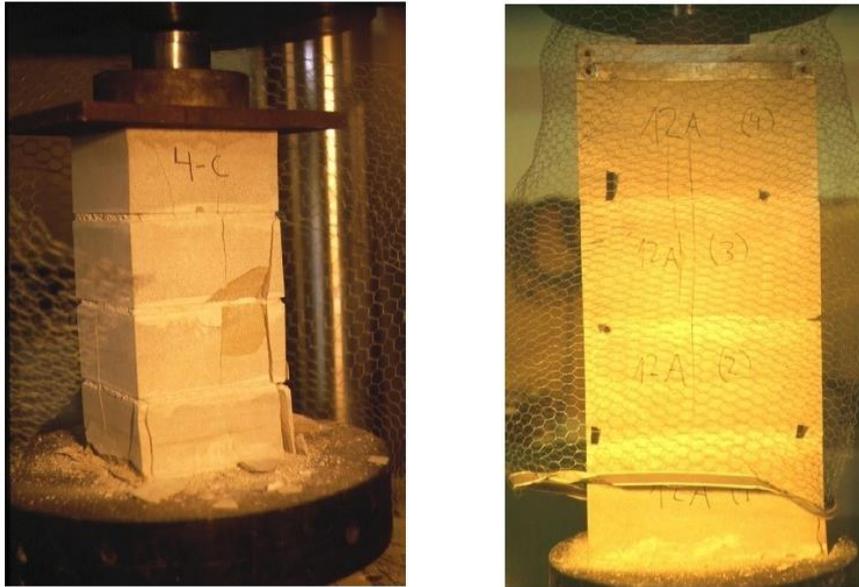


Figura 83 - Materiale composito: tipica rottura a compressione

Nello specifico, la malta è soggetta ad uno stato di compressione triassiale, mentre il blocco ad uno stato di compressione e trazione biassiale (Figura 84). I blocchi confinano la malta e impediscono la sua espansione laterale, di conseguenza compaiono delle lesioni verticali, che aumentano all'aumentare della deformazione, fino a raggiungere il collasso dell'intero elemento. Quanto detto fino ad ora è valido fin quando lo spessore dei giunti di malta non supera i 150mm, in caso contrario questi ultimi non vengono più confinati dai blocchi.

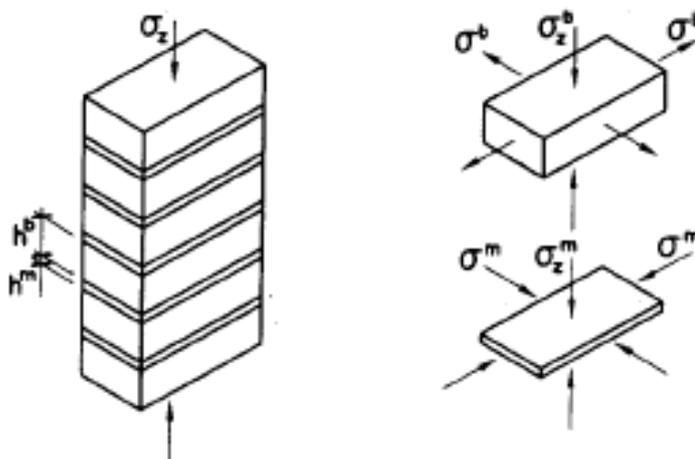


Figura 84 - Materiale composito soggetto a compressione: stato tensionale dei singoli componenti

4.2 Le costruzioni esistenti

4.2.1 Blocchi

Solitamente, nel caso di costruzioni esistenti, non vengono eseguite prove sui singoli blocchi, stante la difficoltà di estrazione di provini indisturbati. Inoltre, la variabilità spaziale della qualità dei mattoni e degli stati tensionali a cui sono stati soggetti nel tempo condurrebbero all'ottenimento di sole informazioni puntuali, non utili ai fini della caratterizzazione dell'intera struttura.

4.2.2 Malta

Prova di punzonamento (Double punch test)

Si tratta dell'unica prova diretta che è possibile eseguire su malte esistenti in laboratorio (Figura 85). Essa è normata all'interno di DIN 18555-9:2019.

Con le dovute cautele si estrae un campione di malta integro e per quanto possibile indisturbato da una parete in muratura dalle dimensioni 50x50mm². La resistenza a compressione $f_{m,DPT}$ della malta può essere ricavata dalla seguente formula:

$$f_{m,DPT} = \frac{F_{ult}}{(\pi d^2/4)}$$

dove:

- F_{ult} è il carico di rottura
- d è il diametro del dispositivo di punzonatura (20mm)



Figura 85 - Malta: prova di punzonamento

Prove indirette (in situ)

Esistono poi numerose prove di resistenza indirette, in cui si misurano delle caratteristiche fisiche da cui si ricava una stima della resistenza attraverso correlazioni di tipo empirico.

Tra le tante è possibile citare:

- Penetrometro PNT-G (PNT-G penetrometer test)
- Penetrometro Windsor (Windsor pin penetrometer test)
- Prova di estrazione Helifix (Helifix pullout test)
- Penetrometro a torsione (Torque penetrometric test)



Figura 86 - Malta: prove indirette in situ

Penetrometro PNT-G2

Il penetrometro PNT-G2 (Figura 87) ideato dal Prof. Gucci dell'Università di Pisa permette di stimare la resistenza della malta di calce in strutture murarie a mattoni o pietre. La resistenza della malta di calce, costituita da grani di sabbia fra loro aggregati, dipende dalla intensità dei legami che la costituiscono; di conseguenza, la resistenza della malta di calce è correlata all'energia necessaria a ridurla di nuovo in sabbia.

Il penetrometro PNT-G2 pratica un foro cieco per mezzo di un trapano e una punta di particolari caratteristiche. L'operazione ha l'effetto di sciogliere la sabbia della malta di calce contenuta nel foro. Lo strumento misura l'energia spesa per detta operazione, ottenendo pertanto un parametro direttamente correlabile alle caratteristiche meccaniche della malta, e in particolare alla sua resistenza.



Figura 87 - Penetrometro PNT-G2

4.2.3 Interfaccia blocco-malta

Shove test

Lo *shove test* (o prova a taglio) ha lo scopo di determinare la resistenza allo scorrimento della muratura. La prova consiste nel determinare la forza necessaria a far scorrere un mattone nel piano dei giunti di malta orizzontale. Scelto un mattone integro da testare, lo si isola estraendo i blocchi immediatamente attigui e ripulendo le cavità che serviranno una all'alloggiamento del pistone oleodinamico e l'altra a consentire lo scorrimento del mattone oggetto del test. Lo scorrimento viene misurato per mezzo di un trasduttore. Viene fornita pressione nel circuito attraverso la pompa oleodinamica con

step di carico prestabiliti. La prova si ritiene conclusa quando avviene lo scorrimento del blocco di muratura o al fessurarsi dei giunti orizzontali di malta. Come riportato in Figura 88 è possibile realizzare la prova in differenti configurazioni.

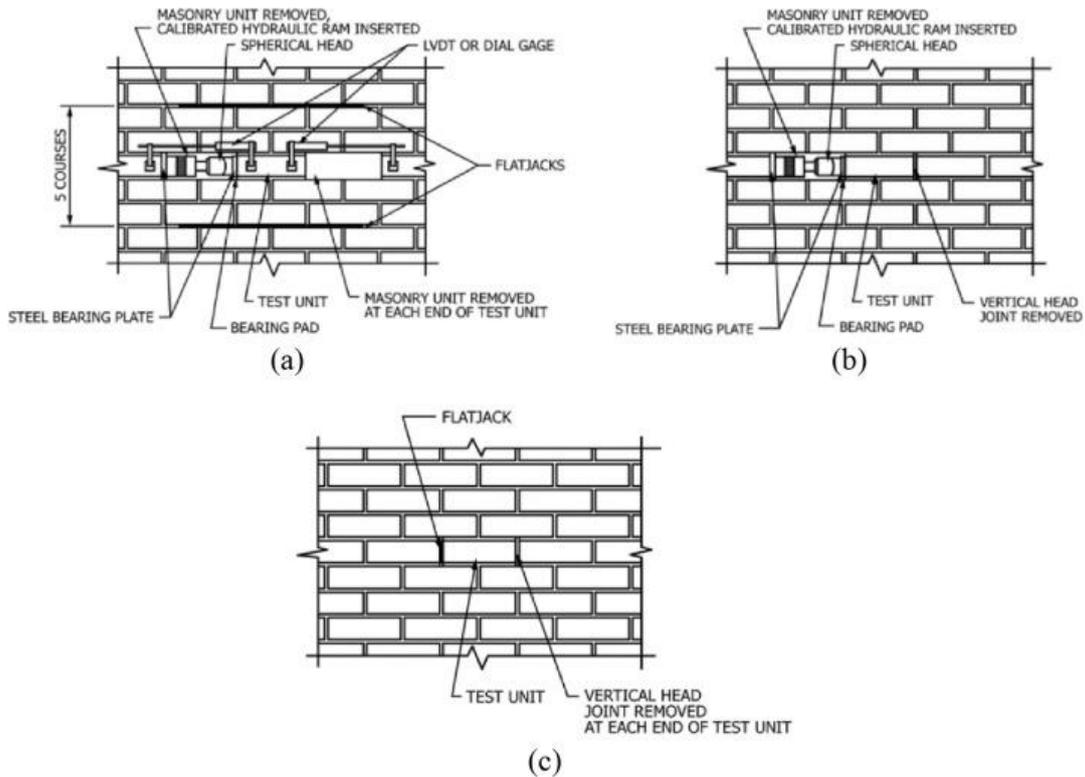


Figura 88 – Configurazioni shove test: (a) con controllo della compressione verticale per mezzo di un martinetto piatto doppio, con due mattoni rimossi; (b) con compressione verticale esistente, con un solo mattone e un solo giunto verticale rimossi; (c) con compressione verticale esistente, con solo due giunti verticali rimossi.

4.2.4 Materiale composito

Prova di compressione

Nel caso di strutture in muratura esistenti, la prova di compressione viene eseguita su provini cilindrici estratti per mezzo di una carotatrice dal diametro standard di 150mm (Figura 89).

La prova differisce da quella di trazione indiretta (prova brasiliana) per la presenza di una piastra di diffusione del carico di dimensioni maggiori (Figura 90, Figura 91, Figura 92).



Figura 89 - Materiale composito: carotatrice

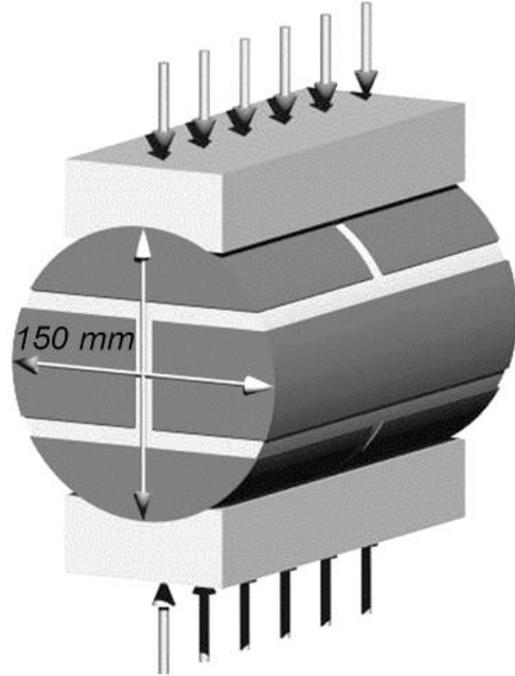


Figura 90 - Materiale composito: Schematizzazione prova di compressione



Figura 91 - Materiale composito: Provino pronto per la prova di compressione



Figura 92 - Materiale composito: Provino a seguito della prova di compressione

La resistenza ultima a compressione può essere computata a partire dalla seguente formula:

$$f_c = \frac{F_{max}}{dl}$$

dove:

- F_{max} è il carico di rottura
- d è il diametro del provino
- l è la lunghezza del provino

Martinetto piatto singolo

Il martinetto singolo permette di ricavare lo stato tensionale di compressione esistente nella sezione di prova della muratura. La prova (Figura 93) si basa sulla variazione dello stato tensionale provocato da un taglio piano ortogonale alla superficie del paramento murario. Esso viene eseguito mediante sega idraulica con lama diamantata circolare (Figura 94). Il rilascio delle tensioni che si manifesta a seguito del taglio genera una parziale chiusura dello stesso, la quale viene rilevata misurando la variazione di distanza relativa tra coppie di punti fissi posti sui due lembi del taglio. All'interno della fessura creata viene inserito il martinetto a olio (Figura 95) a cui viene collegata una pompa manuale con cui si regola la pressione dell'olio nel martinetto (Figura 96). La pressione interna viene aumentata a step successivi di 1bar (attendendo sino alla stabilizzazione delle deformazioni prima di passare allo step successivo) fino ad annullare la deformazione creatasi a seguito dell'esecuzione del taglio. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è equivalente alla tensione locale preesistente nella muratura, a meno di due costanti che tengono in conto la differenza tra area del martinetto e area di taglio e della rigidità del martinetto stesso.

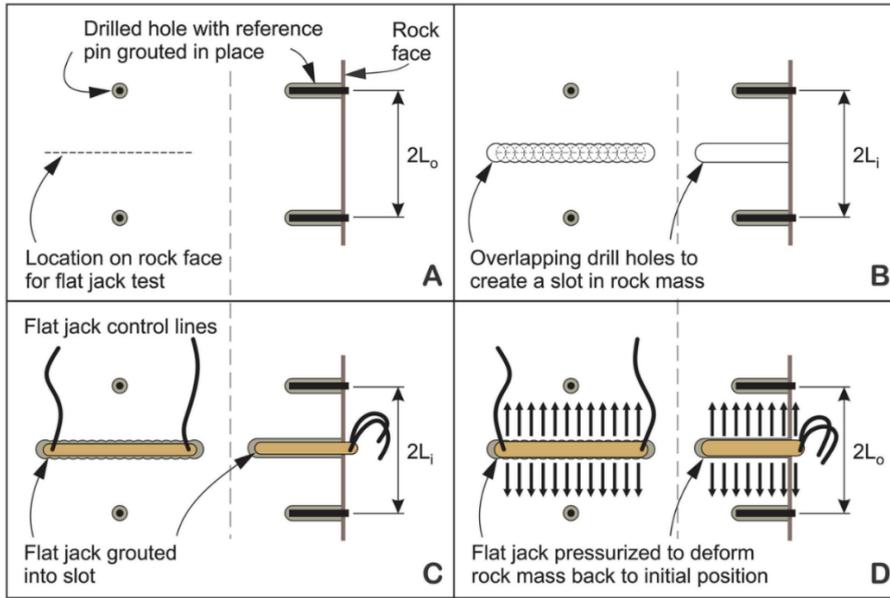


Figura 93 - Martinetto piatto singolo: procedura



Figura 94 – Sega circolare



Figura 95 - Martinetto

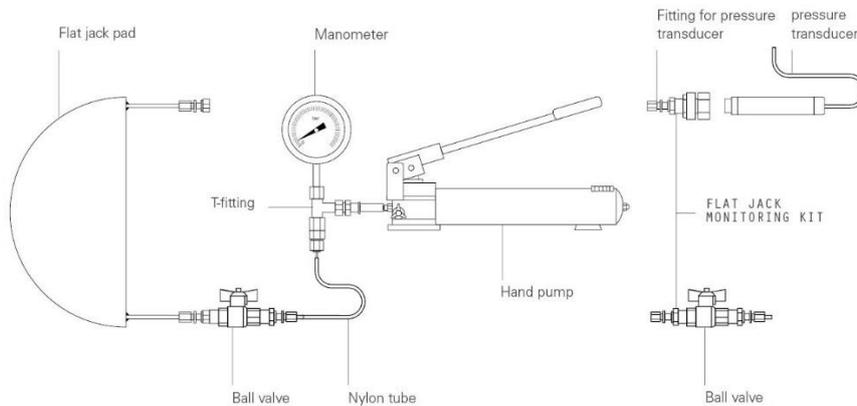


Figura 96 – Pompa manuale

Martinetto piatto doppio

La prova con martinetto piatto doppio (Figura 97) consente di determinare le caratteristiche di deformabilità della muratura e di fornire una stima della resistenza muraria al limite elastico delle murature organizzate in diverse tessiture. Consiste nell'effettuare due tagli paralleli nella muratura per mezzo di una sega idraulica a lama diamantata circolare. Vengono poi inseriti all'interno dei tagli due martinetti piatti ad olio, i quali una volta messi in pressione tramite una pompa idraulica applicano al campione di muratura interposto uno stato di sollecitazione monoassiale. Si misurano le variazioni di distanza relativa tra coppie di punti fissi posti nella porzione muraria tra i due martinetti, sia in direzione ortogonale che parallela ai piani di taglio. Il carico viene applicato con cicli di carico con incrementi crescenti di pressione nei martinetti, intervallati dallo scarico completo degli stessi. La prova sulla muratura procede fino a raggiungere il limite di prima fessurazione del materiale, tenendosi lontani dalla tensione di rottura dello stesso. Confrontando lo stato tensionale ricavato con la prova di martinetto singolo con quello ultimo ricavato dalla prova con martinetto doppio è possibile valutare il grado di sfruttamento della capacità della muratura.

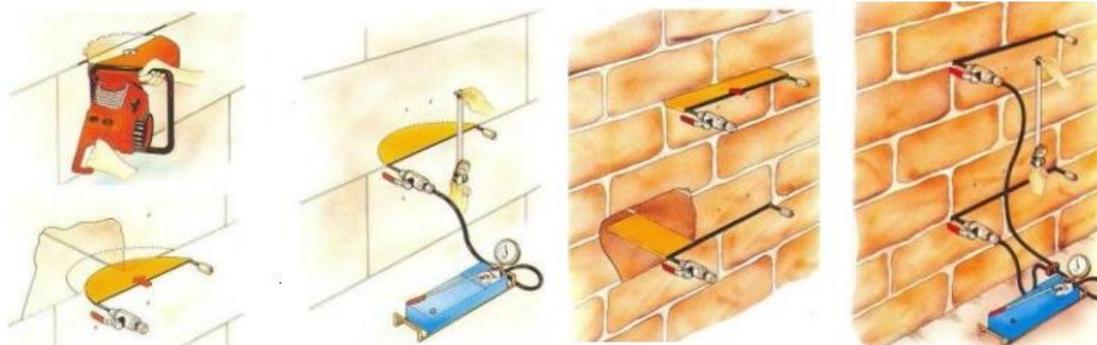


Figura 97 - Martinetto piatto doppio: procedura

Prova di compressione diagonale (prova di taglio)

La prova a compressione diagonale è una prova distruttiva che si esegue con lo scopo di determinare la rigidezza a taglio di un pannello murario. La norma di riferimento per l'esecuzione di tale prova è la *ASTM E 519 "Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages"*. Quest'ultima codificata per prove in laboratorio, per

le prove in situ prevede l'isolamento di un pannello di dimensioni 120 x 120 cm dalla parete circostante. Per mezzo di filo diamantato o sega circolare si eseguono con cura quattro tagli, cercando di disturbare il meno possibile il pannello murario da sottoporre a prova. Per garantire la stabilità del pannello è necessario limitare il taglio inferiore del quadrato di prova, preservando un lembo di ammorsamento. La differenza tra la prova in situ (Figura 98) e quella di laboratorio (Figura 99) consiste proprio in questa caratteristica. Analisi teoriche e numeriche hanno dimostrato la porzione di muratura ancora ammorsata, almeno in fase elastica, influenza i risultati in modo trascurabile).

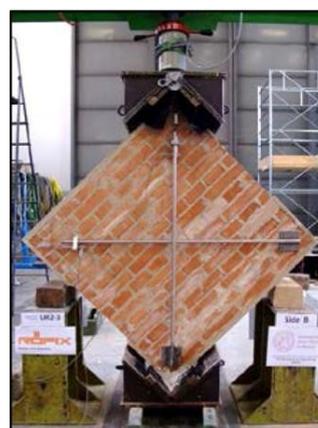
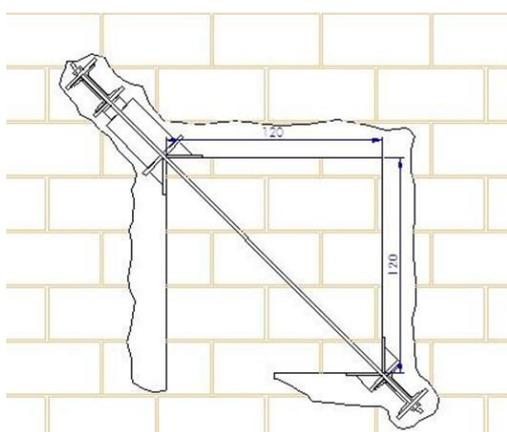


Figura 98 – Prova di compressione diagonale in situ Figura 99 - Prova di compressione diagonale in laboratorio

Per applicare il carico viene installato un sistema costituito da opportuni elementi in acciaio disposti ai due spigoli della diagonale libera del pannello, che vengono collegati tra loro per mezzo di due barre d'acciaio poste ai lati della parete. In uno dei due spigoli viene posizionato il martinetto idraulico, anch'esso collegato alle barre d'acciaio e messo in contrasto con uno degli spigoli. In questo modo si riesce a trasferire il carico lungo una diagonale del pannello. Durante la prova vengono misurate le deformazioni nel piano del pannello murario per mezzo di due coppie di trasduttori, una per faccia, disposti lungo le diagonali. Si procede per gradini di carico e per ognuno di essi si misurano le variazioni di lunghezza delle basi di misura, al fine di risalire al valore di deformazione. Conoscendo le dimensioni geometriche, a partire dalle coppie di valori carico e deformazione ricavati dalla prova è possibile stimare la resistenza a trazione diagonale o resistenza a taglio del pannello.

5 LA MODELLAZIONE DEGLI EDIFICI IN MURATURA

I metodi di modellazione degli edifici in muratura si basano su teorie e approcci differenti, che portano a:

- Molteplici livelli di complessità
- Variazioni del rapporto costi-benefici
- Differenti livelli di accessibilità per i professionisti

I principali aspetti da considerare nella scelta del metodo di analisi più adeguato dipendono da:

- Il tipo di informazione che si sta cercando (stato limite di esercizio, stato limite ultimo, danneggiamento, meccanismi di collasso, ecc.)
- Livello di precisione richiesto (comportamento locale o globale della struttura)
- Dati di input (risultati sperimentali)
- Costi, tempo e risorse disponibili per l'analisi

Cercare di individuare un unico modello di validità generale non è realistico.

5.1 L'analisi limite

Si tratta di modelli numerici basati sui teoremi dell'analisi limite, a loro volta basati sulla teoria della plasticità. Le ipotesi fondanti sono:

- Resistenza a trazione della muratura nulla
- Resistenza a compressione della muratura infinita
- Scorrimento tra i blocchi impossibile

Teorema statico (o teorema del limite inferiore)

Una struttura è considerata sicura, cioè il collasso non avviene, se può essere trovata una condizione di equilibrio statico ammissibile. Il carico applicato rappresenta un limite inferiore del carico ultimo reale.

Teorema cinematico (o teorema del limite superiore)

Se è possibile trovare un meccanismo cinematico ammissibile per il quale il lavoro delle forze esterne è maggiore o uguale a zero, la struttura non crolla. Assumendo un generico cinematismo ammissibile, il carico che risulta ponendo il lavoro delle forze esterne pari a zero rappresenta un limite superiore del vero carico ultimo.

Teorema di unicità (o teorema misto)

Una condizione limite (la struttura sta per crollare) è raggiunta quando è possibile trovare un meccanismo di collasso staticamente e cinematicamente ammissibile. Quando questo accade, il carico rappresenta il carico ultimo reale e il cinematismo rappresenta il vero meccanismo di collasso.

5.1.1 Thrust-Network Analysis

Dal filone di analisi rigido-plastica, ed in particolare dal teorema statico e dalla sua applicazione grafica, rappresentata dalla curva delle pressioni (limitata allo studio di archi

bidimensionali), deriva quello della *Thrust-Network Analysis*. Questa analisi rappresenta l'estensione grafica 3D dall'analisi limite, volte e cupole vengono analizzate attraverso l'equilibrio di una rete di forze, proiettate su di una superficie contenuta nello spessore del guscio. (Figura 100)

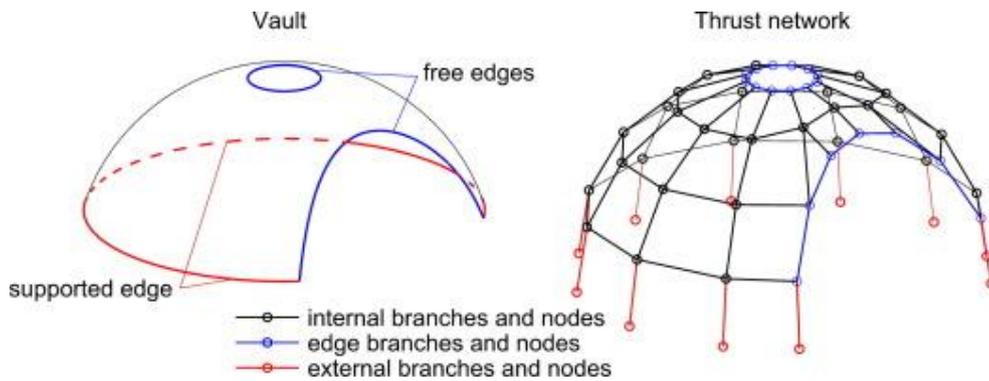


Figura 100 - Thrust-network analysis

5.1.2 Analysis of blocky structures

Si tratta di un metodo semplice ed efficiente dal punto di vista computazionale per determinare il carico ultimo di collasso di una struttura costituita da blocchi rigidi. Il metodo si basa sul teorema cinematico in combinazione con il criterio di congruenza geometrica. (Figura 101)

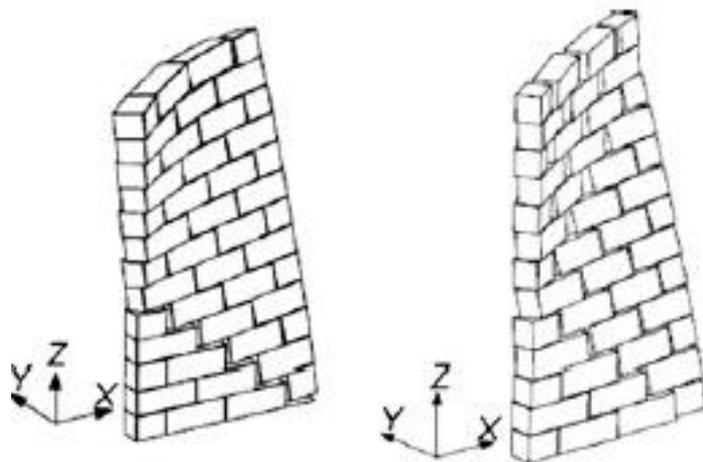


Figura 101 - Analysis of blocky structures

5.2 La modellazione semplificata

5.2.1 Telaio equivalente

Il metodo consiste nello schematizzare una parete come un telaio composto da aste che rappresentano i maschi murari e le fasce di piano. (Figura 102)

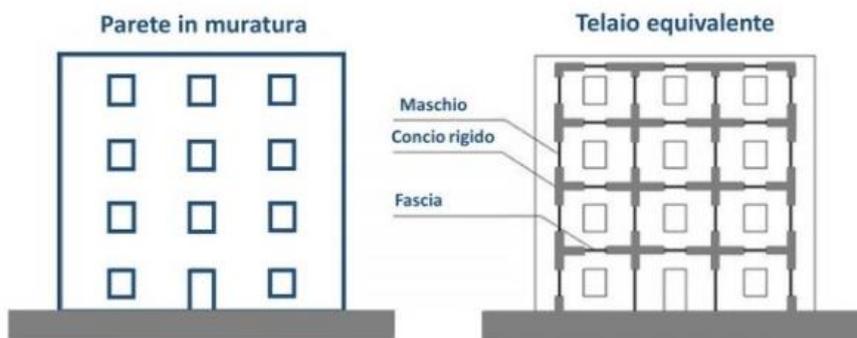


Figura 102 - Telaio equivalente

Fasce deboli

Ciascun maschio è costituito da un'asta deformabile con resistenza finita la cui lunghezza va da impalcato a impalcato. Mentre, le fasce di piano rappresentano delle mensole. In questo caso i maschi murari tendono a comportarsi come delle mensole. (Figura 103)

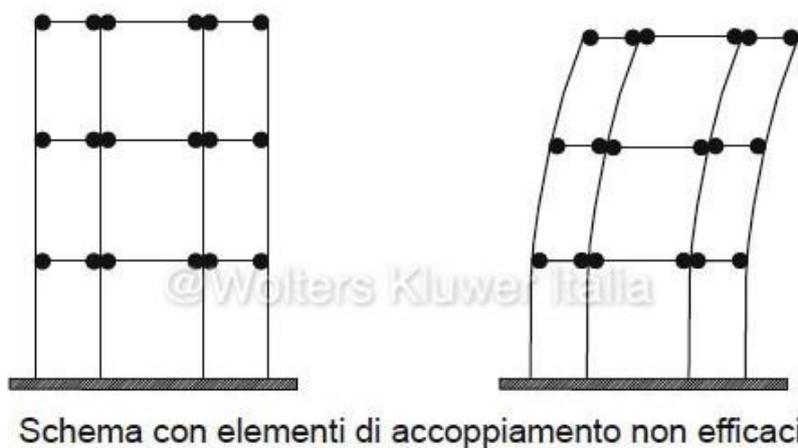


Figura 103 – Fasce deboli

Fasce forti

Nel caso in cui le fasce di piano abbiano capacità irrigidente, la lunghezza deformabile dei maschi murari viene ridotta da due porzioni infinitamente rigide alle estremità dell'elemento. Le intersezioni tra maschi e fasce vengono modellate come nodi infinitamente rigidi, nello specifico come elementi asta di rigidezza flessionale e tagliante infinita. (Figura 102)

In questo caso, l'altezza efficace dei maschi murari, ovvero quella che subisce le deformazioni, può essere definita secondo la teoria di Dolce (1989) (Figura 104) mediante la seguente relazione:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(H' - h')}{h'}$$

dove:

- H_{eff} è l'altezza deformabile del maschio murario;
- H è l'altezza interpiano;
- D è la larghezza del maschio murario;
- H' è l'altezza del maschio murario calcolata.

In questo caso si ha uno schema con elementi di accoppiamento efficaci. (Figura 105)

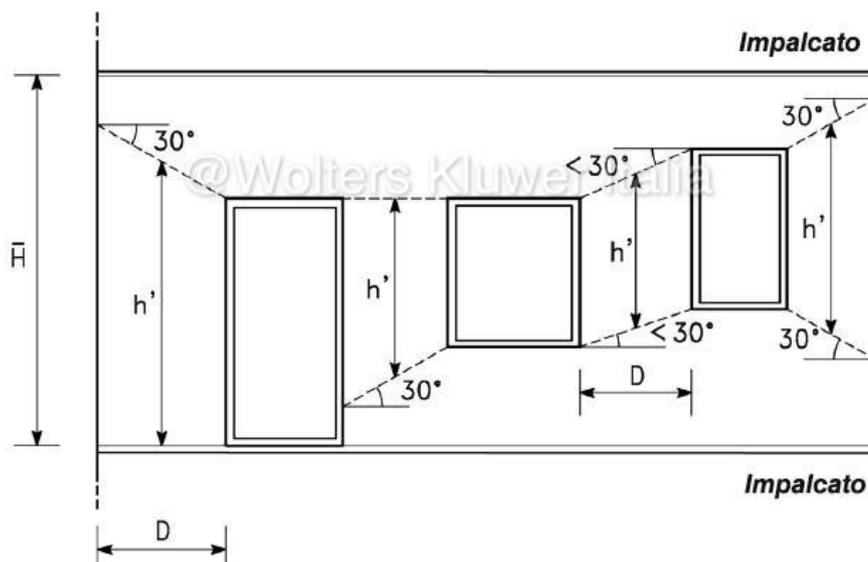


Figura 104 - Teoria di Dolce

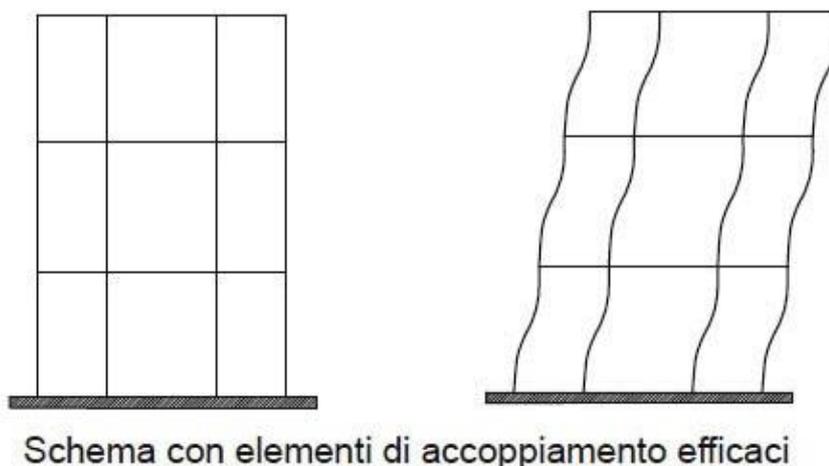


Figura 105 - Fasce forti

I tempi di risoluzione di un modello a telaio equivalente sono molto ridotti rispetto alle altre strategie di modellazione, pertanto questo metodo si presta bene all'esecuzione di analisi non-lineari (e.g. Analisi pushover) per il calcolo della capacità di costruzioni esistenti in muratura.

5.2.2 Macroelementi rigidi e deformabili

Una evoluzione del metodo del telaio equivalente è il *Finite Macro Element method* (FME) in cui si utilizza un macroelemento finito. (Figura 106)

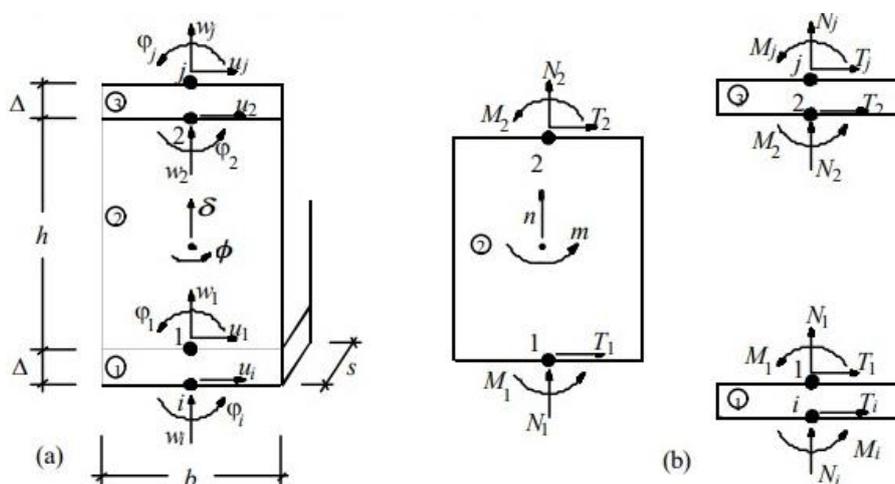


Figura 106 - Modello cinematico del macroelemento

Ogni generica parete provvista di aperture viene suddivisa in maschi murari e fasce di piano, collegati da zone rigide¹⁹ (Figura 107). Le zone deformabili vengono rappresentate da un macroelemento a comportamento non lineare che tiene conto dei diversi meccanismi di rottura del pannello murario e varia la sua rigidità all'aumentare del danneggiamento, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo dove il contributo alla resistenza si annulla.

Il metodo presenta un costo computazionale limitato, poiché ogni elemento rappresenta una intera parete o fascia, riducendo drasticamente il numero di gradi di libertà. Esistono delle difficoltà di applicazione a edifici irregolari.

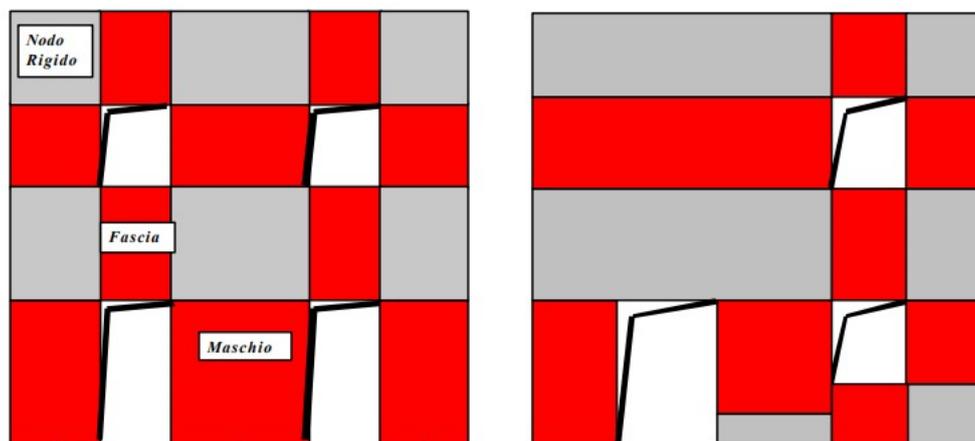


Figura 107 - Macroelementi rigidi e deformabili

¹⁹ L'osservazione dei danni subiti da pareti in muratura scatenati da eventi sismici passati ha messo alla luce come nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di fenomeni di fessurazione e di danno, mentre le altre porzioni della parete siano tipicamente soggette a danneggiamento e rottura. Ciò consente di supporre che lo stato deformativo all'interno dei nodi si mantenga sempre entro i limiti elastici e quindi, possa essere ritenuto trascurabile nella valutazione globale del comportamento della parete.

5.3 Il metodo agli elementi finiti (FEM)

5.3.1 Micro-modellazione

Nella micro-modellazione si caratterizzano i singoli materiali costituenti la muratura, quali blocchi e giunti di malta, tramite differenti modelli costitutivi. Si tratta di una strategia computazionale molto raffinata ed evoluta che, purtroppo, presenta alcuni svantaggi:

- Sforzo computazionale elevato
- Difficilmente permette lo studio di strutture di grandi dimensioni
- Non è conveniente come la macro-modellazione

Nonostante la tecnica sia in grado di descrivere sistemi strutturali eterogenei e complessi, esse richiede un numero di gradi di libertà talmente elevato da limitare il suo utilizzo quasi esclusivamente alla validazione di tecniche di modellazione semplificate.

Micro-modellazione dettagliata (micro-modellazione discontinua)

Nella micro-modellazione di dettaglio i mattoni e la malta sono rappresentati da elementi continui, i quali vengono modellati separatamente. Mentre, il comportamento dell'interfaccia tra i due elementi è rappresentato da elementi discontinui (Figura 108).

In questo modello è possibile prendere in conto tutte le caratteristiche dei componenti, per questo motivo esso approssima al meglio il reale comportamento del materiale composito.

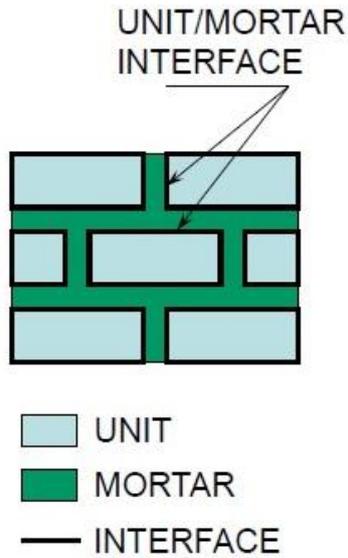


Figura 108 - Micro-modellazione dettagliata

Micro-modellazione semplificata (micro-modellazione discontinua)

Nella micro-modellazione semplificata vengono utilizzati degli elementi continui espansi che rappresentano i blocchi, mentre i giunti di malta e l'interfaccia vengono rappresentati da elementi discontinui. (Figura 109)

In questo modello vengono trascurati malta e giunti, i quali vengono sostituiti da elementi con caratteristiche tali da rappresentare il comportamento dell'interfaccia.

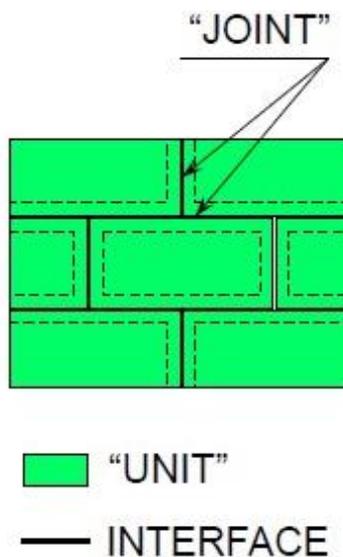


Figura 109 – Micro-modellazione semplificata

Meso-modellazione (micro-modellazione continua)

La meso-modellazione classica considera il materiale come un assemblaggio di blocchi e malta in contatto con una interfaccia di spessore nullo. (Figura 110)

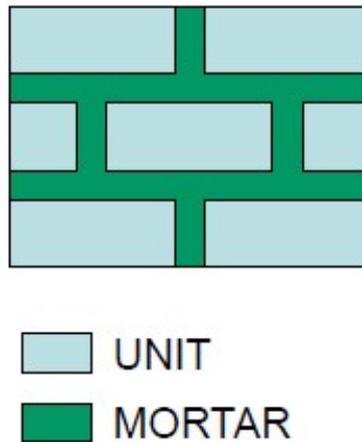


Figura 110 – Meso-modellazione

5.3.2 Macro-modellazione

Nella macro-modellazione il materiale composito, composto da mattoni, giunti di malta e interfacce, è rappresentato da un singolo elemento. In questo modo, non è necessario definire i legami costitutivi dei singoli materiali componenti poiché le proprietà meccaniche del macro-elemento definiscono il comportamento di intere porzioni strutturali, quali maschi murari, fasce di piano e nodi.

La semplicità del quadro teorico alla base del metodo (Meccanica del continuo) e la drastica riduzione dei parametri costitutivi e del numero dei gradi di libertà semplificano la descrizione delle strutture e contengono i tempi di calcolo. L'unica difficoltà risiede nella formulazione di un modello analitico idoneo a rappresentare una intera porzione di struttura.

È possibile utilizzare elementi 2D (shell/plate) per modellare strutture bidimensionali (Figura 111) tridimensionali (Figura 112), oppure elementi 3D (brick) per la modellazione di strutture tridimensionali (Figura 113).

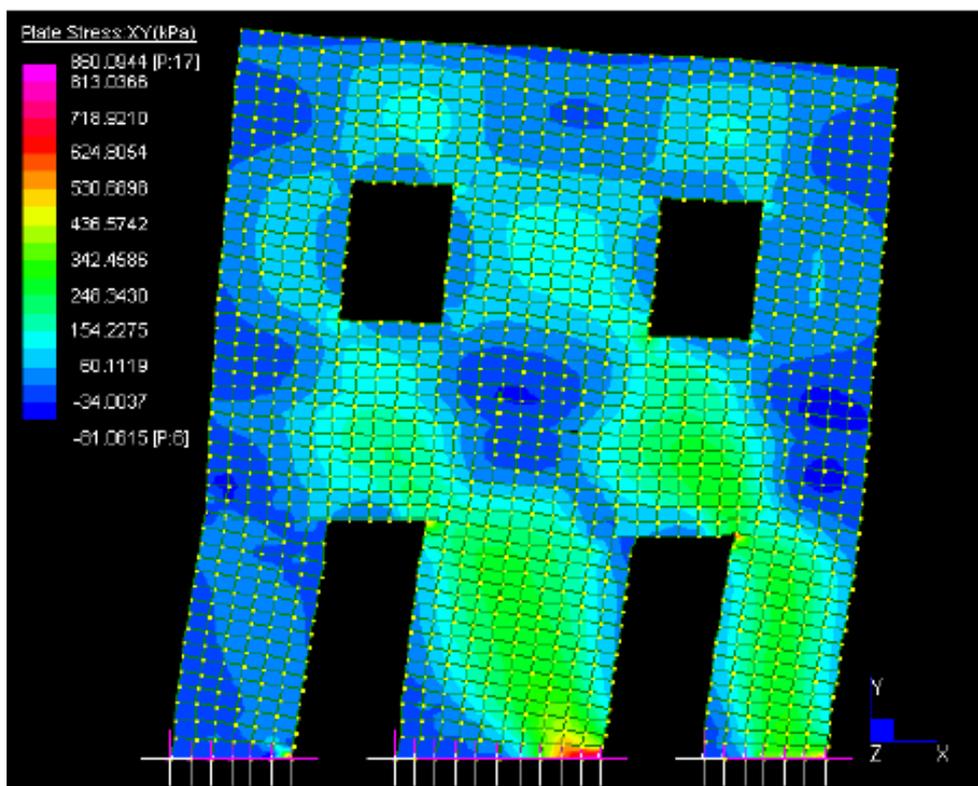


Figura 111 - Macro-modellazione di strutture 2D con elementi shell

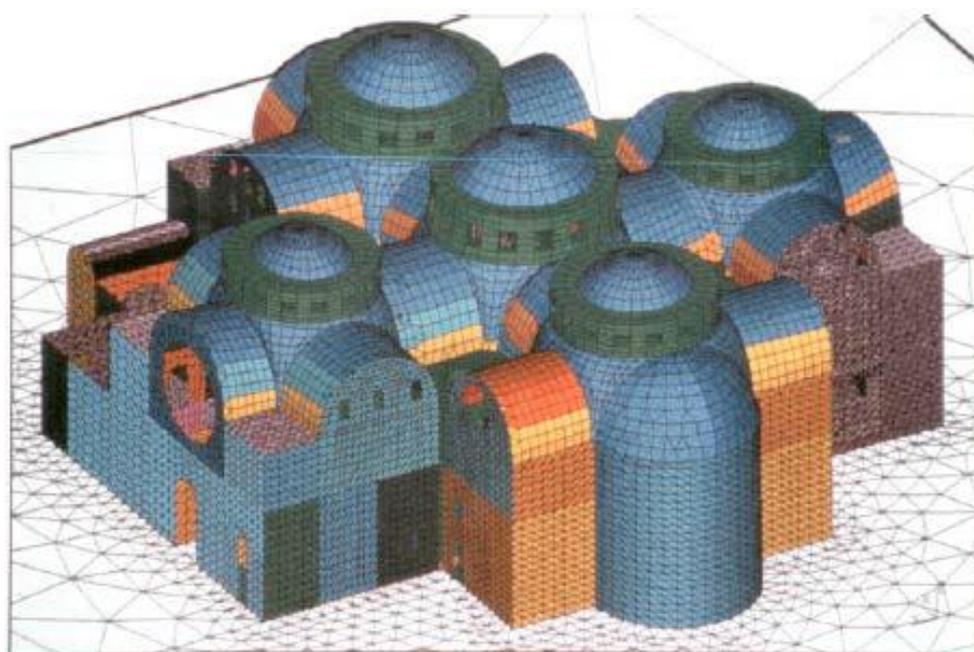


Figura 112 - Macro-modellazione di strutture 3D con elementi shell

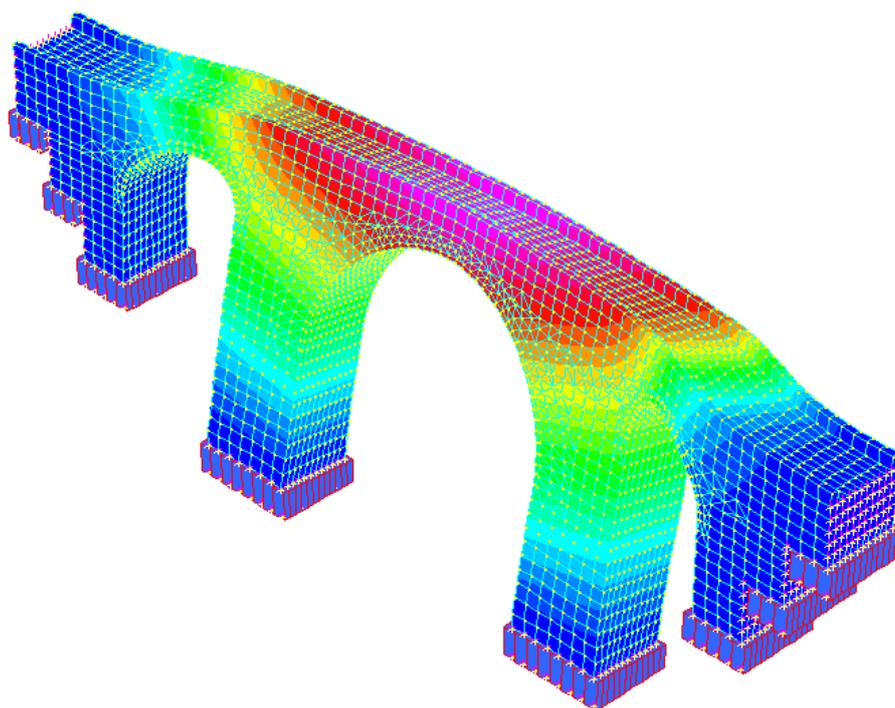


Figura 113 - Macro-modellazione di strutture 3D con elementi brick

5.3.3 Omogeneizzazione del materiale

Le tecniche di omogeneizzazione consentono di valutare separatamente i singoli materiali costituenti la cella elementare (*Representative Elementary Volume* – R.E.V.) alla meso-scala e di sostituire alla macro-scala il materiale composito con un continuo omogeneo equivalente (Figura 114), le cui caratteristiche meccaniche sono dedotte alla meso-scala risolvendo dei problemi di congruenza degli spostamenti condizionati da opportune condizioni al contorno.

Si possono seguire diversi approcci, come soluzioni in forma chiusa in campo elastico lineare, soluzioni agli elementi finiti in campo elastico, soluzioni in campo non elastico o derivanti dall'analisi limite.

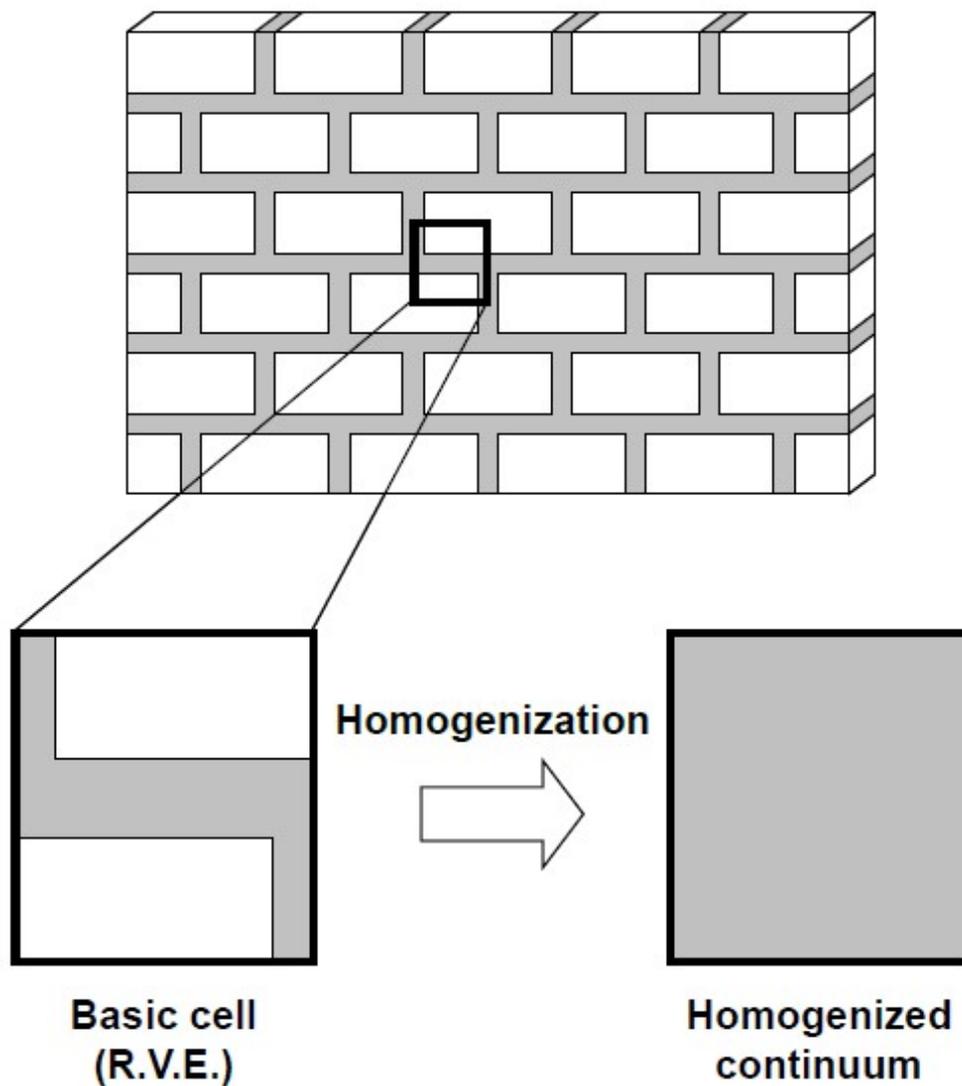


Figura 114 – Omogeneizzazione del materiale

5.3.4 Modellazione multi-scala

La modellazione multi-scala è una valida strategia numerica per analizzare la risposta non lineare di strutture composte da materiali eterogenei, come la muratura. Secondo questa teoria, la scala macroscopica o strutturale è legata alla meso-scala durante l'intera simulazione numerica. Sussistono quindi diversi livelli di osservazione dello stesso fenomeno fisico, i quali interagiscono e scambiano informazioni durante l'analisi. (Figura 115)

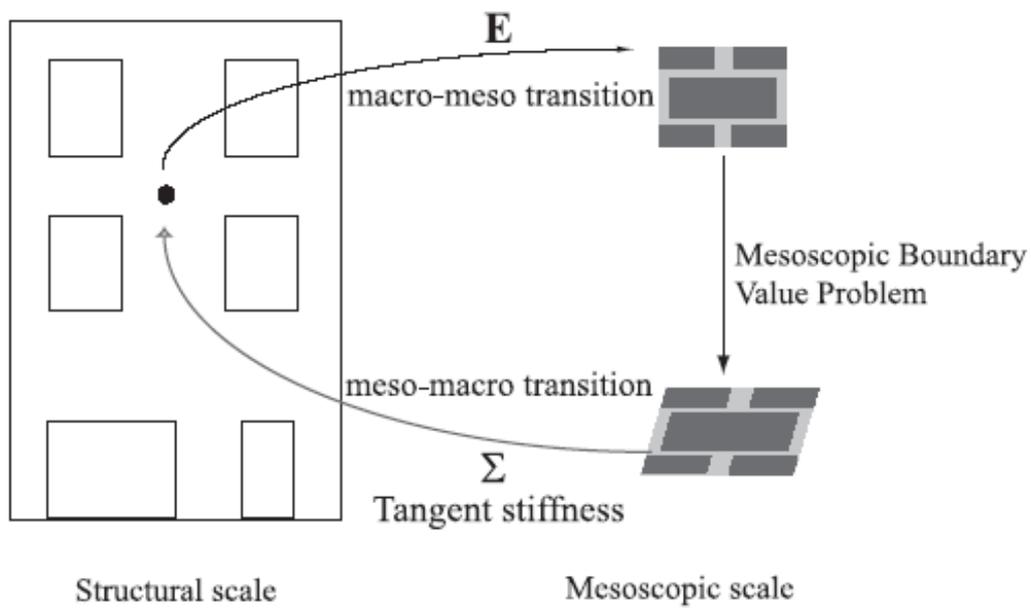


Figura 115 - Modellazione multi-scala

Si tratta di una strategia computazionale molto raffinata che riesce a tenere in conto del comportamento inelastico della muratura soggetta a qualsivoglia combinazione di sollecitazione. Purtroppo, essa richiede uno sforzo computazionale doppio (*meshatura* alla micro e macro-scala) ed è di difficile applicazione quando si studiano strutture di grandi dimensioni.

5.4 Il metodo degli elementi discreti

Il *Discrete Element Method* (D.E.M.) è un metodo di analisi discontinuo che schematizza la struttura come un assemblaggio di blocchi connessi tra loro attraverso i relativi punti di contatto (Figura 116). Si tratta di risolvere dei problemi di Meccanica del contatto, dove grandi spostamenti o rotazioni, fratture o completo distacco tra i singoli elementi sono ammessi. Le condizioni di compatibilità sugli spostamenti costituiscono una la differenza principale tra i metodi al continuo e quelli discreti: nei primi la compatibilità è imposta tra elementi interni, nei secondi non è richiesta poiché è sostituita dai modelli costitutivi di contatto tra unità adiacenti, seppur di difficile definizione.

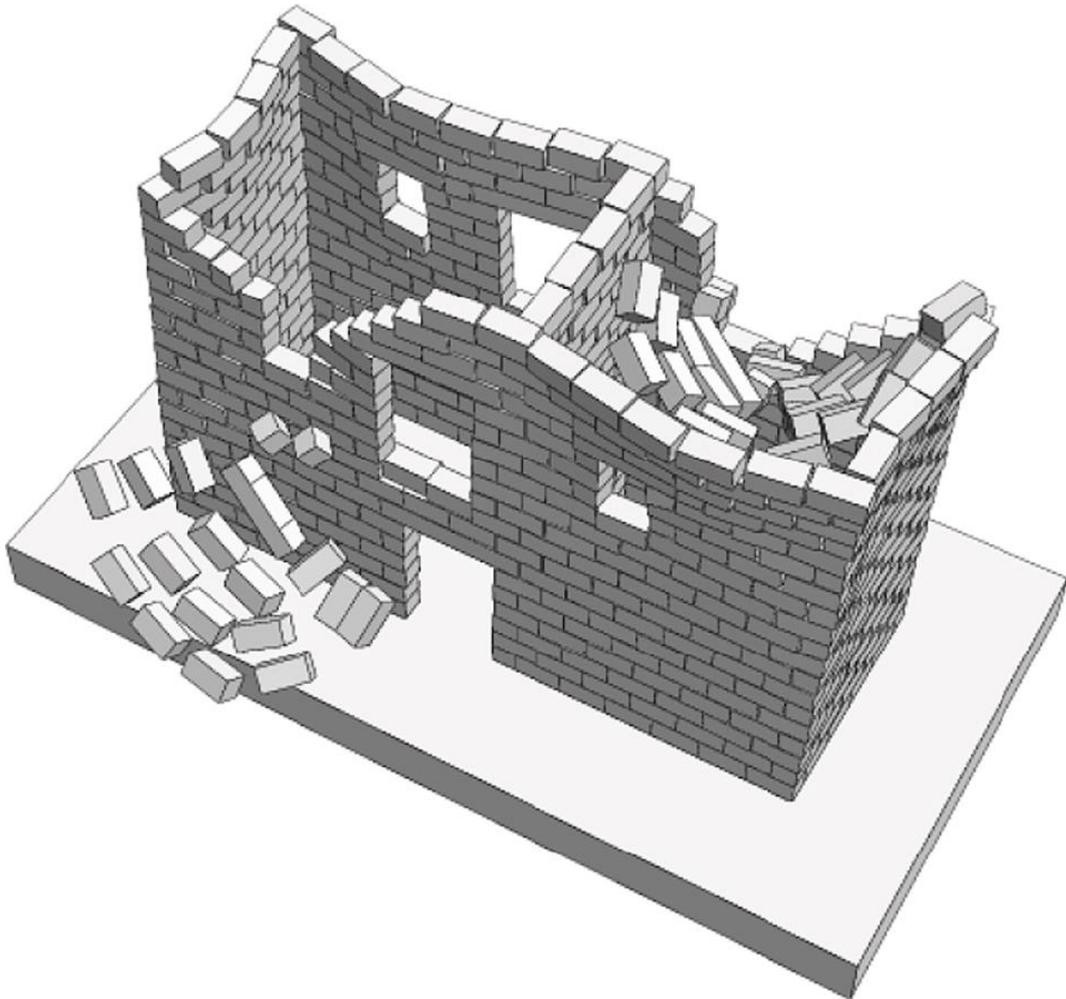


Figura 116 - Metodo degli elementi discreti

6 IL MONITORAGGIO STRUTTURALE (STRUCTURAL HEALTH MONITORING)

Negli ultimi anni, a fronte di aggiornamenti delle normative in campo sismico e dello sviluppo di tecnologie innovative, oltreché della presa di coscienza di ridurre il consumo del suolo e di risorse, la comunità scientifica ha rivolto particolare interesse nei confronti dello studio, della conservazione e del recupero di strutture esistenti. A maggior ragione in un territorio come quello italiano, con un patrimonio architettonico ricco ma vetusto, i cui organismi edilizi, spesso, non sono stati progettati per far fronte alle azioni prescritte dalle attuali normative in vigore.

Qui di seguito vengono elencati altri casi in cui il monitoraggio strutturale si rende necessario:

- Modifica di strutture esistenti
- Demolizione di strutture
- Opere soggette a spostamenti a lungo termine
- Opere soggette a fenomeni di degrado
- Opere soggette a fenomeni di fatica
- Controllo dell'integrità strutturale post-sisma

Il monitoraggio strutturale (*Structural Health Monitoring* – SHM) è uno strumento di fondamentale importanza per osservare e stimare lo stato di salute delle opere civili ai fini della valutazione della loro sicurezza. In generale, l'attività di monitoraggio strutturale ha lo scopo di acquisire informazioni che riguardano il comportamento di un manufatto e dell'ambiente con cui esso interagisce. Esso fornisce una finestra ristretta che consente una visione dei fenomeni a lungo termine (Figura 117).

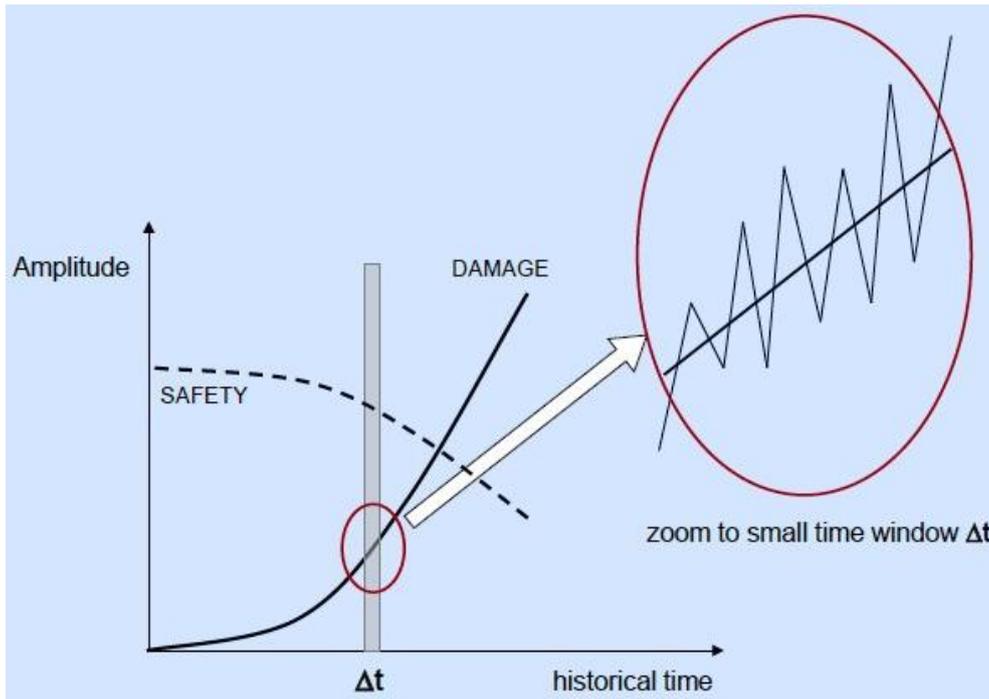


Figura 117 - Monitoraggio strutturale: finestra temporale

Tra le grandezze monitorabili si hanno grandezze fisiche direttamente correlate alla struttura (spostamenti, inclinazioni, accelerazioni), e grandezze non strutturali (umidità, vento, temperatura) che, seppur non direttamente legate alla struttura, ne influenzano il comportamento.

Il monitoraggio strutturale può essere suddiviso in base alla periodicità di applicazione dei sistemi di rilevamento:

- raccolta dati continua con sistemi fissi.
- raccolta dati periodica con sistemi fissi o rimovibili. I rilevamenti, statici o dinamici, sono eseguiti a intervalli di tempo predefiniti.
- sistemi a soglia. Il sistema si attiva solo quando il segnale supera una determinata soglia (evento scatenante).

oppure in base al metodo:

- monitoraggio statico;
- monitoraggio dinamico.

6.1 Il monitoraggio statico

Il monitoraggio statico, attraverso misurazioni continue, mira all'ottenimento di parametri che variano gradualmente e lentamente su una ampia finestra temporale (anni). In particolare, è volto alla caratterizzazione del comportamento deformativo e della risposta statica del sistema strutturale a seguito di un eventuale e progressivo danneggiamento. La risposta complessiva strutturale acquisita deve essere decomposta a posteriori (*postprocessing*) nelle sue diverse componenti che, come riportato in Figura 118, sono:

- Componente ciclica
- Componente circoscritta a eventi occasionali
- Componente monotona

Solo le ultime due componenti possono essere associate a un possibile processo di danneggiamento attivo.

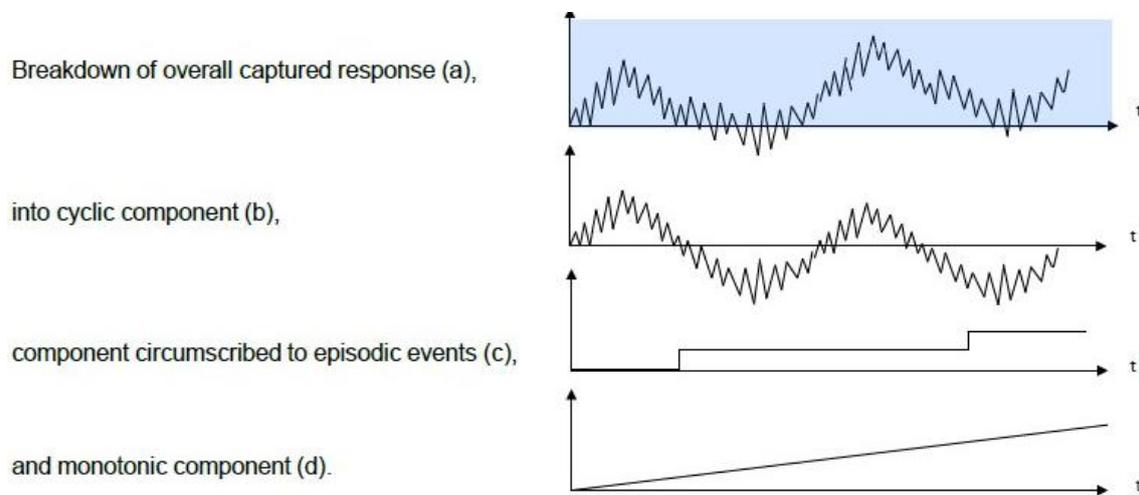


Figura 118 - Monitoraggio strutturale: componenti della risposta strutturale

In generale, il monitoraggio statico prevede l'installazione di strumenti atti a misurare spostamenti/rotazioni assoluti e relativi, inclinazioni e apertura di lesioni, ma riguarda anche la conoscenza di grandezze quali pressione, umidità, temperatura, vento, ecc.

6.2 Il monitoraggio dinamico

Il monitoraggio dinamico mira ad effettuare misurazioni di variazioni repentine dei parametri causati da azioni di breve durata (e.g. sisma) o vibrazioni ambientali in un breve lasso di tempo. È spesso volto all'identificazione dei parametri modali di una struttura (frequenze proprie, modi di vibrare, coefficienti di smorzamento) e, in particolare, al monitoraggio di accelerazioni e spostamenti, al fine di caratterizzare dinamicamente il manufatto. Al fine di valutare queste grandezze vengono utilizzati accelerometri e trasduttori di spostamento.

6.3 Gli assiomi fondamentali del monitoraggio strutturale

Anche nel monitoraggio strutturale, come in altre discipline, i ricercatori hanno condotto studi al fine di definire dei validi assiomi alla base del problema. Sebbene ne siano stati definiti diversi, è necessario specificare che nel monitoraggio strutturale i soli assiomi non sono sufficiente per generare una metodologia univoca. In questo ambito, ci si riferisce ad “assioma” per rappresentare una verità fondamentale alla base di numeri reali di qualsiasi metodologia SHM.

Qui di seguito si elencano alcuni degli assiomi relativi al monitoraggio strutturale:

- Tutti i materiali hanno imperfezioni o difetti intrinseci
- La valutazione del danno richiede un confronto tra due stati del sistema
- Identificare l'esistenza e la posizione del danno può essere fatto in una modalità di apprendimento non monitorato, ma identificare il tipo di danno presente e la gravità del danno può generalmente essere fatto solo in una modalità di apprendimento monitorato

- I sensori non possono misurare i danni. L'estrazione delle caratteristiche attraverso l'elaborazione del segnale e la classificazione statistica è necessaria per convertire i dati dei sensori in informazioni sul danno
- Senza una estrazione intelligente delle caratteristiche, più una misura è sensibile al danno, più è sensibile al cambiamento delle condizioni operative e ambientali
- Le scale di lunghezza e di tempo associate all'innescò e all'evoluzione del danno dettano le proprietà richieste del sistema di rilevamento per il monitoraggio strutturale
- Esiste un bilanciamento tra la sensibilità al danno di un algoritmo e la sua capacità di scarto del rumore
- La dimensione del danno che può essere rilevata dai cambiamenti nella dinamica del sistema è inversamente proporzionale all'intervallo di frequenze di eccitazione

6.4 Le fasi del monitoraggio strutturale

Il processo del monitoraggio strutturale (Figura 119) può essere suddiviso in quattro fasi principali:

1. Valutazione operativa;
2. Acquisizione dei dati, normalizzazione e pulitura;
3. Estrazione delle caratteristiche;
4. Sviluppo dei modelli statistici.

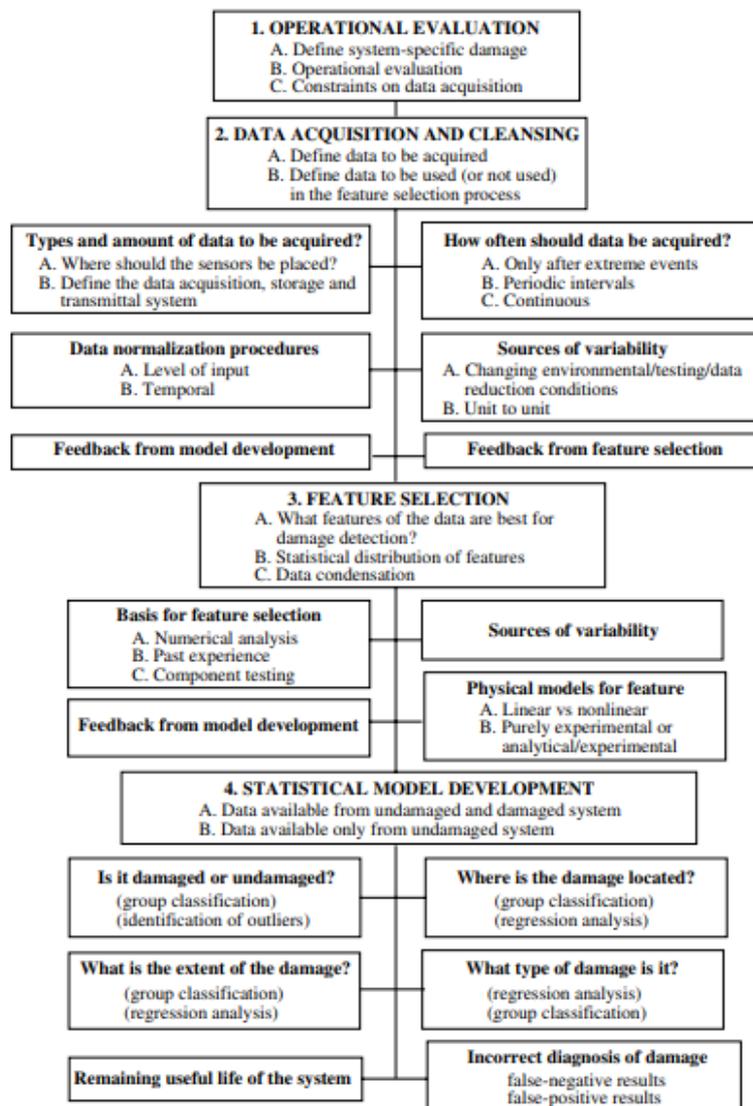


Figura 119 – Diagramma di flusso per l'implementazione di un programma di monitoraggio strutturale

6.4.1 Valutazione operativa

Per mezzo di questa fase è possibile rispondere a due quesiti fondamentali relativi all'implementazione di un sistema di monitoraggio:

- Quali sono le giustificazioni economiche e relative alla sicurezza per ricorrere al monitoraggio strutturale?
- In che modo viene definito il danno del sistema strutturale e quali sono i danni più preoccupanti?
- Quali sono le condizioni operative e ambientali in cui il sistema da monitorare è chiamato a funzionare?
- Quali sono i limiti dell'acquisizione dei dati nell'ambiente operativo?

Sebbene la teoria e i mezzi alla base possano essere gli stessi, ogni sistema da monitorare differisce dall'altro. Attraverso la valutazione operativa si cerca di inquadrare il problema e di progettare un processo di rilevamento su misura per lo specifico caso di studio.

6.4.2 Acquisizione dati, normalizzazione e pulitura

Anche questa fase, così come la precedente, è realizzata in funzione della specifica opera. In particolare, i metodi e la tipologia di eccitazione, il numero e la disposizione dei sensori, l'adozione di dispositivi per l'acquisizione, il salvataggio e la trasmissione dei dati, ecc. sono da definirsi in ragione delle caratteristiche della singola struttura.

Poiché i dati vengono collezionati in condizioni variabili, la capacità di normalizzare i dati è indubbiamente importante per il processo di identificazione del danno. In genere, si sceglie di normalizzare le risposte misurate per gli input misurati. In determinate circostanze questo può risultare difficoltoso, ad esempio quando sussistono problemi di variabilità ambientale o operativa, perciò è possibile normalizzare i dati in qualche modo temporale per facilitare il confronto tra i dati misurati in momenti simili di un ciclo ambientale o operativo.

A seguire avviene la fase di pulizia dei dati, eseguita sulla base di informazioni desunte durante la precedente fase di acquisizione. Inoltre, se necessario, a posteriori è possibile

prendere atto di eventuali malfunzionamenti dei sensori e, di conseguenza, filtrare e ricampionare i dati escludendo quelli provenienti da dispositivi danneggiati.

6.4.3 Estrazione delle caratteristiche

La terza fase è quella dell'estrazione delle caratteristiche, che rappresenta quella di maggiore interesse in quanto consente di distinguere una struttura danneggiata e da una integra. Tra i metodi più utilizzati vi è quello che si basa sulla correlazione della risposta del sistema, misurata in ampiezza delle vibrazioni, frequenza, ecc., con una prima osservazione dello stato di degrado.

Un altro metodo di estrazione è quello di applicare a una struttura fittizia dei difetti, simili a quelli che ci si aspetta in condizioni operative, e svolgere una prima analisi dei parametri sensibili al danno previsto. Il sistema provvisto di difetto può essere per verificare che le misurazioni diagnostiche siano sufficientemente sensibili per distinguere il sistema danneggiato da quello privo di danno. Ci si può avvalere di strumenti analitici convalidati, come i modelli a elementi finiti, e svolgere dei test di accumulo del danno in condizioni reali di carico.

In ogni caso, è sempre opportuno combinare le informazioni desunte dall'impiego di diverse metodologie.

6.4.4 Sviluppo dei modelli statistici

L'ultima fase prevede lo sviluppo dei modelli statistici tramite l'implementazione di algoritmi che, a partire dall'estrazione delle caratteristiche, permettono di quantificare lo stato di danneggiamento della struttura. Se si hanno a disposizione sia dei dati relativi alla struttura danneggiata che alla stessa non danneggiata, gli algoritmi vengono definiti *supervised learning*. Mentre gli algoritmi *unsupervised learning* sono applicati ai dati delle sole strutture prive di danno.

Lo stato di danno di un sistema strutturale può essere descritto a partire dalle risposte alle seguenti domande:

- Esistenza: il danno è presente?

- Localizzazione: dove si trova il danno?
- Tipologia: di che tipologia di danno si tratta?
- Estensione: quanto è grave il danno?
- Prognosi: quanta vita utile rimane alla struttura?

Rispondere alle suddette domande nell'ordine proposto permette di acquisire una conoscenza crescente dello stato del danno. Applicando algoritmi del tipo *unsupervised learning*, si possono stimare per mezzo dei modelli statistici solo l'esistenza e la localizzazione del danno. Risposte in merito al tipo, all'estensione e alla prognosi che il danno comporta vengono fornite solo dall'utilizzo di algoritmi *supervised learning* accoppiati all'uso di modelli analitici.

6.5 I sensori

Il processo di monitoraggio strutturale avviene per mezzo di sensori che misurano una o più caratteristiche rilevanti di una struttura, quali accelerazioni, deformazioni, temperatura, ecc. Nel campo dell'ingegneria civile, i sensori più comunemente utilizzati sono estensimetri, accelerometri, inclinometri, ed altri ancora.

I dispositivi si differenziano tra loro sia in ragione delle grandezze che riescono a misurare sia in base ai principi fisici su cui si fondano. Oltre alle tecnologie tradizionali, ne sono state sviluppate di altre, come quella dei sensori a fibre ottiche (FOS), che permettono di raggiungere risultati finora inimmaginabili.

Alla base della conversione della risposta del sistema in segnale elettrico vi sono i trasduttori, strumenti per mezzo dei quali è possibile trasformare grandezze come spostamenti, velocità, accelerazioni, ecc. in segnali, che in seguito vengono elaborati dal sistema di acquisizione dati.

I trasduttori possono essere classificati in:

- Analogici: il segnale in uscita è una grandezza elettrica che varia in modo continuo e richiede un convertitore A/D
- Digitali: il segnale in uscita è composto da uno o più segnali che possono assumere solo due livelli di tensione e la conversione avviene all'interno del sensore
- Attivi: non necessitano di alimentazione
- Passivi: necessitano di alimentazione

Di seguito vengono riportati alcuni dei principali strumenti utilizzati in ambito edilizio.

6.5.1 Pendolo

I pendoli sono strumenti semplici utilizzati in ambito civile per misurare in modo accurato spostamenti orizzontali relativi tra due punti posti lungo una verticale. Esistono due configurazioni: pendoli dritti e pendoli rovesci, ma il principio di funzionamento alla base è lo stesso. Si tratta di un filo a piombo, zavorrato ad una estremità, che funge da riferimento verticale, grazie alla sola forza di gravità. La misurazione avviene registrando

gli spostamenti di uno o più punti appartenenti al piano ortogonale alla verticale, dovuti a eventuali spostamenti e deformazioni della struttura. L'acquisizione può essere manuale, utilizzando degli strumenti ottici fissi o removibili, oppure automatica mediante l'utilizzo di telecoordinometri. In genere, il range di misura è di circa $\pm 20\text{mm}$, e si può raggiungere una precisione di circa $0,05\text{mm}$.

In Figura 120 si riporta la schematizzazione delle due tipologie di pendolo.

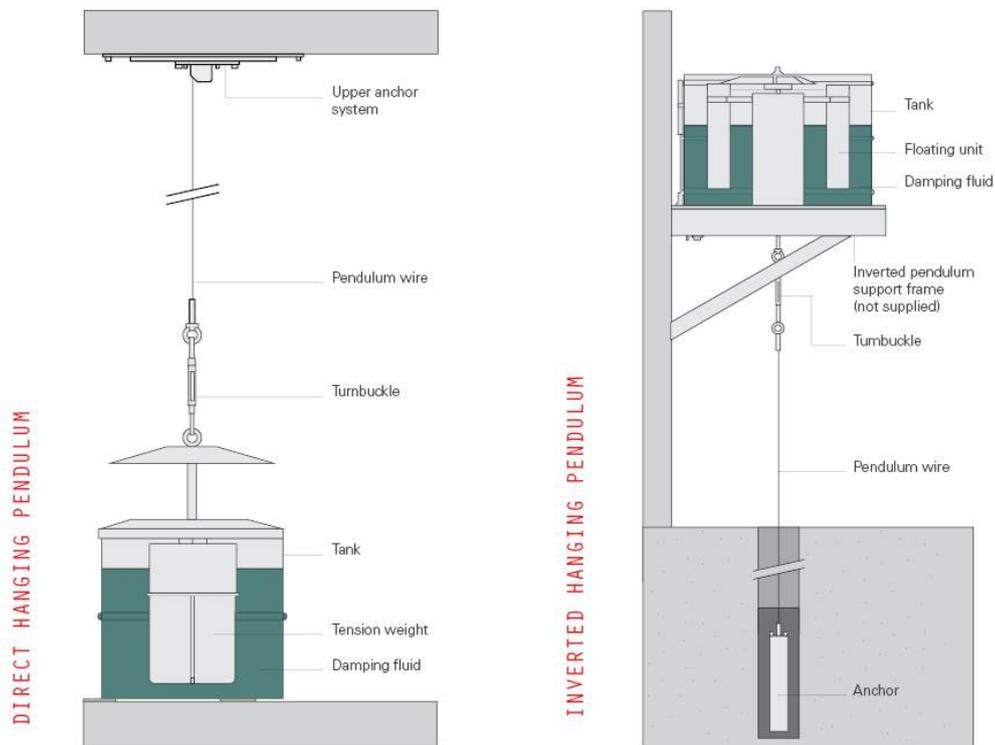


Figura 120 - Pendolo dritto e rovescio

6.5.2 Sensore inclinometrico da parete

Si tratta di dispositivi che consentono di misurare la variazione di inclinazione di superfici, come pareti, facciate, ecc. In genere, gli inclinometri sono costituiti da un corpo stagno in acciaio inossidabile o alluminio, per evitare la corrosione, contenente sensori e, inoltre, dotato di piastre di supporto e fissaggio (Figura 121). Generalmente, vengono integrati dei termometri, in modo da distinguere le variazioni termiche effettive della struttura da quelle del sensore in se. Il segnale in uscita rappresenta un angolo

proporzionale a quello che sussiste tra lo strumento e la verticale di riferimento. È inoltre, possibile valutare la rotazione attorno a uno o due assi nel piano ortogonale all'asse di riferimento. La trasmissione del segnale elettrico avviene per mezzo di un cavo esterno. A seconda del sensore utilizzato, gli inclinometri si differenziano in: capacitivo, magnetoresistivo, elettrolitico e servo-accelerometrico. I campi di misura variano tra i $\pm 2^\circ$ $\pm 30^\circ$, con una precisione di 0.01° . Infine, è giusto rimarcare che l'acquisizione automatica dei dati permette il monitoraggio continuo anche di punti non raggiungibili con facilità.

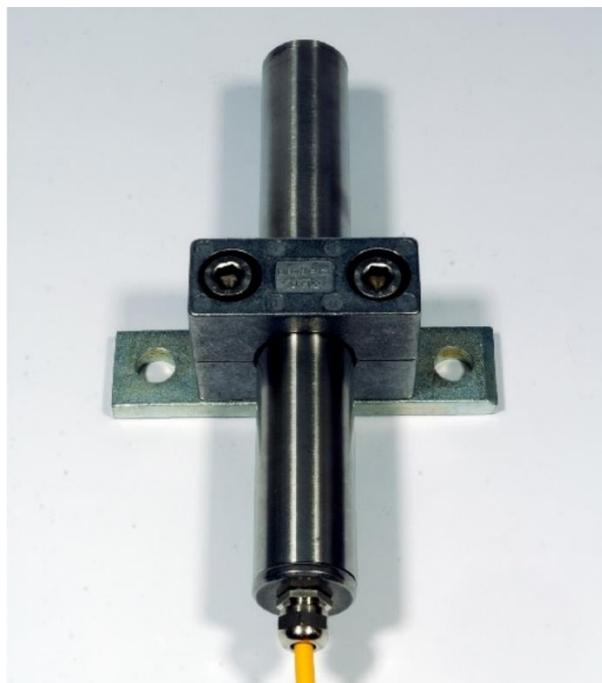


Figura 121 - Inclinometro da parete

6.5.3 Strain gauge

Gli *strain gauges* consentono di misurare le deformazioni puntuali di un elemento strutturale. Il principio di funzionamento si basa sulla variazione di resistenza elettrica nella griglia indotta da uno stato deformativo (Figura 122). La precisione della misura può raggiungere la quota di un micrometro al metro. Inoltre, poiché il sensore fornisce risposte pressoché immediate, è possibile valutare deformazioni indotte sia da regimi statici che dinamici. A partire dai valori delle deformazioni rilevate e conoscendo il modulo di elasticità del materiale è possibile stimare le tensioni puntuali. Le tipologie di sensori più comuni sono gli *strain gauges* a resistenza elettrica e quelli a corde vibranti.

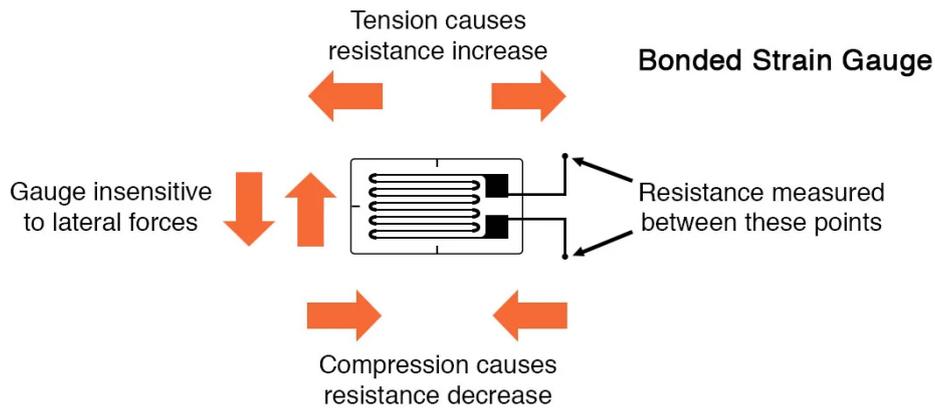


Figura 122 - Strain gauge

6.5.4 Fessurimetro a piastra

I fessurimetri a piastra (Figura 123) rappresentano gli strumenti di monitoraggio dell'evoluzione delle fessure più semplici ed economici. Per questo motivo, vengono in genere utilizzati in fase preliminare per capire se le lesioni stanno progredendo o sono stabilizzate. Si compongono di due piastre mobili trasparenti, su cui è inciso un reticolo di riferimento e una griglia millimetrata. Il fessurimetro viene installato a cavallo della fessura, nella posizione neutra, per la quale gli zeri dei due reticoli coincidono. Controllando al variare del tempo il disassamento dei due sistemi di riferimento, è possibile monitorare la fessura con un'accuratezza variabile tra 0,5mm e 20mm.

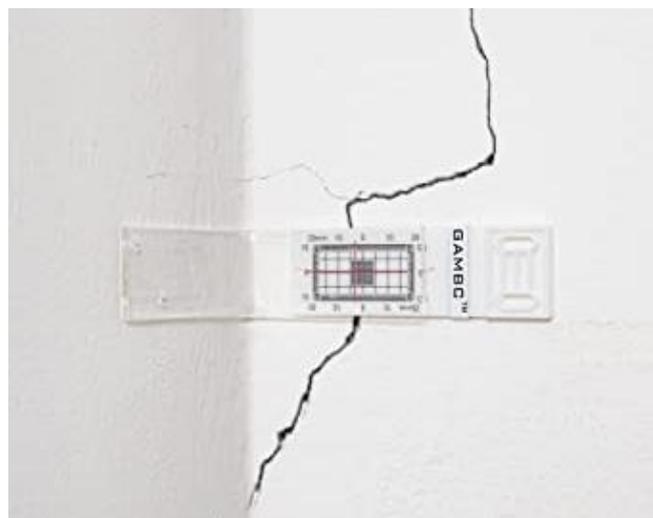


Figura 123 - Fessurimetro da parete

6.5.5 Trasduttore di spostamento elettrico

I trasduttori di spostamento o estensimetri elettrici (*Linear Variable Displacement Transducer* - LVDT), vengono principalmente utilizzati in ambito civile per monitorare l'evoluzione delle fessure nel tempo (Figura 124). Utilizzando due di questi dispositivi accoppiati, uno nel piano della parete e l'altro nel piano ad essa ortogonale, è possibile valutare l'evoluzione della fessura in due direzioni ortogonali (Figura 125). Si tratta di dispositivi elettromeccanici che convertono i movimenti in una corrente elettrica variabile o in segnali di tensione. Esistono tre principali tipologie di fessurimetri elettrici:

- potenziometrici;
- a corda vibrante;
- elettromagnetici.



Figura 124 - Trasduttore di spostamento potenziometrico



Figura 125 – Estensimetri combinati

6.5.6 Accelerometri

Gli accelerometri misurano le accelerazioni indotte da vibrazioni ambientali o forzanti esterne. Esistono tre categorie principali di accelerometri: piezoelettrici, piezoresistivi, capacitivi e servoaccelerometri.

Accelerometri piezoelettrici

L'accelerometro piezoelettrico (Figura 126) sfrutta piezoelettricità²⁰, cioè il segnale elettrico generato da un cristallo piezoelettrico quando questo è sottoposto ad una forza di compressione. La forza di compressione è generata da una massa posizionata sul cristallo ogniqualvolta questa subisce un'accelerazione. Il segnale elettrico così generato sarà proporzionale alla forza di compressione e, quindi, per la legge di Newton, proporzionale all'accelerazione. In generale, esistono accelerometri piezoelettrici che sfruttano, oltre alla forza di compressione, quella di flessione e taglio. Si tratta di trasduttori attivi, ovvero non necessitano di alimentazione elettrica, inoltre sono stabili e

²⁰ "L'elettricità dalla pressione"

presentano un comportamento lineare ad alte frequenze in campo dinamico. Di contro, non sono in grado di rilevare accelerazioni quasi-statiche, poiché il segnale elettrico generato da una forza di compressione costante nel tempo tende a dissiparsi in un breve periodo; questo fenomeno è detto *leakage*.

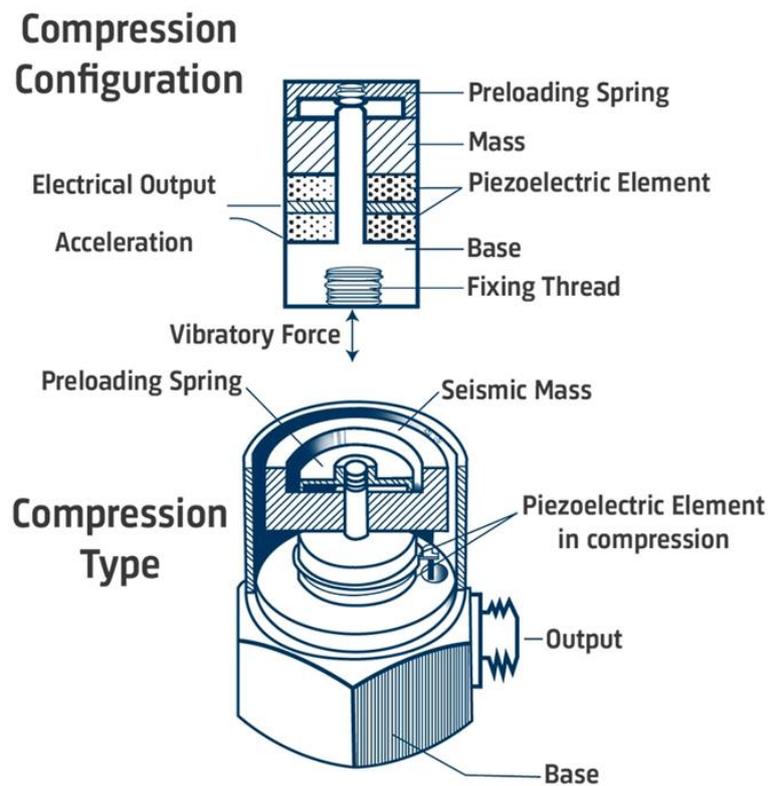


Figura 126 - Accelerometro piezoelettrico

Accelerometri piezoresistivi

L'accelerometro piezoresistivo (Figura 127) si basa invece sulla piezoresistenza²¹. È una proprietà tipica di alcuni materiali conduttori o semiconduttori (in genere metalli) che, quando sottoposti a deformazione meccanica derivante da una compressione, aumentano la resistenza elettrica proporzionalmente alla forza stessa.

²¹ "La resistenza dalla pressione"

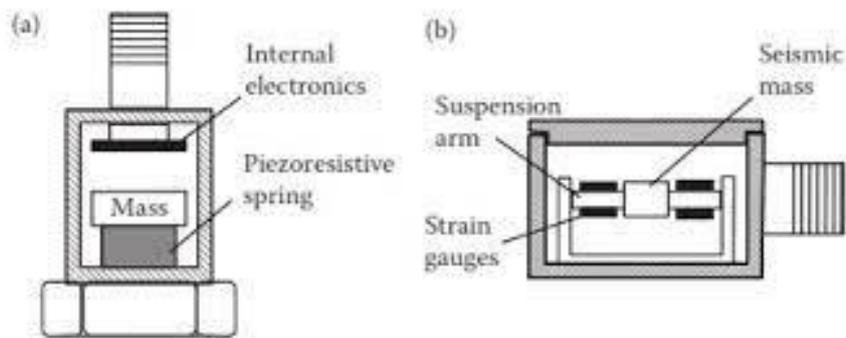


Figura 127 - Accelerometro piezoresistivo

Accelerometri capacitivi

Gli accelerometri capacitivi (Figura 128) sfruttano un condensatore la cui capacità elettrica varia in funzione dell'accelerazione di una massa. Il sensore è composto dalle due armature del condensatore, una fissa e l'altra rappresentata da una massa vibrante. Quest'ultima a seguito di una accelerazione compie un movimento facendo variare la distanza reciproca tra le armature, e di conseguenza la capacità dei due condensatori attraversati da corrente elettrica.

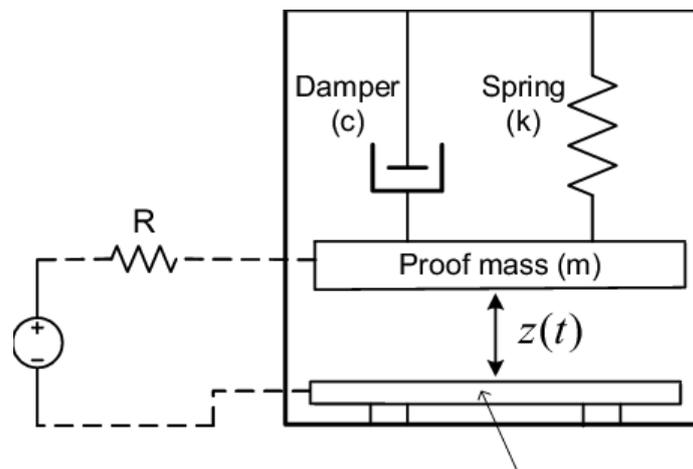


Figura 128 - Accelerometro capacitivo

Tra gli accelerometri capacitivi spiccano quelli dotati di sensori MEMS (*Micro Electro-Mechanical System*), sistemi miniaturizzati elettromeccanici.

Servoaccelerometri (Force balance)

I servoaccelerometri (Force Balanced Accelerometer – FBA) sono strumenti basati sul principio di bilanciamento della forza. Funzionano come un galvanometro di Deprez-D'Arsonval: una bobina mobile è sospesa a un filo attorno a un magnete fisso (massa) percorso da tensione elettrica. Il magnete genera un campo elettromagnetico che polarizza la bobina per induzione, quest'ultima è quindi soggetta a due forze che tentano di bilanciarsi: una forza che tende a far ruotare la bobina e una forza elastica del filo che si oppone alla rotazione. La corrente necessaria a mantenere la massa nel punto di equilibrio all'accelerazione che si vuole misurare. Gli accelerometri *force balance* appena descritti sono detti “a pendolo”, ne esistono anche di altri, in cui la massa si sposta linearmente (Figura 129).

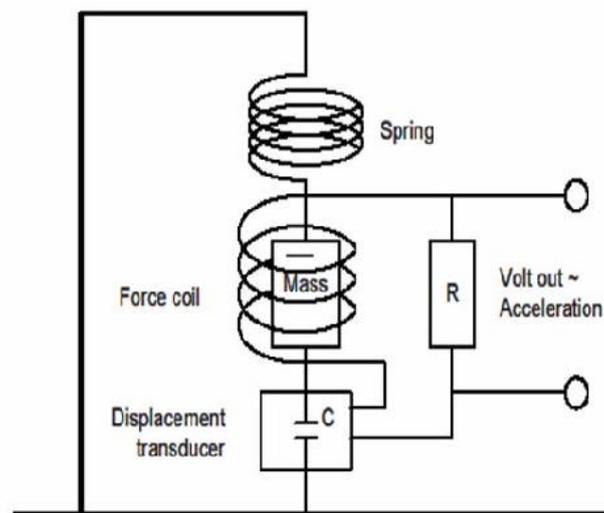


Figura 129 - Accelerometro force balance

6.5.7 Sensori a fibra ottica

Le fibre ottiche sono filamenti di materiale dielettrico trasparente, quali vetro, quarzo e polimeri, i quali consentono la trasmissione di un campo elettromagnetico al loro interno. La caratteristica principe che contraddistingue la fibra ottica è quella di permettere alla luce di viaggiare seguendo linee curve, sebbene essa segua esclusivamente linee rette.

Una fibra ottica è costituita da tre strati concentrici, dall'interno verso l'esterno abbiamo:

- il *core*, che costituisce il nucleo della fibra stessa, è formato da materiale vetroso. Ha dimensioni differenti a seconda che si tratti di fibre monomodali o multimodali. La sua natura silicea consente la trasmissione del segnale a distanze notevoli con perdite bassissime.
- il *cladding*, che rappresenta il rivestimento del core, ha il compito di guidare l'onda luminosa grazie al fenomeno della rifrazione.
- il *coating*, cioè il rivestimento plastico esterno, che fornisce il sostegno e la protezione agli strati interni. Inoltre, esso permette la piegatura della fibra senza la rottura e minimizza le perdite di intensità.

Esistono due tipologie differenti di fibre ottiche: le monomodali e le multimodali (Figura 130). Oltre alla ovvia differenza di geometria, le fibre multimodali permettono il passaggio di più raggi di luce e quindi possono trasmettere più tipologie di dati contemporaneamente.

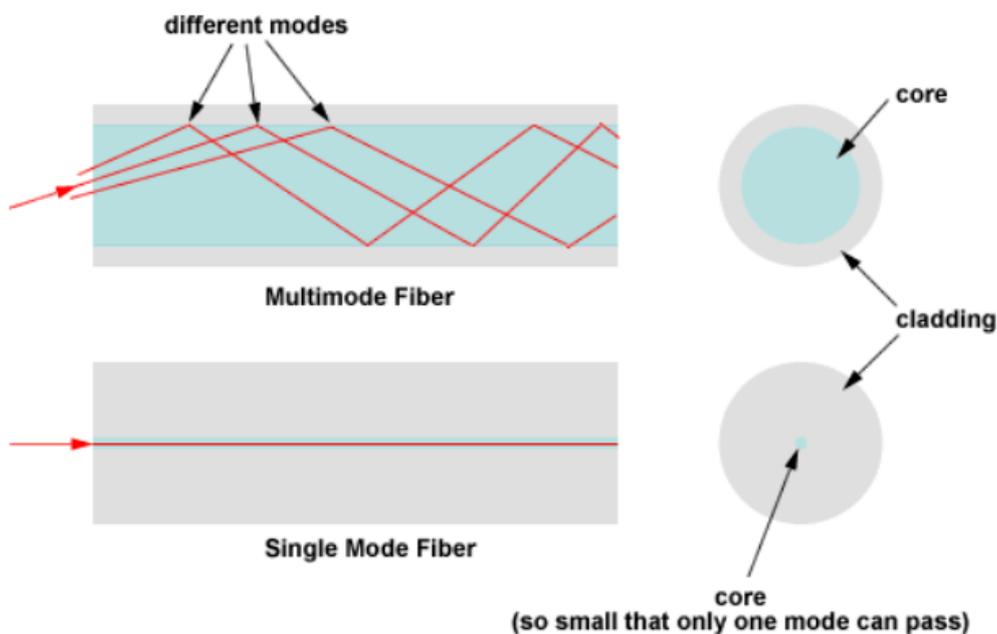


Figura 130 – Fibre ottiche monomodali e multimodali

I principali vantaggi dei sensori a fibra ottica (Fiber Optic Sensors - FOS) sono:

- *Stabilità*: capacità di ridurre le perdite di segnale e di trasmettere a lunghe distanze. Inoltre, questa tipologia di sensori non patisce la corrosione.
- *Non conduttività*: i FOS non sono affetti da interferenze elettromagnetiche e da radiofrequenze. Ciò significa una maggiore pulizia del dato e una conseguente operazioni di filtraggio più blanda

Nel campo delle costruzioni e, più in generale, dell'ingegneria civile i sensori a fibra ottica possono essere utilizzati per misurare diverse grandezze, quali deformazioni, spostamenti, accelerazioni, ecc.

6.5.8 Sistemi GPS

Il Global Positioning System (GPS), è un sistema di navigazione satellitare che, ad oggi, possiede 31 satelliti nella sua costellazione. I satelliti trasmettono via radio segnali contenenti un codice ai fini della temporizzazione, oltreché a un pacchetto di dati contenente la loro posizione orbitale e il loro stato di salute. Nell'ambito del monitoraggio strutturale, i ricevitori GPS hanno fornito una nuova strategia di misurazione degli spostamenti. Con il sistema GPS differenziale si valuta il tempo impiegato dalle onde radio, emesse dai satelliti, per raggiungere il ricevitore. A partire da questo lasso di tempo è possibile effettuare una misurazione diretta della deviazione assoluta

permettono di raggiungere risultati sorprendenti rispetto a quanto sia possibile mediante le tecniche tradizionali. A partire dunque dal tempo impiegato dai segnali radio emessi dai satelliti a raggiungere la stazione permanente, è possibile effettuare una misurazione diretta della deviazione assoluta. Il sistema di rilevamento appena descritto ha come principale applicazione quella del monitoraggio di ponti sospesi, caratterizzati da frequenze basse e spostamenti lenti indotti dal rumore ambientale.

7 LA CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DELLE STRUTTURE

Uno dei passaggi cardine della valutazione della vulnerabilità sismica risiede nella realizzazione di un modello strutturale su cui effettuare le analisi statiche e dinamiche. Esso viene creato a partire dalle informazioni ricavate dall'analisi storico-critica, con cui si cerca di recuperare i disegni costruttivi e identificare eventuali dissesti, modifiche, degrado, eventi che hanno interessato l'edificio nel tempo, e dalle campagne di indagine condotte sui materiali.

A causa delle informazioni limitate sulla struttura, non sempre il modello così creato costituisce un perfetto gemello digitale e, di conseguenza, una rappresentazione sufficientemente fedele del reale comportamento dinamico della struttura. Allo scopo di far collimare il comportamento del modello con quello della struttura reale, si può ricorrere alla metodologia della identificazione dinamica.

Lo scopo ultimo dell'identificazione dinamica è quello di stimare i parametri modali dell'edificio, ovvero frequenze proprie, masse modali, coefficienti di smorzamento e forme modali. La conoscenza di questi parametri permette di descrivere con cura la risposta dinamica dell'edificio e sulla base di essi è possibile calibrare il modello ad elementi finiti. Il modello FEM così opportunamente calibrato permette di eseguire simulazioni dinamiche più accurate e, di conseguenza, ottenere risultati prossimi al reale comportamento della struttura.

Si parla di approccio analitico, o di problema diretto, quando partendo da caratteristiche della struttura note, come geometria, vincoli, proprietà dei materiali, distribuzione delle masse, distribuzione delle rigidezze e smorzamento, si giunge a determinarne i parametri modali risolvendo un problema agli autovalori.

Esistono poi altre due tecniche di identificazione dinamica, *Experimental Modal Analysis* (EMA) e *Operational Modal Analysis* (OMA), la cui principale differenza consiste nella diversa eccitazione della struttura.

7.1 L'analisi modale sperimentale

Nell'approccio sperimentale (*Eperimental Modal Analysis* – EMA), anche conosciuto come problema inverso, l'input è noto e controllabile. Questa forzante può essere generata tramite vibrodina (Figura 131) o martello dinamometrico (Figura 132).



Figura 131 - Vibrodina



Figura 132 – Martello dinamometrico

Con la vibrodina si forniscono alla struttura eccitazioni stazionarie (*stepped-sine wave*) o quasi-stazionarie (*sine-sweep wave*) nel range di frequenze di interesse che, in genera, varia tra 0.5-15 Hz, questo range garantisce l'identificazione dei modi che dominano la risposta dell'edificio.

Con il martello dinamometrico invece la forzante è di tipo impulsivo, di conseguenza si riescono ad eccitare frequenze molto alte (anche oltre i 1000 Hz, in funzione della durezza della punta utilizzata).

Misure dirette sugli strumenti di eccitazione e accelerometri posti sulla struttura permettono di campionare, rispettivamente, il segnale di input e di output. Una volta analizzato il segnale in frequenza, si ottengono le funzioni di risposta in frequenza (*Frequency Response Function* - FRF) della struttura., a partire dalle quali è possibile determinarne le caratteristiche dinamiche.

7.2 L'analisi modale operativa

Nell'approccio operativo (*Operational Modal Analysis – OMA*) la forzante in input è sconosciuta e non viene misurata. Infatti, essa consiste nell'eccitazione ambientale generata ad esempio dal vento, dal traffico, ecc. Infatti, è lecito supporre che l'input sia riconducibile a un rumore bianco (White noise, Figura 133), ovvero un segnale random con spettro costante su un ampio range di frequenze. Quest'ultima ipotesi, pur non essendo esatta, è essenziale per poter utilizzare gli strumenti matematici che stanno alla base del metodo.

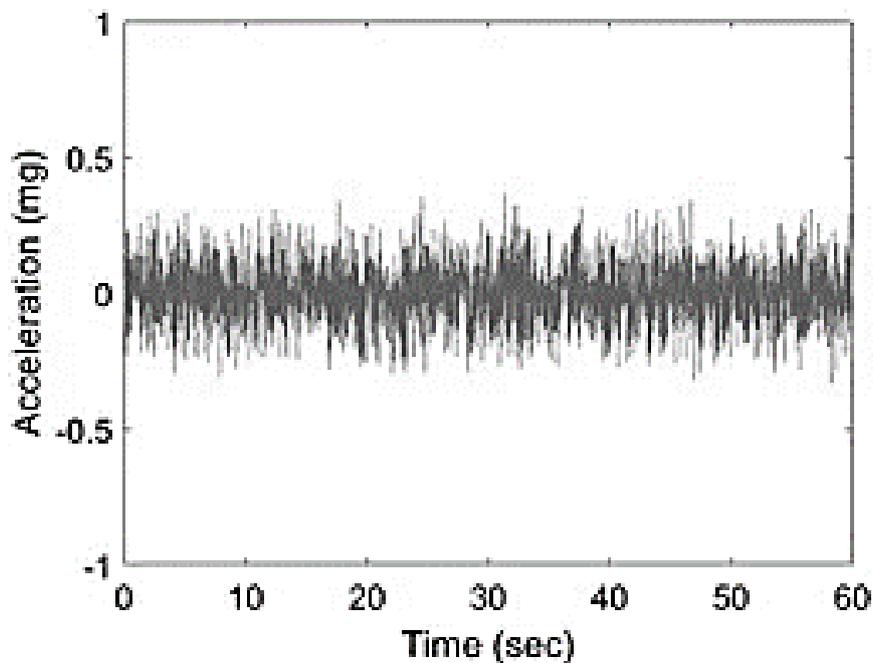


Figura 133 - White noise

7.3 Il confronto EMA vs. OMA

Le due metodologie hanno in comune:

- la necessità di installare sensori in punti strategici della struttura
- la necessità di evitare fenomeni di vibrazione locali

Qui di seguito vengono riportati i vantaggi e gli svantaggi dei due metodi:

Experimental Modal Analysis (EMA)

VANTAGGI

- Input noto. Identificazione affidabile
- Algoritmi di calcolo semplici
- È possibile calcolare tutti i parametri modali
- L'input ha una frequenza sufficientemente alta per eccitare anche i sensori meno sensibili

SVANTAGGI

- Campagna sperimentale impegnativa, visto l'utilizzo di specifici strumenti
- Costi della strumentazione elevati

Operational Modal Analysis (OMA)

SVANTAGGI

- Input incognito, si fa l'ipotesi di rumore ambientale (rumore bianco). Identificazione meno affidabile
- Algoritmi di calcolo complessi
- La massa modale resta incognita, di conseguenza non è possibile scalare le forme modali
- L'eccitazione da rumore ambientale potrebbe non riuscire ad eccitare gli strumenti meno sensibili

VANTAGGI

- Le misurazioni possono essere effettuate senza interrompere il normale uso dell'edificio
- Costi della strumentazione contenuti

In conclusione, in tutti i casi in cui l'EMA sia attuabile, essa è da preferire all'OMA poiché fornisce risultati più precisi e immediati.

7.4 Il processo dell'identificazione dinamica

È possibile suddividere il processo di identificazione dinamica di una struttura in tre fasi principali: osservazione e quindi la sperimentazione, ipotesi e quindi costruzione del modello numerico, calibrazione e validazione del modello, tramite il confronto con i dati acquisiti.

L'intero processo di caratterizzazione può essere schematizzato come segue (Figura 134).

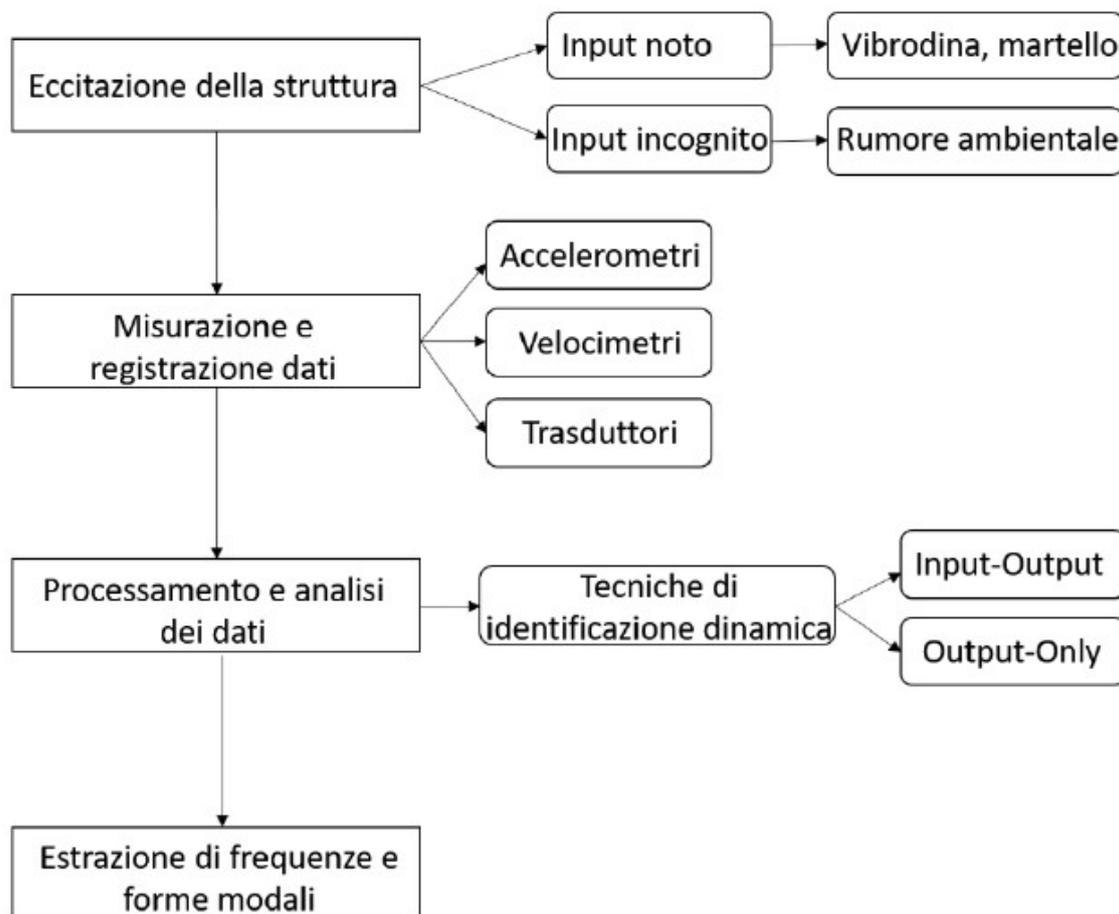


Figura 134 - Schema del processo di identificazione dinamica delle strutture

7.5 L'eccitazione della struttura

È possibile rilevare la risposta di una struttura a una qualsivoglia tipologia di eccitazione esterna. In generale, esistono due tipi di eccitazione: artificiale e ambientale. L'eccitazione artificiale di opere di ingegneria civile richiede l'uso di apparecchiature pesanti che producano forzanti in grado di eccitarle, per ovviare a questo, talvolta, è possibile far ricorso alle tecniche di eccitazione ambientali.

Quindi, il monitoraggio dinamico può avvenire essenzialmente attraverso due tipologie di eccitazione:

- Ambientale: i sensori registrano le accelerazioni della struttura eccitata da carichi ambientali (vento, traffico veicolare, ecc.). I micro-tremori causati dall'ambiente producono una vibrazione fissa di ampiezza variabile: tale segnale, se captato da strumenti performanti e se opportunamente analizzato, consente di ricavare gli stessi parametri modali ottenibili con l'eccitazione artificiale.
- Artificiale: in questo caso la forzante di input è nota e può essere controllata, in modo tale da indagare la banda delle frequenze di interesse. Lo strumento più utilizzato per eccitare una struttura è la vibrodina, in grado di fornire forze dinamiche sinusoidali e unidirezionali. Essa è costituita da due alberi controrotanti, muniti di masse eccentriche (Figura 135). La rotazione dei due alberi è sincronizzata per mezzo di una coppia di ruote dentate, in questo modo vengono fornite alla struttura delle oscillazioni unidirezionali, la cui risultante è perpendicolare all'asse ideale di collegamento tra i due alberi. La vibrodina deve essere efficacemente ancorata alla struttura per essere in grado di trasmetterle le potenti vibrazioni; pertanto, risulta di facile installazione su strutture in calcestruzzo armato e acciaio, ma difficilmente può essere fissata su strutture in muratura, le quali potrebbero subire danni localizzati. In quest'ultimo caso e ogniqualvolta l'utilizzo della vibrodina sia di difficile impiego, è possibile utilizzare un martello strumentato. È uno strumento capace di eccitare la struttura tramite impatto. Variando la massa e le punte del martello, è possibile generare impulsi di frequenza e variabile.

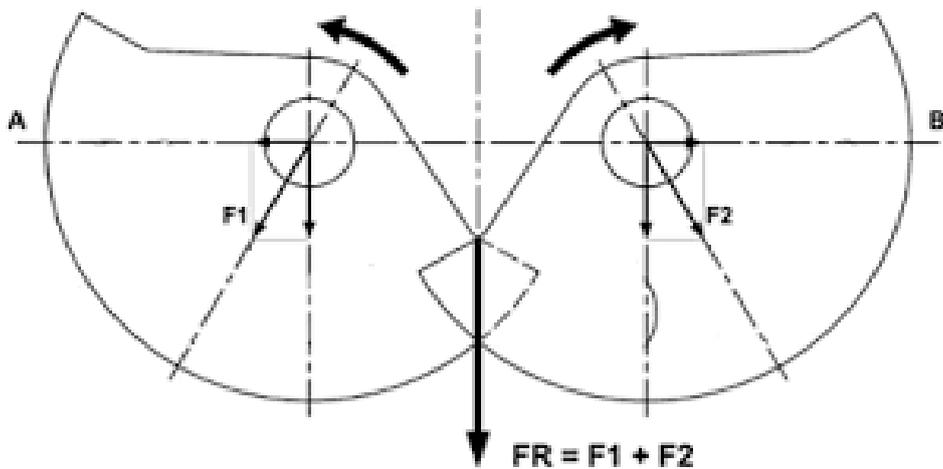


Figura 135 – Alberi controrotanti con masse eccentriche

7.6 L'analisi dei dati: errori comuni e possibili soluzioni

In genere, i segnali registrati sono delle storie temporali di accelerazione, ma le tecniche di identificazione dinamica più utilizzate lavorano nel dominio delle frequenze. Pertanto, prima di procedere all'analisi del segnale vera e propria, si effettua la conversione del segnale analogico (funzione continua nel tempo) in formato digitale (funzione definita a intervalli discreti). In questo modo si riesce a passare da dati registrati come funzioni continue a dati rielaborati in valori discreti.

Durante la fase di conversione del segnale possono venire alla luce degli errori, come quelli di *Aliasing* e di *Leakage*, che necessitano di opportune correzioni a posteriori. Di seguito vengono riportati i problemi principali e le possibili soluzioni.

7.6.1 Aliasing e low-pass filter

Quando si passa da un segnale analogico ad uno digitale, il campionamento avviene ad intervalli di tempo Δt identici. Definire un intervallo di campionamento del segnale non adeguato può far sorgere l'errore di *aliasing* (Figura 136), il cui effetto è quello di rendere indistinguibili segnali differenti quando vengono campionati. Con questo termine ci si riferisce anche alla distorsione che risulta quando un segnale ricostruito a partire da campioni è diverso dal segnale continuo originale.

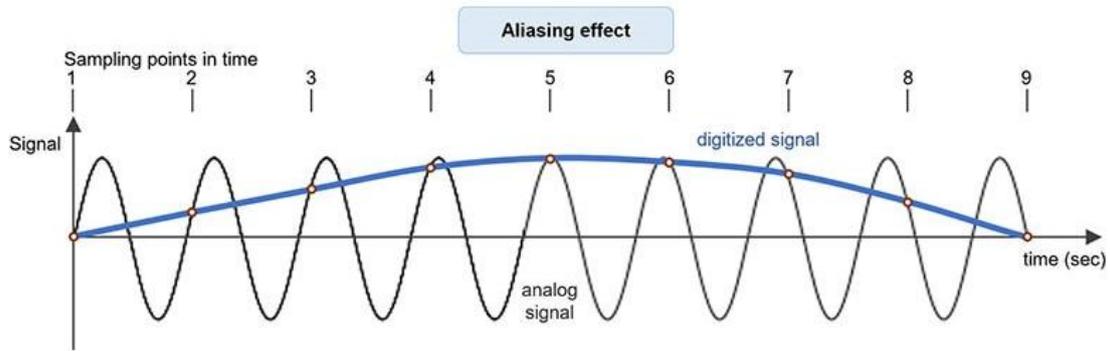


Figura 136 – Aliasing

Al fine di non incappare in questo genere di errore, e quindi campionare un segnale senza perdita di informazione, è necessario definire una frequenza di campionamento almeno doppia rispetto alla massima frequenza del segnale (*Frequenza di Nyquist*). Deve infatti risultare:

$$f_c \geq 2f_{c,max}$$

dove $f_{c,max}$ rappresenta la frequenza della componente spettrale del segnale a frequenza più elevata.

Dal punto di vista pratico, occorre filtrare il segnale prima dell'acquisizione con un filtro passa-basso (*low-pass filter*), detto anche filtro *anti-aliasing*, che permette di rimuovere dal segnale analogico di ingresso tutti le componenti di frequenza superiori alla frequenza di Nyquist. L'*aliasing* non è correggibile a posteriori, per questo se un segnale campionato è affetto da questo errore non è più possibile ricostruire correttamente il segnale originale.

7.6.2 Leakage e windowing

In generale, per passare da un segnale definito nel dominio del tempo ad un segnale definito nel dominio delle frequenze, è possibile utilizzare l'algoritmo di *Fast Fourier Transform* (FFT) che agisce sulla storia temporale di lunghezza finita e calcola la Trasformata di Fourier, la quale restituisce lo spettro del segnale. Campionando un numero intero di periodi, lo spettro di una singola senoide contiene un valore massimo in corrispondenza del picco centrale (frequenza corretta del segnale); se, al contrario, il periodo campionato non contiene un numero intero di periodi del segnale, il valore

massimo del picco centrale si perde e vengono evidenziati i valori dei punti adiacenti. L'energia che originariamente appartiene ad una singola frequenza viene ripartita su più frequenze dello spettro. Si ha quindi una sottostima dell'ampiezza della componente armonica, e ovviamente una non coincidenza tra il segnale originale e quello ricostruito di Fourier. Questo errore è noto come *leakage* (Figura 137).

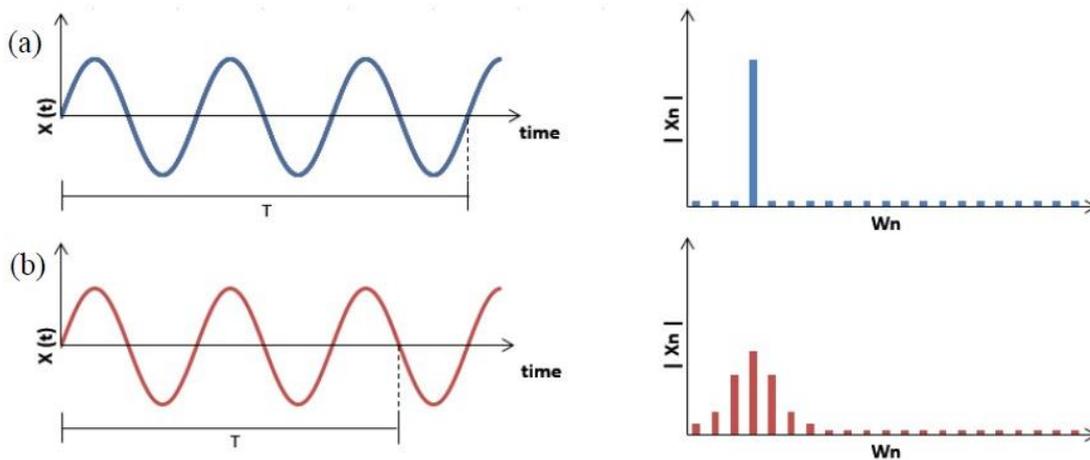


Figura 137 – (a) Spettro reale; (b) Effetto leakage

Per risolvere il problema si potrebbe pensare di aumentare il tempo di campionamento T in modo tale da aumentare la risoluzione spettrale. Così facendo si ottiene un accorciamento della banda spettrale su cui si estende l'armonica corretta, ma l'errore in ampiezza persiste. Per annullare il *leakage* bisognerebbe campionare il segnale in modo “sincrono”, il che è impossibile in quanto non si conosce la frequenza del segnale a priori. Di conseguenza, questo errore non può essere eliminato ma soltanto ridotto, e per farlo viene utilizzato il metodo della finestrazione (*Windowing*). Ovvero si introducono delle finestre di campionamento all'interno delle quali si moltiplica il segnale originale per delle opportune funzioni di forma. In questo modo la dispersione del segnale dovuta al *leakage* si riduce. Tra le tante tipologie di finestre (*Hanning*, *Flat-top*, *Cosine*, *Exponential*, ecc.), quelle più utilizzate in caso di segnali periodici o vibrazioni casuali sono la *finestra di Hanning* e quella *cosine* (Figura 138). La prima viene utilizzata per annullare in maniera graduale gli estremi del segnale in modo da eliminare le discontinuità all'inizio dei periodi, l'altra si comporta in modo analogo ma porta a zero gli estremi in modo più rapido.

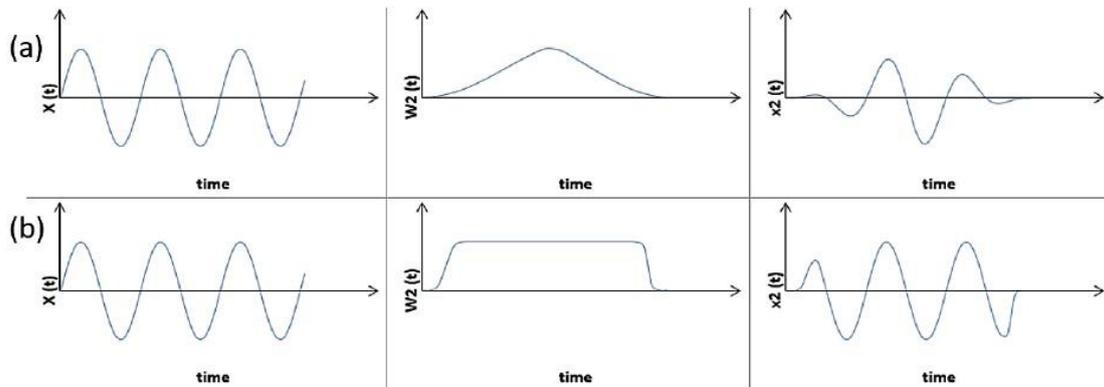


Figura 138 - (a) Finestra di Hanning; (b) Finestra cosine

7.6.3 Overlap averaging

Come affermato in precedenza, l'algoritmo di *Fast Fourier Transform* (FFT) permette di passare dal dominio del tempo al dominio delle frequenze, calcolando la Trasformata di Fourier in ogni finestra temporale in cui è diviso il segnale e restituendo il relativo spettro. Così facendo, la FFT non analizza il segnale in prossimità del punto di giunzione tra due finestre successive, il che causa una perdita di informazioni.

Per risolvere il problema si ricorre all'*overlap averaging*, cioè si vanno a sovrapporre le finestre temporali adiacenti in ragione di una certa percentuale che, in genere, si estende tra il 50% e il 75% (valore ideale).

7.7 Le tecniche di identificazione dinamica di tipo output-only

Le tecniche di identificazione dinamica consentono, attraverso l'elaborazione dei dati, di stimare i parametri modali di una struttura. Le tecniche *Output-Only* (*Operational Modal Analysis* - OMA): consentono di identificare le proprietà dinamiche della struttura quando la forzante di input è incognita e assimilabile al rumore ambientale (*Ambient Vibration*).

La descrizione e il confronto tra l'analisi modale sperimentale e operativa sono già stati affrontati nei paragrafi precedenti; qui di seguito si presentano una delle tecniche di tipo *output-only* più utilizzate, operante nel dominio delle frequenze.

7.7.1 Frequency Domain Decomposition (FDD)

L'algoritmo di identificazione *Frequency Domain Decomposition* (FDD) ha un grande impiego nel campo dell'ingegneria civile grazie alla sua semplicità e robustezza. Permette di effettuare una decomposizione approssimativa nel dominio delle frequenze della risposta del sistema in un insieme di sistemi a un solo grado di libertà (*Single Degree of Freedom* – SDOF) tra di loro indipendenti, ognuno corrispondente a un modo da identificare. Inoltre, se si presentano le tre seguenti condizioni, il risultato ottenuto secondo questo approccio è esatto: è presente solo rumore bianco, la struttura è leggermente smorzata, le forme modali di modi vicini tra loro sono geometricamente ortogonali. In ogni caso, attraverso la FDD è possibile stimare con accuratezza i modi anche in caso di un forte disturbo dei segnali. Si basa sulla decomposizione valori singoli (*Singular Value Decomposition* - SVD) della matrice di densità spettrale di potenza (*Power Spectral Density* - PSD).

Il primo passo da eseguire è la stima della matrice PSD a partire dalla serie temporale. Successivamente, avviene la decomposizione dei valori singolari delle matrici di densità spettrale. Questi ultimi rappresentano delle stime della densità auto-spettrale (*Autospectral Density Function*) dei sistemi SDOF in coordinate modali e, in prossimità del picco di risonanza, i vettori singolari rappresentano le stime delle forme modali del singolo modo.

Dal punto di vista matematico, è possibile descrivere il legame tra gli input incogniti $x(t)$ e le risposte misurate $y(t)$, mediante la seguente relazione

$$G_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T$$

La matrice $G_{xx}(j\omega)$, di dimensioni $(n \times n)$ con n numero degli input, contiene la PSD degli input, mentre la matrice $G_{yy}(j\omega)$, di dimensioni $(m \times m)$ con m numero delle risposte. La matrice $H(j\omega)$ rappresenta la matrice della Frequency Response Function (FRF) ed ha dimensione $(m \times r)$.

Inoltre, se l'input è rappresentato da solo rumore bianco, la relativa matrice PSD vale a dire $G_{xx}(j\omega)$ si semplifica e diventa una costante C .

In seguito ad ulteriori manipolazioni matematiche si arriva ad una formula più semplice:

$$A_k = \frac{R_k C \bar{R}^T}{2\alpha_k}$$

dove:

- A_k è la k -esima matrice del residuo della PSD degli output
- R_k è il residuo
- α_k corrisponde a meno la parte reale del polo $\lambda_k = -\alpha_k + j\omega_k$

Il termine α_k diventa dominante quando lo smorzamento è basso e di conseguenza il residuo diventa proporzionale al vettore della forma modale.

Nella rappresentazione grafica dello spettro dei *Singular Values* (Figura 139) è possibile scegliere i picchi (*Peak picking*) che corrispondono alle frequenze di ogni modo da identificare. Considerando il picco relativo al k -esimo modo, il corrispondente vettore singolare rappresenta la forma modale del sistema.

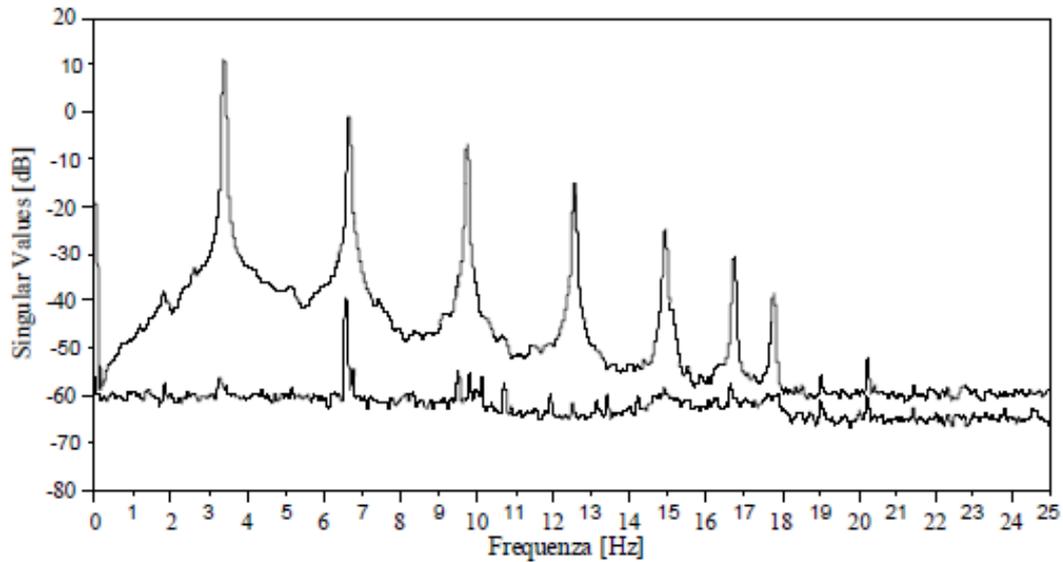


Figura 139 – Spettrp dei Singular Values

7.8 Model updating

Volendo studiare il comportamento strutturale di una struttura esistente, dopo aver completato le prime fasi del monitoraggio strutturale (analisi storico-critica, sopralluoghi, rilievi, caratterizzazione dei materiali, definizione dei carichi, ecc.) è possibile costruire un modello, ad esempio, agli elementi finiti. Quest'ultimo dovrà poi essere calibrato (*Model updating*) utilizzando i risultati delle prove di caratterizzazione dinamica. È possibile quindi variare le masse, le rigidezze e i gradi di vincolo degli elementi, tener conto dell'influenza del terreno, dell'interazione con eventuali edifici adiacenti, della localizzazione dei danni, per far combaciare le frequenze e i modi restituiti dall'analisi numerica con quelli ottenuti sperimentalmente.

8 CASO STUDIO: LA EX STAZIONE FERROVIARIA DI LIVORNO “PORTO VECCHIO”

8.1 Riferimenti normativi

Nel seguito si procede alla valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura, in ottemperanza alle norme tecniche italiane attualmente in vigore:

- D.M. Infrastrutture e Trasporti 17 Gennaio 2018, Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni, G.U. 20 Febbraio 2018 (nel seguito indicate NTC2018)

- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018, G.U. 11 Febbraio 2019, n.35 - s.o. n.5

8.2 Inquadramento generale dell'opera

Situato in Piazza del Portuale n°4 (Calata Carrara), 57123, Livorno, l'edificio oggetto di studio fa parte del complesso edilizio costituente la ex stazione di Livorno Porto Vecchio, fino al 1939 denominata Stazione Marittima, ad oggi sede distaccata della Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Settentrionale.

Nelle seguenti immagini sono riportate le diverse viste dell'edificio (Figura 140-Figura 145), ricavate dai servizi Google Maps e Google Earth.

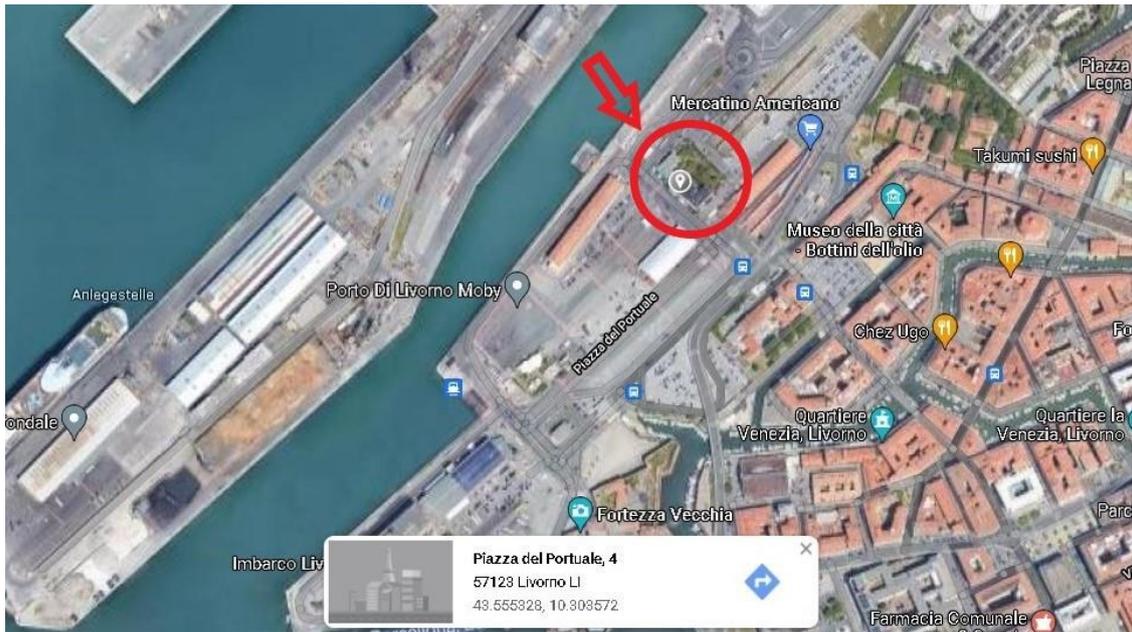


Figura 140 - Google Maps: inquadramento generale dell'opera

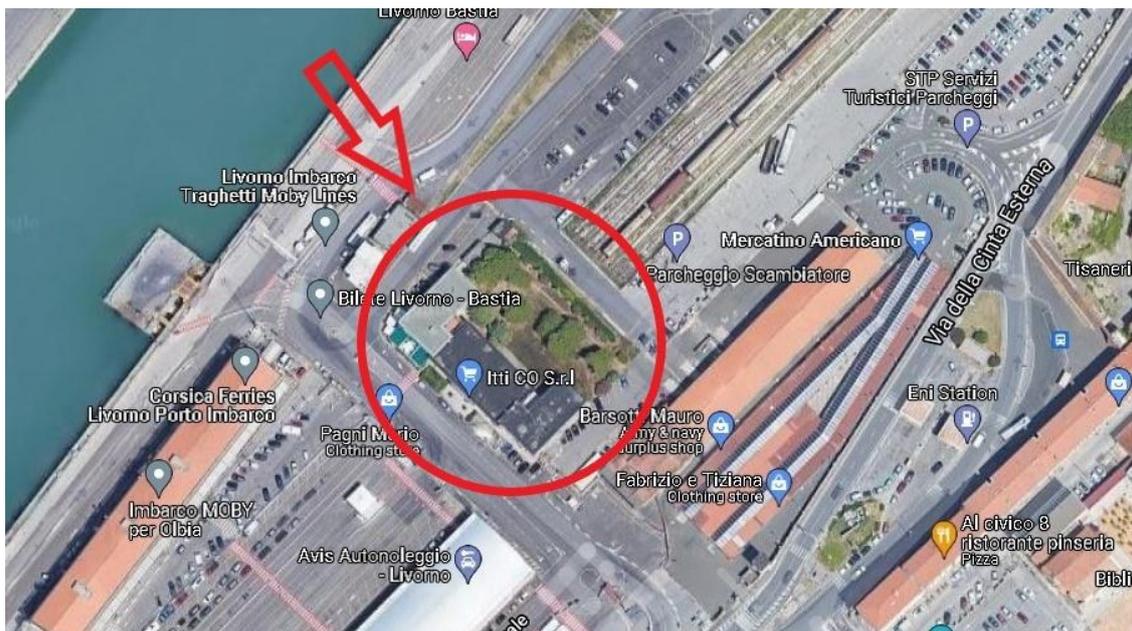


Figura 141- Google Maps: inquadramento generale dell'opera



Figura 142 - Google Earth: vista SUD



Figura 143 - Google Earth: vista NORD



Figura 144 - Google Earth: vista EST



Figura 145 - Google Earth: vista OVEST

8.3 Descrizione dell'edificio

L'edificio, pressoché simmetrico rispetto ad una delle direzioni principali, può essere virtualmente suddiviso in 5 blocchi (Figura 146). I blocchi 1,2,4 e 5 si articolano su 2 livelli, mentre il blocco 3 su un singolo livello. I solai di interpiano dei blocchi 1,2,4,5 si trovano alla stessa quota (3,50m), mentre il solaio di copertura del blocco 3 si trova ad una quota più alta (5,20m). Infine, i solai di copertura dei blocchi 1,2,4,5 si attestano ad una quota di 7,50m. Tra i corpi di fabbrica 1,2 e 4,5 è presente un giunto strutturale che verrà ipotizzato efficace anche dal punto di vista sismico (in rosso in Figura 146).

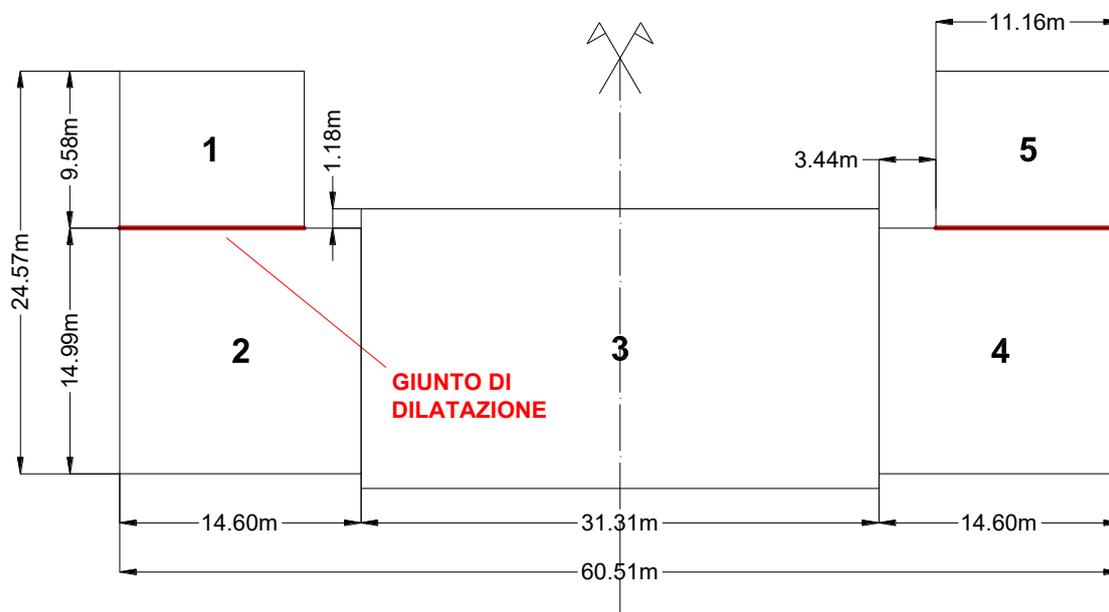


Figura 146 - Schematizzazione in blocchi dell'edificio

L'area dei singoli blocchi è circa pari a:

- $A_1 \approx 107,0\text{m}^2$
- $A_2 \approx 219,0\text{m}^2$
- $A_3 \approx 506,0\text{m}^2$
- $A_4 \approx 219,0\text{m}^2$
- $A_5 \approx 107,0\text{m}^2$

Per una superficie totale di circa 1158m².

Tutti i blocchi risultano essere regolari in pianta, mentre solo i blocchi 1 e 5 sono regolari anche in elevazione. Questo influenzerà il calcolo del fattore di comportamento q .

La struttura portante è costituita da pareti in muratura di vario spessore; quelle perimetrali presentano una distribuzione delle aperture regolare in altezza. Gli orizzontamenti sono realizzati in laterocemento.

8.4 Analisi storico-critica

L'edificio in questione è un ex scalo merci ubicato nell'area portuale di Livorno, oggi sede distaccata dell'Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Settentrionale, che permetteva di collegare il Porto di Livorno alla strada ferrata. Un'importante opera edificata su terreni sottratti al mare.

I lavori dello scalo ferroviario, destinato esclusivamente al servizio merci, iniziarono nel 1856 e furono conclusi nel 1858. Venne creata una vasta darsena, fiancheggiata dai binari della ferrovia e dai capannoni utilizzati per il deposito delle merci. Inoltre, furono eretti un fabbricato ad uso uffici e un piccolo edificio destinato alla Guardia di Finanza, quest'ultimo in mezzo all'acqua.



Figura 147 - Livorno nel 1867: 1) Stazione di Torretta/San Marco 2) Stazione marittima

L'area subì ingenti danni durante la Seconda guerra mondiale (1939-1945). Il fabbricato principale della stazione (Figura 148) venne distrutto dai bombardamenti e prontamente ricostruito nel dopoguerra, sebbene in forme diverse (Figura 149).



Figura 148 – L'edificio principale della stazione, scomparso durante la Seconda guerra mondiale



Figura 149 - L'area della stazione dopo la ricostruzione. La freccia indica il nuovo edificio.

Nel corso degli anni, il baricentro dei traffici fu spostato verso le nuove banchine del Porto Nuovo di Livorno. La stazione perse gradualmente importanza e il nuovo fabbricato e i capannoni furono adibiti ad altri usi; inoltre, la darsena che fronteggiava la stazione fu riempita.

Al 2017 l'ex stazione marittima costituiva un raccordo ferroviario suddiviso in diversi fasci; nello specifico, quello che si attesta nell'area dell'ex scalo è formato da sei binari adibiti alla sosta dei carri merci.

Nel corso degli anni, la struttura ha subito dei cambiamenti nella distribuzione degli ambienti interni, che hanno comportato l'abbattimento e la ricostruzione di alcune tramezzature.

8.4.1 Documentazione esistente disponibile

Non si dispone dei documenti e dei disegni originali relativi al progetto esecutivo, prodotti all'epoca della costruzione. La documentazione disponibile (v. ALLEGATO 1), rinvenuta in formato pdf, è la seguente:

- Ex stazione Porto Vecchio Livorno (Palazzina NORD - Autorità portuale di Livorno - Uffici Direzione Tecnica) - Progetto di manutenzione del 2005:
 - TAV. 1 Ubicazione (1:5000)
 - TAV. 2 Pianta architettonica PT, P1 – Stato di fatto e stato modificato (1:100)
 - TAV. 3 Sezioni e prospetti – Stato di fatto (1:100)
 - TAV. 4 Sezioni e prospetti – Stato modificato (1:100) (Figura 150)
 - TAV. 5 Planimetria generale e pianta coperture – Stato di fatto (1:200)
 - TAV. 6 Planimetria generale e pianta coperture – Stato modificato (1:200)
 - TAV. 7 Impianti di riscaldamento e condizionamento – Stato modificato (1:100)
 - TAV. 8 Impianto elettrico – Stato modificato (1:100)
 - TAV. 9 Fognature – Stato modificato (1:200)
 - TAV. 10 Documentazione fotografica (Non utilizzabile poiché foto mancanti nella directory)
 - TAV. 11 PSC – Layout di cantiere (1:200)
- Ex stazione Porto Vecchio Livorno – Disposizioni uffici (1:150) del 2010 (Figura 151)
- Ex stazione Porto Vecchio Livorno - Pianta coperture e sistemazione esterna (Senza data)

- Ex stazione Porto Vecchio Livorno (Palazzina SUD) - Pianta architettonica - Stato di fatto e stato modificato (Senza data)

- Ex stazione Porto Vecchio Livorno - Certificato di idoneità statica relativo ai solai del 13/05/2019

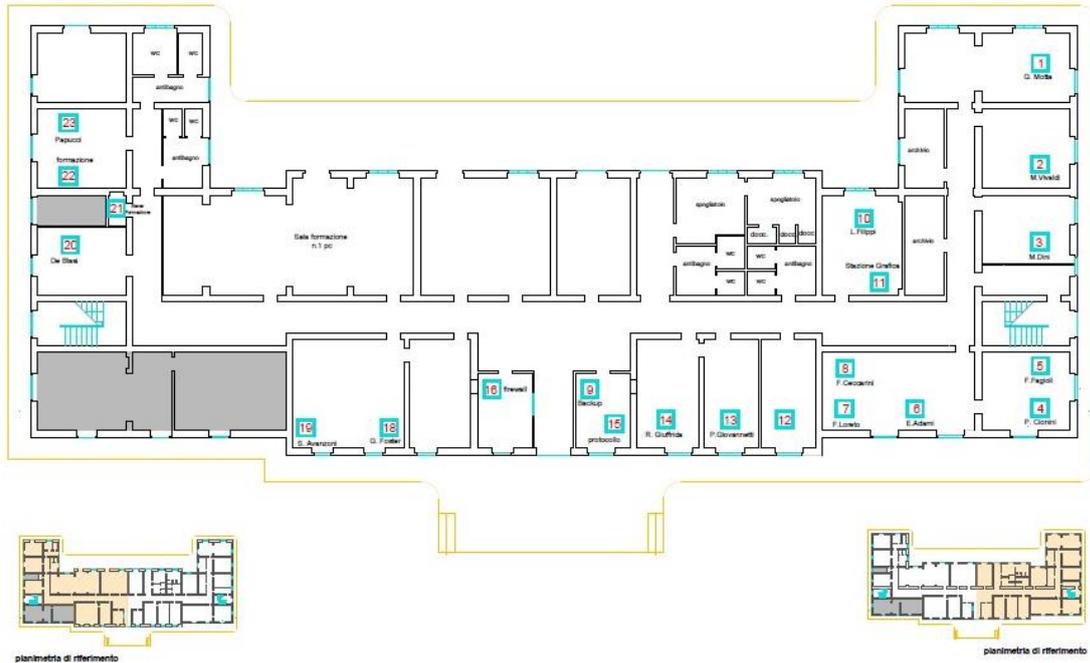
Non si dispone di una relazione geologica riferita all'area su cui insiste l'edificio. È stato unicamente possibile reperirne una relativa ad un'area posta a circa 300m di distanza (Figura 152).



Figura 150 - Progetto di manutenzione del 2005: TAV. 4

ex STAZIONE PORTO VECCHIO

PIANTA PIANO TERRA scala 1:100



ex STAZIONE PORTO VECCHIO

PIANTA PIANO TERRA scala 1:100

Figura 151 - Disposizioni uffici del 2010

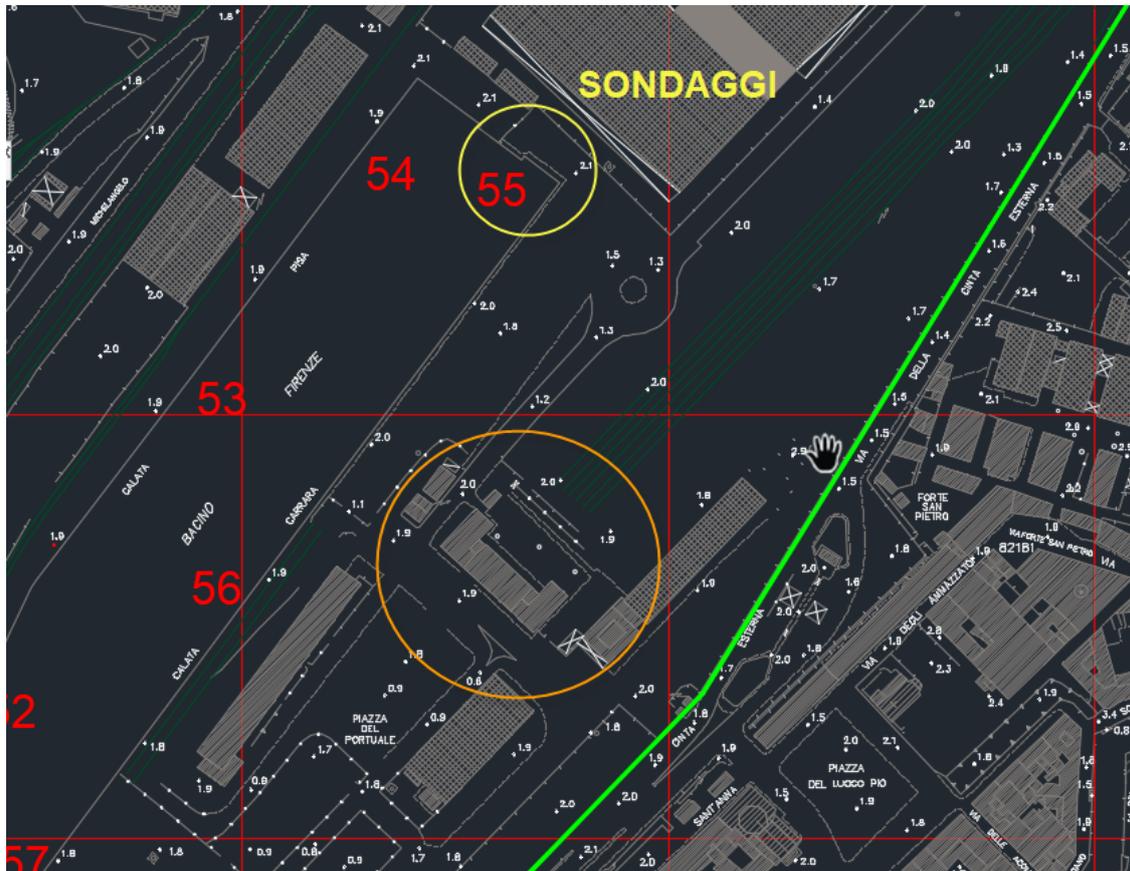


Figura 152 – Relazione geologica: posizione sondaggi

8.4.2 Contesto normativo all'epoca della costruzione

Sapendo che la costruzione risale al periodo che va dal 1945 al 1960 (Secondo dopoguerra italiano), la normativa tecnica in vigore all'epoca risulta essere la seguente:

- Regio Decreto 25-03-1935, n.640 (Suppl. GU n. 120 del 22-05-1935): Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti

- Regio Decreto 22-11-1937, n. 2105 (Suppl. GU n. 298 del 27-12-1937): Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarati zone sismiche

- Regio Decreto 16-11-1939, n. 2228 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione dei leganti idraulici

- Regio Decreto 16-11-1939, n. 2229 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato

- Regio Decreto 16-4-1939, n. 2230 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione delle pozzolane e dei materiali a comportamento pozzolanico

- Regio Decreto 16-11-1939, n. 2231 (Suppl. GU n- 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione delle calci

- Regio Decreto 16-4-1939, n. 2232 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione delle pietre naturali da costruzione

- Regio Decreto 16-11-1939, n.2233 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione dei materiali laterizi.

- Regio Decreto 16-11-1939, n.2234 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione dei materiali per pavimentazioni

- Regio Decreto 16-11-1939, n.2235 (Suppl. GU n. 92 del 18-4-1940): Norme per l'accettazione dei mattoni e terre refrattarie da impiegare nelle comuni costruzioni edilizie

In quegli anni la provincia di Livorno era classificata come zona non sismica. Non avendo il progetto esecutivo originale e a favore di sicurezza si presume che il progetto sia stato eseguito non prendendo in conto le direttive in materia "anti-sismica" vigenti all'epoca, per le aree italiane colpite da terremoti.

8.4.3 Risultati dell'analisi storico-critica

Nel seguito vengono riassunti i principali risultati dell'analisi storico-critica e vengono messe in luce le prime criticità e le osservazioni principali:

- Terreno di fondazione: Non si dispone di una relazione geologica riferita all'area su cui insiste l'edificio, ma è stato possibile reperirne una relativa ad un'area posta a circa 300m di distanza. Secondo quanto riportato al suo interno, tenendo conto delle indagini geofisiche in foro tipo *down hole* effettuate, è stata assegnata una categoria di suolo ai terreni presenti nel sito di indagine: categoria di sottosuolo C;
- Geometria: dalla documentazione esistente è stato possibile ricavare gli spessori degli elementi strutturali e le altezze di interpiano;
- Solai e carichi strutturali: dal certificato di idoneità statica rinvenuto è stato possibile ricavare le stratigrafie degli orizzontamenti e i relativi carichi permanenti, strutturali e non.

Non sono state trovate informazioni riguardanti l'apparato di fondazione, il grado di ammorsamento delle pareti, la presenza di cordoli e architravi, l'orditura dei solai, e così via.

Al fine di verificare la correttezza delle informazioni ricavate dall'analisi storico-critica e ottenere le informazioni mancanti è stata progettata una campagna di indagini e prove, come riportato nei seguenti paragrafi.

8.5 Rilievo

In fase preliminare è stata analizzata tutta la documentazione disponibile. Questa analisi ha evidenziato la mancanza di informazioni utili per una modellazione strutturale accurata. Pertanto, è stato necessario prevedere un piano esteso di ispezioni e prove. Un report fotografico dettagliato della campagna di indagini è riportato nell'ALLEGATO 2.

Le indagini sono state svolte nelle date:

- 24-27 Marzo 2022
- 08-10 Aprile 2022

In primo luogo, sono state effettuate delle indagini visive che hanno permesso di esaminare la tessitura muraria ed il suo grado di ammorsamento, di analizzare il quadro fessurativo e di valutare lo stato di danneggiamento generale della struttura. Sulla base di queste indagini sono stati previsti diversi test, come illustrato in Figura 153-Figura 155.

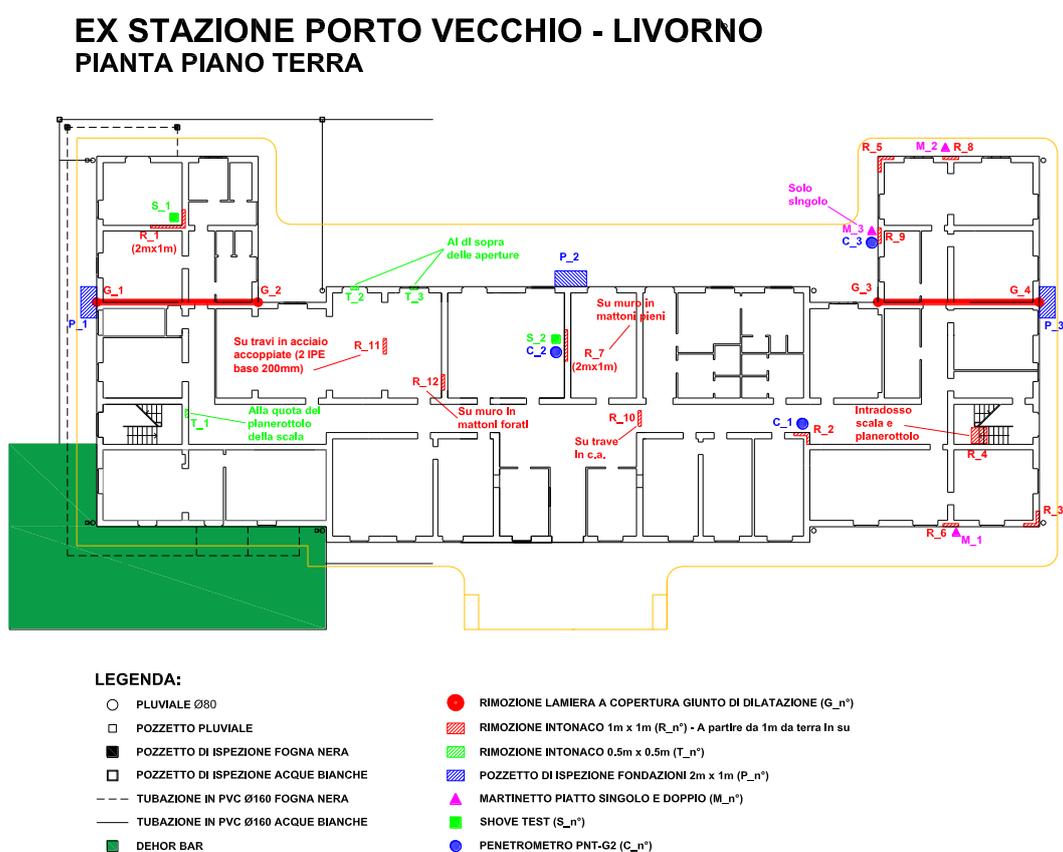
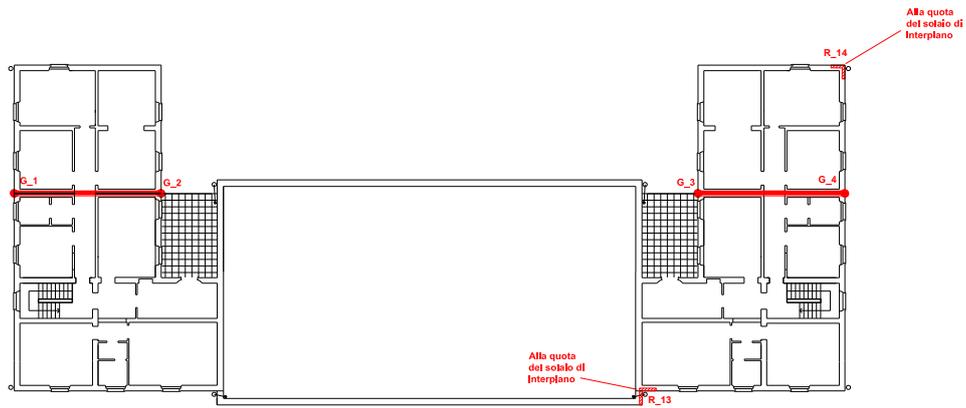


Figura 153 - Pianta indagini e test (PT)

EX STAZIONE PORTO VECCHIO - LIVORNO PIANTA PIANO PRIMO



LEGENDA:

- | | |
|---------------------------------------|--|
| ○ PLUVIALE Ø80 | ● RIMOZIONE LAMIERA A COPERTURA GIUNTO DI DILATAZIONE (G_n°) |
| □ POZZETTO PLUVIALE | ▨ RIMOZIONE INTONACO 1m x 1m (R_n°) - A partire da 1m da terra In su |
| ■ POZZETTO DI ISPEZIONE FOGNA NERA | ▩ RIMOZIONE INTONACO 0,5m x 0,5m (T_n°) |
| □ POZZETTO DI ISPEZIONE ACQUE BIANCHE | ▨ POZZETTO DI ISPEZIONE FONDAZIONI 2m x 1m (P_n°) |
| --- TUBAZIONE IN PVC Ø160 FOGNA NERA | ▲ MARTINETTO PIATTO SINGOLO E DOPPIO (M_n°) |
| — TUBAZIONE IN PVC Ø160 ACQUE BIANCHE | ■ SHOVE TEST (S_n°) |
| ■ DEHOR BAR | ● PENETROMETRO PNT-G2 (C_n°) |

Figura 154 - Pianta indagini e test (P1)

EX STAZIONE PORTO VECCHIO - LIVORNO PIANTA PIANO COPERTURA



LEGENDA:

- | | |
|---------------------------------------|--|
| ○ PLUVIALE Ø80 | ● RIMOZIONE LAMIERA A COPERTURA GIUNTO DI DILATAZIONE (G_n°) |
| □ POZZETTO PLUVIALE | ▨ RIMOZIONE INTONACO 1m x 1m (R_n°) - A partire da 1m da terra In su |
| ■ POZZETTO DI ISPEZIONE FOGNA NERA | ▩ RIMOZIONE INTONACO 0,5m x 0,5m (T_n°) |
| □ POZZETTO DI ISPEZIONE ACQUE BIANCHE | ▨ POZZETTO DI ISPEZIONE FONDAZIONI 2m x 1m (P_n°) |
| --- TUBAZIONE IN PVC Ø160 FOGNA NERA | ▲ MARTINETTO PIATTO SINGOLO E DOPPIO (M_n°) |
| — TUBAZIONE IN PVC Ø160 ACQUE BIANCHE | ■ SHOVE TEST (S_n°) |
| ■ DEHOR BAR | ● PENETROMETRO PNT-G2 (C_n°) |

Figura 155 - Pianta indagini e test (Copertura)

8.5.1 Rilievo geometrico con Laser Scanner 3D

I laser scanner tridimensionali rappresentano una delle tecniche di rilievo geometrico maggiormente utilizzate nel campo dell'ingegneria civile. In generale, un laser scanner è simile ad altri strumenti topografici, che misurano angoli orizzontali, verticali e distanze; la differenza è che il laser scanner esegue questa operazione centinaia di migliaia di volte al secondo. Per questo motivo, il laser scanner è uno strumento in grado di acquisire coordinate tridimensionali di punti appartenenti all'oggetto da rilevare in modo automatico e con grande densità. Molte macchine sono dotate anche di una fotocamera in grado di fornire dei colori al dato acquisito.

Per il rilievo geometrico dell'edificio è stato utilizzato un *Leica BLK360 Imaging Laser Scanner*, per mezzo del quale è stato possibile ricostruire una nuvola di punti (Figura 156-Figura 159). Quest'ultima è stata sfruttata per la creazione di un modello architettonico, da cui si è ricavata la geometria degli elementi strutturali, che ha evidenziato una rotazione rigida dei blocchi 1 e 5 attorno alla base dei giunti strutturali di circa 1° . Inoltre, la nuvola si presta ad essere un valido supporto per una eventuale creazione di un modello BIM (*Digital twin*).



Figura 156 – Nuvola di punti (vista SUD)



Figura 157 – Nuvola di punti (vista NORD)



Figura 158 - Nuvola di punti (vista EST)

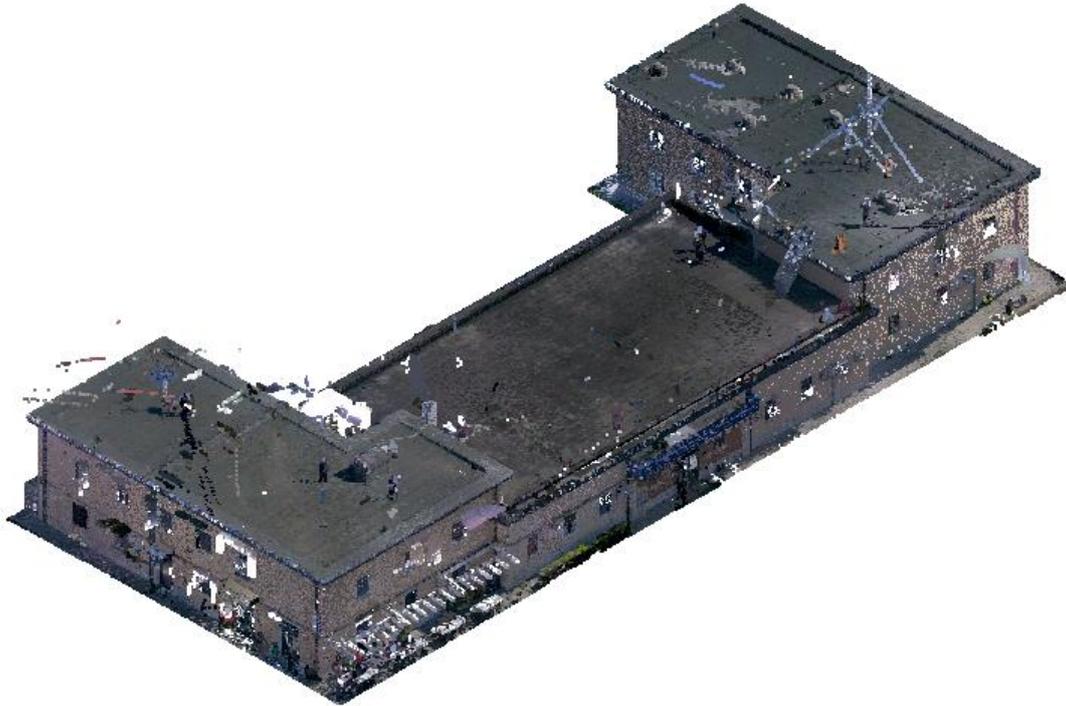


Figura 159 - Nuvola di punti (vista OVEST)

8.5.2 Ispezione della tessitura muraria

Al fine di verificare la tipologia e la qualità della tessitura muraria, i materiali in opera, il grado di ammorsamento e la presenza di cordoli e architravi, si è provveduto a rimuovere l'intonaco in 17 punti significativi. Le entità delle aree stonacate sono di due dimensioni (0,5x0,5m) e (1x1m). In due punti l'intonaco è stato rimosso per un'area di 2x1m al fine di realizzare gli *shove test*.

Come si evince dalle (Figura 160-Figura 167), si è riscontrata la presenza di:

- Cordoli di interpiano in c.a., che assicura un comportamento scatolare dell'edificio
- Architravi in c.a. su ogni apertura
- Due travi in c.a. di collegamento tra due pareti
- Due travi in acciaio a sostegno del solaio, aggiunte a seguito di un abbattimento di una parete

- Tre differenti tipologie di tessitura muraria: (i) muratura di pietra sbozzata, con spigoli, mazzette e ricorsi discontinui in mattoni pieni; (ii) muratura di mattoni pieni in laterizio di dimensioni costanti; (iii) muratura di mattoni forati in laterizio di dimensioni standard.

Il grado di ammorsamento della muratura può ritenersi discreto. La soletta in c.a. della scala risulta essere ammorsata alla quota del pianerottolo per solo metà spessore della parete. Infine, gli inerti presenti nel calcestruzzo hanno dimensione variabile tra 1cm e 3cm.



Figura 160 – R_14



Figura 161 – T_3



Figura 162 – R_10



Figura 163 – R_11



Figura 164 – R_3



Figura 165 – R_7



Figura 166 – R_12



Figura 167 – R_3

8.5.3 Ispezione delle fondazioni

Come si evince dalle (Figura 168-Figura 173), le fondazioni sono state ispezionate realizzando dei pozzetti in tre punti distinti: due in corrispondenza dei giunti strutturali e uno lato giardino. L'area dei pozzetti è di circa 2x1m. L'ispezione ha evidenziato che le fondazioni sono state realizzate in muratura di pietra sbozzata, con spigoli e mazzette in mattoni pieni. Queste si estendono per una profondità di circa 1,60m al di sotto del piano campagna (coincidente con la quota del marciapiede in autobloccanti che contorna l'edificio) e consistono in un allargamento di sezione pari a circa 10cm rispetto alle pareti sovrastanti. Inoltre, è stato possibile notare che i giunti strutturali non trapassano la fondazione, che quindi resta comune ai due blocchi adiacenti.

L'ispezione ha evidenziato anche la presenza di una falda superficiale. La falda si attesta a circa:

- 1,55m dal piano campagna in corrispondenza del pozzetto P_3

- 1,45m dal piano campagna in corrispondenza del pozzetto P_2
- 1,10m dal piano campagna in corrispondenza del pozzetto P_1



Figura 168 – P_3



Figura 169 – P_3



Figura 170 – P_2



Figura 171 – P_2



Figura 172 – P_1



Figura 173 – P_1

8.6 Caratterizzazione meccanica dei materiali

8.6.1 Prove non distruttive

Le prove non distruttive sono state svolte il 26 Marzo 2022. Un report fotografico dettagliato delle prove non distruttive è riportato nell'ALLEGATO 3.

Termografia passiva

La termografia passiva è una tecnica diagnostica non invasiva che consente di determinare la temperatura di un oggetto senza l'ausilio di alcuna sollecitazione termica. Studiando la distribuzione delle temperature è possibile riconoscere e mappare elementi strutturali non visibili. Dunque, tramite una *termocamera FLIR E6-XT*, è stato possibile determinare l'orditura di alcuni solai (Figura 174-Figura 176).



Figura 174 - Termocamera FLIR E6-XT

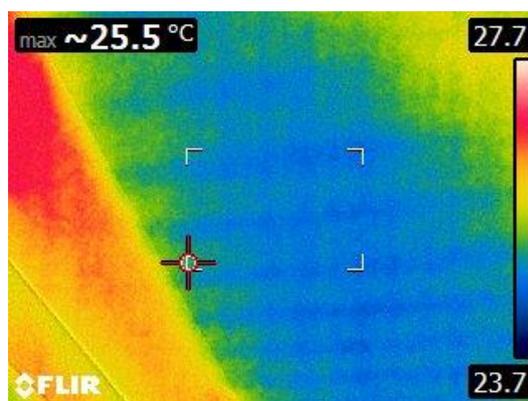


Figura 175 – Immagine termografica che rivela l'orditura dei travetti nel solaio

EX STAZIONE PORTO VECCHIO - LIVORNO PIANTA PIANO TERRA



Figura 176 – Orditura solai (PT)

Prova sclerometrica

La prova sclerometrica è una prova rapida e non distruttiva che permette di ottenere una stima empirica della resistenza a compressione in sito del calcestruzzo, come riportato nella norma UNI EN 12504-2:2001. Attraverso l'indice di rimbalzo R, lo sclerometro misura la durezza/resistenza del calcestruzzo sfruttando la correlazione tra rimbalzo della massa metallica e durezza del materiale stesso.

Per ciascuna prova sono state effettuate 9 misurazioni in una griglia di dimensioni 10cmx10cm (Figura 177-Figura 178), in modo tale che i singoli punti d'impatto fossero distanti tra loro 5cm. Inoltre, ci si è assicurati di rispettare una distanza minima dal bordo dell'elemento di 2,5cm. Individuata l'area, la superficie è stata trattata con la mola abrasiva in dotazione al fine di eliminare asperità e altri materiali.

Le misurazioni sono state effettuate nell'intervallo di temperatura consentito (5°C - 35°C). È possibile utilizzare lo sclerometro in qualsiasi inclinazione, purché sia posizionato perpendicolarmente alla superficie di prova (Figura 179). Lo strumento utilizzato per le prove sclerometriche è il *PASI modello N* (Figura 180).

I valori di resistenza a compressione sono stati valutati calcolando un indice di rimbalzo medio depurato dai valori min e max (R_m) e avvalendosi della tabella di

conversione (Figura 181) dell'indice di rimbalzo R/resistenza alla compressione del calcestruzzo, riferita a un cubo di dimensioni 150x150x150mm (Figura 182-Figura 183).



Figura 177 - R_4



Figura 178 - R_14

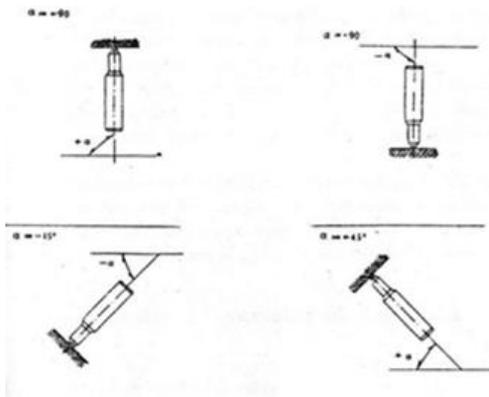


Figura 179 – Angolo di impatto



Figura 180 – Sclerometro PASI modello N

Indice di rimbalzo	N/mm ² - MPa								
	Direzione d'impatto Puntale verso l'alto↑				Orizzontale→	Direzione d'impatto Puntale verso il basso↓			
	90°	60°	45°	30°		0°	-30°	-45°	-60°
20					10.3	13.1	13.7	14.3	14.9
21					11.4	14.3	14.9	15.5	16.2
22					12.5	15.4	16.0	16.7	17.4
23				10.4	13.7	16.7	17.4	18.0	18.8
24	10.3	10.3	10.5	11.6	14.9	17.9	18.6	19.3	20.0
25	10.3	10.8	11.6	12.7	16.2	19.2	20.0	20.8	21.5
26	11.0	12.0	12.8	14.0	17.5	20.6	21.4	22.1	22.8
27	11.9	13.3	14.0	15.3	18.9	22.1	22.8	23.6	24.5
28	13.4	14.6	15.4	16.7	20.3	23.5	24.3	25.0	25.9
29	14.8	16.0	16.7	18.0	21.8	25.0	25.9	26.7	27.6
30	16.2	17.5	18.2	19.6	23.3	26.5	27.4	28.2	29.1
31	17.6	18.9	19.6	21.0	24.9	28.2	29.1	30.0	30.9
32	19.1	20.8	21.2	22.7	26.5	29.8	30.7	31.6	32.5
33	20.8	22.0	22.7	24.3	28.2	31.6	32.5	33.5	34.4
34	22.4	23.6	24.5	26.0	30.0	33.3	34.2	35.2	36.1
35	24.1	25.2	26.0	27.8	31.8	35.2	36.1	37.1	38.2
36	25.9	27.1	27.9	29.6	33.6	36.9	37.9	38.9	39.9
37	27.8	28.8	29.6	31.4	35.5	38.9	39.9	41.0	42.0
38	29.6	30.7	31.6	33.5	37.5	40.7	41.8	42.8	43.9
39	31.6	32.5	33.5	35.4	39.5	42.8	43.9	45.0	46.1
40	33.6	34.6	35.5	37.5	41.6	44.8	45.9	47.0	48.1
41	35.5	36.5	37.5	39.5	43.7	47.0	48.1	49.2	50.4
42	37.7	38.7	39.7	41.8	45.9	49.0	50.2	51.3	52.5
43	39.7	40.7	41.8	43.9	48.1	51.3	52.5	53.6	54.8
44	42.0	43.0	44.1	46.3	50.4	53.4	54.6	55.8	57.0
45	44.1	45.2	46.3	48.5	52.7	55.8	57.0	58.2	59.5
46	46.5	47.6	48.7	51.0	55.0	58.0	59.2	60.0	
47	48.7	49.9	51.0	53.4	57.5				
48	51.3	52.5	53.6	56.0	60.0				
49	53.6	54.8	56.0	58.5					
50	56.8	57.5	58.8	60.0					

Figura 181 - Tabella di conversione dell'indice di rimbalzo R/resistenza alla compressione del calcestruzzo riferito al cubo 150x150x150mm

Elemento	Griglia	Angolo	Numero battute	Indice di rimbalzo - R		
R_4		45°	1	32	26/03/2022 10:35:00	
			2	33		
			3	45		
			4	45		
			5	34		
			6	35		
			7	38		
			8	38		
			9	50		
			Indice di rimbalzo medio depurato dai valori min e max - R _m	38	Resistenza a compressione	31,60 MPa

Figura 182 - R_4

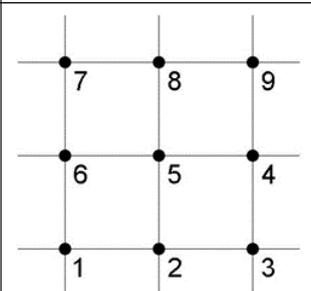
Elemento	Griglia	Angolo	Numero battute	Indice di rimbalzo - R		
R_14		0°	1	48	26/03/2022 11:20:00	
			2	45		
			3	55		
			4	42		
			5	40		
			6	44		
			7	38		
			8	42		
			9	42		
			Indice di rimbalzo medio depurato dai valori min e max - R_m	43	Resistenza a compressione	48,10 MPa

Figura 183 - R_14

Prova pacometrica

La prova pacometrica è una prova rapida e non distruttiva che permette di stimare la posizione, il diametro, l'interfero e il copriferro di tondini in acciaio all'interno di elementi in calcestruzzo. Tale metodologia d'indagine è basata sulla misurazione dell'assorbimento del campo magnetico, prodotto dallo strumento. La realizzazione e l'utilizzo del pacometro è regolato dalla norma BS 1881:204.

La procedura prevede di far scorrere lo strumento lungo una direzione principale della superficie analizzata. La presenza di una barra è evidenziata da un segnale acustico/luminoso, mentre le relative caratteristiche della barra individuata sono riportate sullo schermo del dispositivo. Ogni volta che si individua una barra l'operatore riporta un segno di riferimento sulla superficie dell'elemento in calcestruzzo armato indagato. Procedendo allo stesso modo in direzione ortogonale è possibile ricostruire il reticolo di armatura (e.g. ferri longitudinali e staffe). Lo strumento utilizzato è un pacometro del tipo *Proceq Profoscope* (Figura 184).

Attraverso la prova pacometrica è stato possibile stimare approssimativamente i seguenti risultati:

- R_4 (Scala): 8 ferri longitudinali inferiori $\Phi 10/120\text{mm}$ e ferri trasversali $\Phi 6/15$
- R_14 (Cordolo): 1 ferro longitudinale superiore $\Phi 10$ (copriferro medio 3cm), 1 ferro longitudinale inferiore $\Phi 10$ (copriferro 3cm) e staffe $\Phi 6/20$

- R_10 (Trave): 2 ferri longitudinali inferiori $\Phi 10$ (copriferro medio 4cm)

Inoltre, il saggio esplorativo R_10 (Trave) conferma la presenza di uno dei ferri $\Phi 10$ e rivela l'utilizzo di barre di armatura lisce (Figura 185).



Figura 184 - Pacometro Proceq Profoscope



Figura 185 - R_10

8.6.2 Prove semi-distruttive

Tutte le prove semi-distruttive descritte in questa sezione sono state eseguite in data 08-09 Aprile 2022. Un report fotografico dettagliato delle prove semi-distruttive è riportato nell'ALLEGATO 4.

Qui di seguito vengono riportati i risultati delle prove semi-distruttive.

- **Prove con martinetti piatti**

RELAZIONE DI PROVA

Esecuzione di due prove mediante martinetto piatto singolo al fine della determinazione dello stato di sollecitazione della muratura e di due prove mediante martinetto piatto doppio al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità della muratura.

Le zone oggetto di indagine erano posizionate al piano terra e sono indicate nella planimetria seguente.

DATI GENERALI

Apparecchiatura di prova:

- Martinetti piatti oleodinamici semiovali, dimensioni 35 x 26 cm, area = 778 cm².
- Mototroncatrice a scoppio *Husqvarna K970 Ring* con disco diamantato per la realizzazione di un taglio con profondità di 26 cm nella muratura, lungo i giunti di malta orizzontali, per l'inserimento dei martinetti piatti.
- Pompa manuale a due manometri "*M2H16 Glötzl GmbH*" per prove con martinetti piatti.
- Deformometro *DGEI250* base di misura 250 mm con comparatore elettronico digitale *Mitutoyo mod.ID-S112B* risoluzione 0,001 mm.

Lecture degli spostamenti:

Il deformometro è costituito da due aste cilindriche in acciaio *AISI 304*, di cui una fissa ed una mobile e scorrevole; nelle due estremità delle aste sono fissati due coltelli che

terminano con punte sferiche, lo spostamento tra i coltelli (coincidente con quello delle basette forate) viene misurato da un comparatore elettronico *Mitutoyo*, munito di display digitale e con risoluzione 0,001 mm.

Le deformazioni (ϵ) saranno ottenute dal rapporto tra l'estensione misurata e la lunghezza della base di misura, ovvero:

$$\epsilon = \text{Est} / 250$$

PROVA CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO

Determinazione dello stato di sollecitazione della muratura:

La prova, eseguita mediante l'utilizzo di martinetto piatto oleodinamico semiovale, permette di ricavare lo stato di sollecitazione preesistente nella muratura.

Il materiale su cui viene eseguita la prova è normalmente eterogeneo, per cui si cerca di fare in modo che i valori misurati siano rappresentativi di un comportamento medio della struttura in esame.

Le modalità generali di prova consistono nel realizzare un taglio piano ortogonale alla muratura e misurare la convergenza (parziale chiusura) che le due facce del taglio subiscono con realizzazione del taglio stesso mediante punti di riferimento simmetrici (basi di misura) applicati preventivamente sulla muratura a cavallo del taglio.

Dopo aver introdotto il martinetto piatto nel taglio precedentemente effettuato, lo si mette progressivamente in pressione sino a riportare in condizioni iniziali la geometria del taglio.

In tale condizione il valore della pressione idraulica all'interno del martinetto è uguale alla sollecitazione preesistente dentro la muratura; tramite opportune costanti si tiene conto della rigidità propria del martinetto, dell'area del taglio e del martinetto e quindi delle superfici reali di contatto martinetto – taglio.

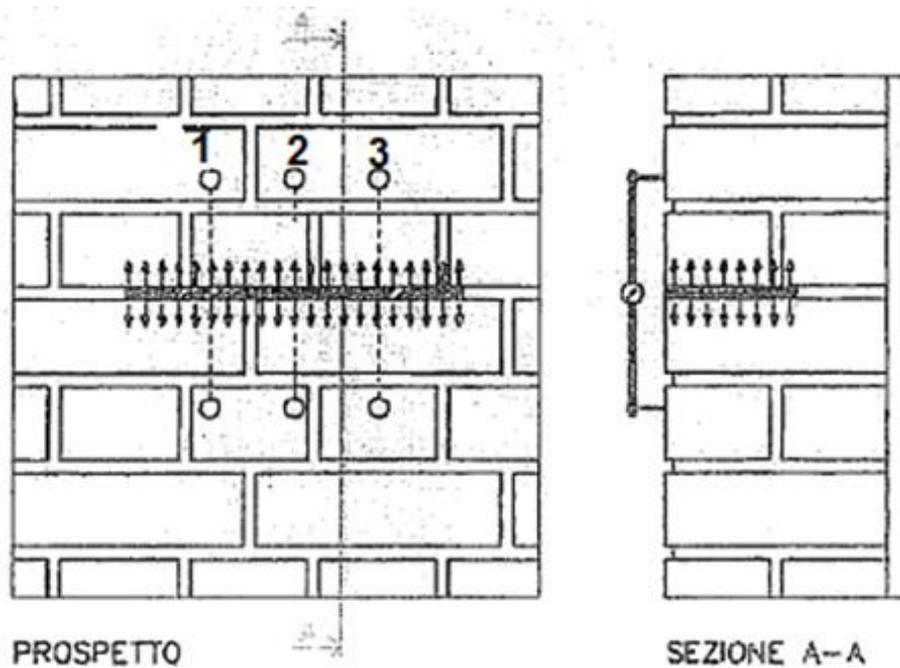


Figura 186 - Schema della prova con martinetto singolo per la determinazione della tensione verticale della muratura

Il valore di tensione “ σ ” nel punto di prova, espresso in kg/cm^2 , è dato dalla seguente relazione:

$$\sigma = K_m \cdot K_A \cdot p$$

dove:

- K_m = costante che tiene conto delle caratteristiche geometriche del martinetto e della rigidità della saldatura di bordo; tale costante è stata determinata mediante taratura e risulta essere pari a 0.89;
- K_A = rapporto fra area del martinetto ed area del taglio, si assume pari ad 1;
- p = pressione occorrente per ripristinare le originarie condizioni della muratura, espressa in bar.

PROVA CON MARTINETTI PIATTI DOPPI

Determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura:

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura viene effettuata praticando due tagli orizzontali paralleli ad una distanza di circa 50 cm, nei quali vengono introdotti i due martinetti piatti oleodinamici semiovali.

La particolare condizione equivale ad una compressione monoassiale della porzione di muratura compresa tra i due tagli, in direzione ortogonale al piano di posa dei mattoni che consentirà la stima della resistenza a compressione.

Il materiale su cui viene eseguita la prova è normalmente molto eterogeneo, per cui si cerca di fare in modo che i valori misurati siano i più rappresentativi possibili di un comportamento medio della struttura in esame.

Le condizioni che caratterizzano tale prova sono costituite dal tipo di compressione praticamente uniassiale e dal fatto che la porzione di struttura muraria in esame ha dei vincoli particolari non simmetrici ed a volte non del tutto ben definiti.

La messa in pressione idraulica dei due martinetti è realizzata con un unico circuito in modo da avere un decorso dell'entità dei carichi assolutamente identico.

Le basi estensimetriche (longitudinali e trasversali) installate sulla faccia della porzione di muratura in prova, interposta fra i due martinetti, consentono di ottenere il quadro completo del suo comportamento deformativo.

Il calcolo della deformabilità è eseguito applicando il carico per cicli di carico e scarico, con intensità via via crescente.

I risultati vengono registrati su diagrammi pressione/deformazione in seguito riportati.

La pressione effettivamente applicata sulla muratura è calcolata con la seguente relazione:

$$\sigma = A_m / A_t \cdot K_m \cdot p$$

dove:

- A_m = Area del martinetto;
- A_t = Valore medio delle due aree di taglio;

- si assume $A_m/A_t = 1$;
- $K_m = 0,89$, costante che tiene conto delle caratteristiche geometriche del martinetto e della rigidità della saldatura di bordo; tale costante è stata determinata mediante taratura.
- p = pressione erogata dai due martinetti.

Il valore del modulo elastico verticale (longitudinale) della muratura è determinato dalla relazione:

$$E_v = \sigma / \varepsilon_v$$

dove: ε_v = deformazione verticale (longitudinale) misurata in prossimità dell'asse di mezzeria dell'elemento murario delimitato dai due martinetti.

Il valore del modulo elastico orizzontale (trasversale) della muratura è determinato dalla relazione:

$$E_t = \sigma / \varepsilon_t$$

dove: ε_t = deformazione orizzontale (trasversale) misurata dalle basi di misura applicate sull'elemento murario delimitato dai due martinetti.

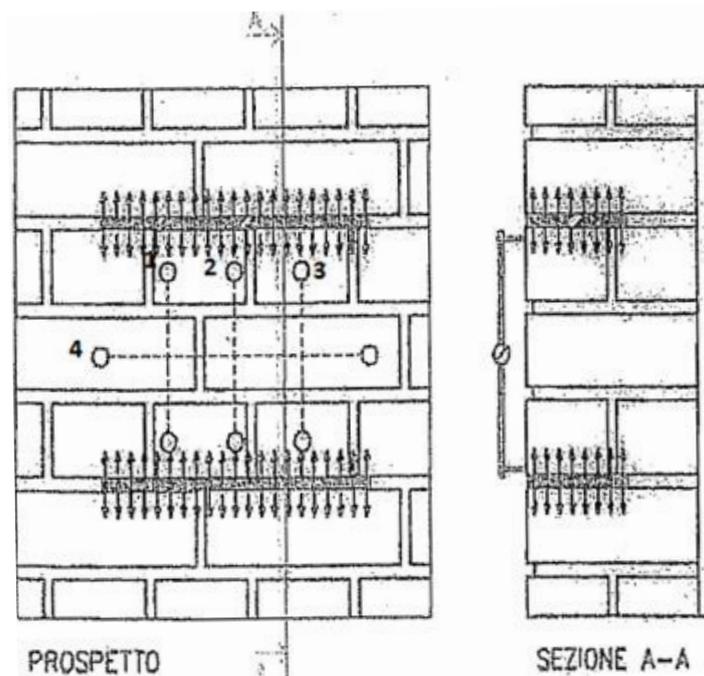


Figura 187 - Schema della prova con martinetto doppio per la determinazione delle caratteristiche di deformazione

I risultati di prova sono riportati, sotto forma di tabelle, grafici e fotografie nelle pagine seguenti.

UBICAZIONE DEI PUNTI OGGETTO DI PROVA

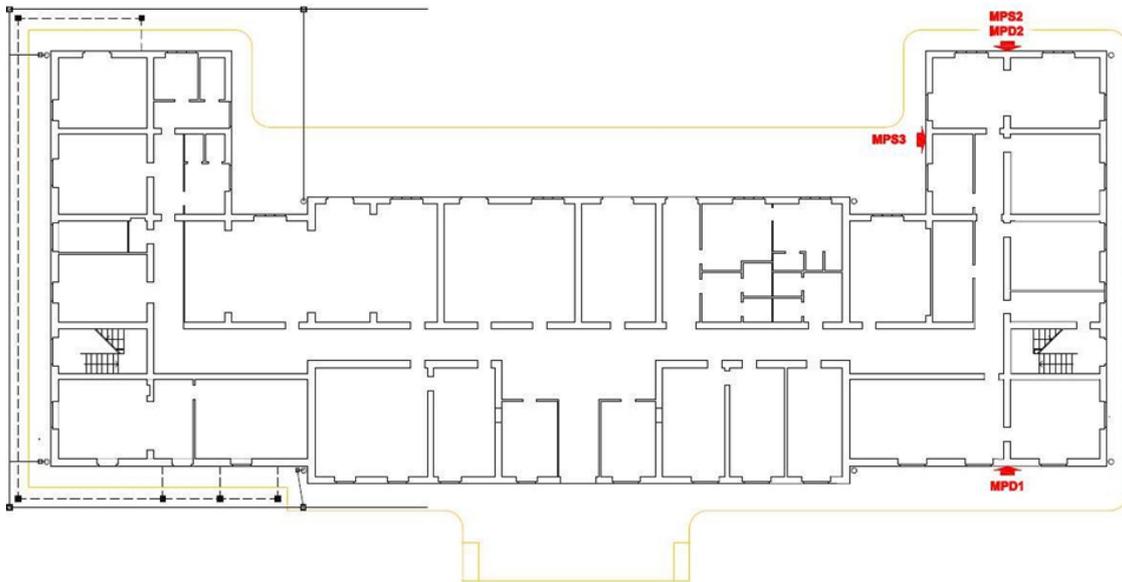


Figura 188– Ubicazione martinetti piatti

PROVA MPS 2 – Tabella

Sigla prova: MPS2 - muro perimetrale piano terra lato est (zona giardino)							
Tipologia muratura: muratura in pietrame sbozzato con ricorsi in mattoni pieni							
pressione P bar	pressione effettiva δ kg/cm ²	basi di misura verticali			media letture	Δ mm x 10 ⁻³	deformazione media ε
		1	2	3			
ante taglio	0	5620	5542	6220	5794	0	0
post taglio	0	5532	5481	6180	5731	-63	-2,5E-04
1	0,89	5540	5482	6178	5733	-61	-2,4E-04
2	1,78	5552	5491	6188	5744	-50	-2,0E-04
3	2,67	5566	5503	6169	5746	-48	-1,9E-04
4	3,56	5578	5511	6197	5762	31	1,2E-04

Figura 189 – Prova MPS2 - Tabella

PROVA MPS 2 – Grafico

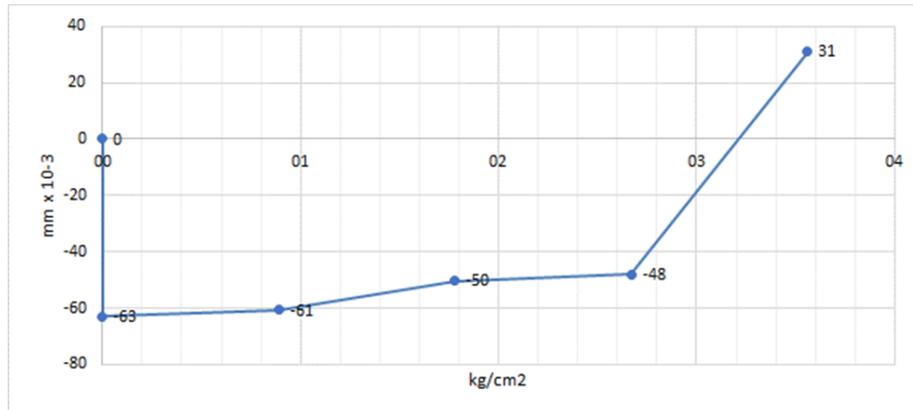


Figura 190 - PROVA MPS 2 – Grafico

PROVA MPS 3 – Tabella

Sigla prova: MPS3 - muro perimentrale piano terra lato nord (zona giardino)							
Tipologia muratura: muratura in pietrame sbozzato con ricorsi in mattoni pieni							
pressione P bar	pressione effettiva δ kg/cm ²	basi di misura verticali			media letture	Δ mm x 10 ⁻³	deformazione media ε
		1	2	3			
ante taglio	0	8806	8679	6862	8116	0	0
post taglio	0	8788	8660	6867	8105	-11	-4,3E-05
1	0,89	8794	8681	6872	8116	0	0,0E+00
2	1,78	8805	8703	6889	8132	17	6,7E-05

Figura 191 - PROVA MPS 3 – Tabella

PROVA MPS 3 – Grafico

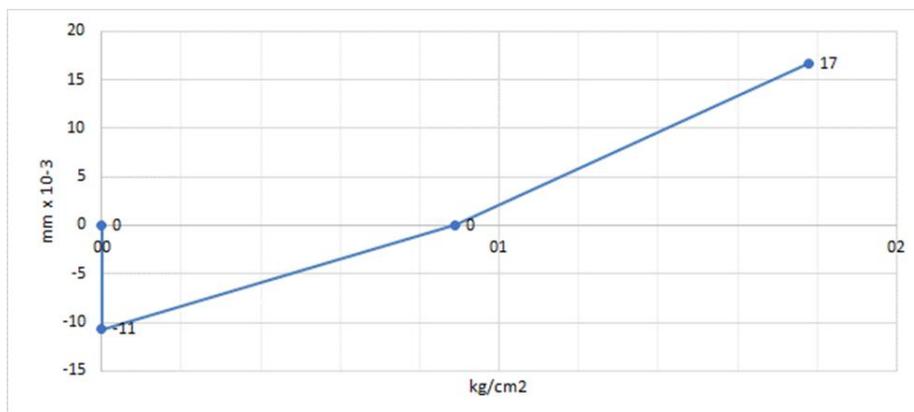


Figura 192 - PROVA MPS 3 – Grafico

RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE CON MARTINETTO PIATTO
SINGOLO

<u>Prova</u>	<u>Coefficiente Km</u>	<u>Coefficiente Ka</u>	Pressione media occorrente per ripristinare le originarie condizioni della muratura (bar)	Tensione di ripristino nel punto di prova σ (Kg/cm ²)
MPS 2	0.89	1	3.61	3.21
MPS 3	0.89	1	1.00	0.89

Figura 193 - Martinetto piatto singolo: risultati

PROVA MPD 1 – Tabella

Sigla prova: MPD1 – muro perimentrale piano terra lato ovest										
Tipologia muratura: muratura in pietrame sbizzato con ricorsi in mattoni pieni										
pressione P bar	pressione effettiva δ cm 2kg/cm2kg/	basi di misura verticali			media letture	Δ 10 ⁻³ mm x 10 ⁻³ mm	deformazione media ϵ	base di misura orizzontale	Δ mm x 10 ⁻³ mm x 10 ⁻³ mm x 10 ⁻³	deformazione media ϵ
		1	2	3						
0	0,00	7396	7004	7446	7282	0	0	8228	0	0
1	0,89	7401	7033	7448	7294	12	4,8E-05	8213	-15	-6,0E-05
2	1,78	7401	7025	7443	7290	8	3,1E-05	8219	-9	-3,6E-05
3	2,67	7392	6986	7445	7274	-8	-3,1E-05	8221	-7	-2,8E-05
4	3,56	7388	7048	7447	7294	12	4,9E-05	8220	-8	-3,2E-05
5	4,45	7388	7001	7443	7277	-5	-1,9E-05	8221	-7	-2,8E-05
2,5	2,23	7395	7003	7442	7280	-2	-8,0E-06	8218	-10	-4,0E-05
0	0,00	7405	7025	7448	7293	11	4,3E-05	8209	-19	-7,6E-05
2	1,78	7401	7017	7447	7288	6	2,5E-05	8214	-14	-5,6E-05
4	3,56	7394	7014	7443	7284	2	6,7E-06	8220	-8	-3,2E-05
6	5,34	7378	6979	7440	7266	-16	-6,5E-05	8225	-3	-1,2E-05
8	7,12	7369	6969	7433	7257	-25	-1,0E-04	8225	-3	-1,2E-05
10	8,90	7362	7024	7429	7272	-10	-4,1E-05	8238	10	4,0E-05
5	4,45	7378	6964	7438	7260	-22	-8,8E-05	8226	-2	-8,0E-06
0	0,00	7406	7019	7449	7291	9	3,7E-05	8210	-18	-7,2E-05
3	2,67	7390	7000	7446	7279	-3	-1,3E-05	8218	-10	-4,0E-05
6	5,34	7377	6974	7442	7264	-18	-7,1E-05	8228	0	0,0E+00
9	8,01	7357	6974	7428	7253	-29	-1,2E-04	8234	6	2,4E-05
12	10,68	7345	6956	7418	7240	-42	-1,7E-04	8249	21	8,4E-05
15	13,35	7325	6878	7407	7203	-79	-3,1E-04	8284	56	2,2E-04
7,5	6,68	7358	6950	7432	7247	-35	-1,4E-04	8255	27	1,1E-04
0	0,00	7404	7012	7453	7290	8	3,1E-05	8219	-9	-3,6E-05
5	4,45	7368	6966	7438	7257	-25	-9,9E-05	8240	12	4,8E-05
10	8,90	7336	6939	7419	7231	-51	-2,0E-04	8260	32	1,3E-04
15	13,35	7319	6897	7404	7207	-75	-3,0E-04	8281	53	2,1E-04
20	17,80	7271	6827	7373	7157	-125	-5,0E-04	8336	108	4,3E-04
25	22,25	7172	6629	7327	7043	-239	-9,6E-04	8431	203	8,1E-04
30	26,70	7025	6397	7242	6888	-394	-1,6E-03	8664	436	1,7E-03
15	13,35	7055	6452	7282	6930	-352	-1,4E-03	8620	392	1,6E-03
0	0,00	7212	6697	7387	7099	-183	-7,3E-04	8415	187	7,5E-04

Figura 194 - PROVA MPD 1 – Tabella

PROVA MPD 1 – Grafico

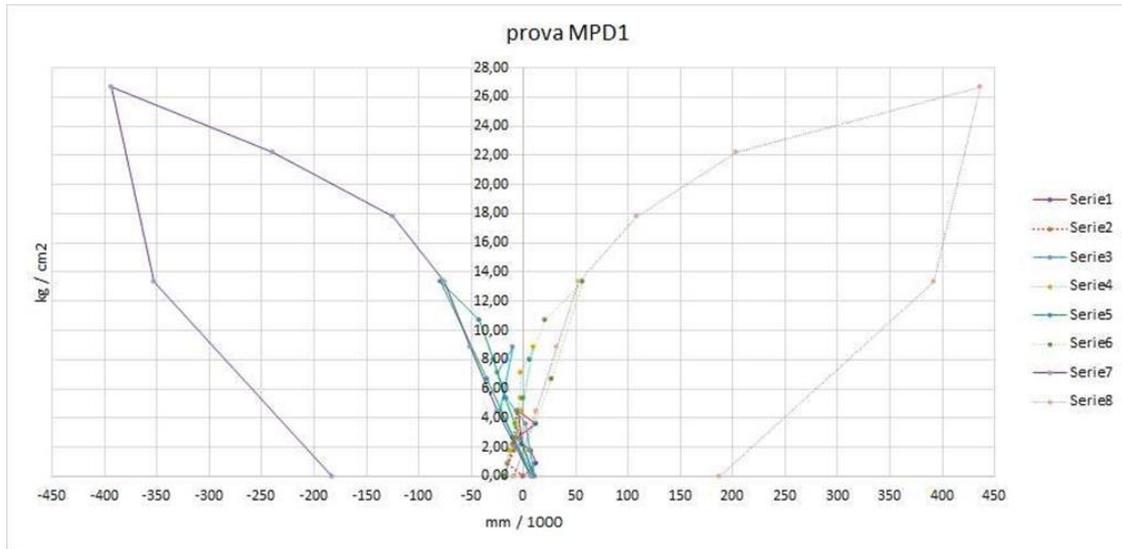


Figura 195 - PROVA MPD 1 – Grafico



Figura 196 - PROVA MPD 1

PROVA MPD 2 – Tabella

Sigla prova: MPD2 - muro perimetrale piano terra lato est (zona giardino)										
Tipologia muratura: muratura in pietrame sbizzato con ricorsi in mattoni pieni										
pressione P bar	pressione effettiva δ kg/cm ²	basi di misura verticali			media letture	Δ mm x 10 ^{-3mm x 1}	deformazione media ϵ	base di misura orizzontale	Δ mm x 10 ^{-3mm x 1}	deformazione media ϵ
		1	2	3						
0	0,00	7961	6196	5840	6666	0	0	8122	0	0
1	0,89	7955	6179	5835	6656	-9	-3,7E-05	8062	-60	-2,4E-04
2	1,78	7955	6177	5830	6654	-12	-4,7E-05	8064	-58	-2,3E-04
3	2,67	7949	6169	5824	6647	-18	-7,3E-05	8068	-54	-2,2E-04
4	3,56	7943	6156	5812	6637	-29	-1,1E-04	8085	-37	-1,5E-04
5	4,45	7937	6160	5806	6634	-31	-1,3E-04	8086	-36	-1,4E-04
2,5	2,23	7940	6166	5817	6641	-25	-9,9E-05	8100	-22	-8,8E-05
0	0,00	7957	6175	5831	6654	-11	-4,5E-05	8088	-34	-1,4E-04
2	1,78	7940	6174	5816	6643	-22	-8,9E-05	8073	-49	-2,0E-04
4	3,56	7944	6159	5808	6637	-29	-1,1E-04	8070	-52	-2,1E-04
6	5,34	7934	6146	5797	6626	-40	-1,6E-04	8070	-52	-2,1E-04
8	7,12	7924	6128	5790	6614	-52	-2,1E-04	8088	-34	-1,4E-04
10	8,90	7917	6111	5780	6603	-63	-2,5E-04	8094	-28	-1,1E-04
5	4,45	7939	6125	5796	6620	-46	-1,8E-04	8103	-19	-7,6E-05
0	0,00	7946	6160	5817	6641	-25	-9,9E-05	8058	-64	-2,6E-04
3	2,67	7940	6146	5803	6630	-36	-1,4E-04	8077	-45	-1,8E-04
6	5,34	7926	6123	5786	6612	-54	-2,2E-04	8082	-40	-1,6E-04
9	8,01	7917	6102	5776	6598	-67	-2,7E-04	8092	-30	-1,2E-04
12	10,68	7909	6085	5767	6587	-79	-3,1E-04	8100	-22	-8,8E-05
15	13,35	7893	6028	5743	6555	-111	-4,4E-04	8123	1	4,0E-06
7,5	6,68	7915	6060	5768	6581	-85	-3,4E-04	8113	-9	-3,6E-05
0	0	7943	6127	5813	6628	-38	-1,5E-04	8115	-7	-2,8E-05
5	4,45	7921	6081	5778	6593	-72	-2,9E-04	8106	-16	-6,4E-05
10	8,90	7906	6058	5756	6573	-92	-3,7E-04	8109	-13	-5,2E-05
15	13,35	7891	6019	5735	6548	-117	-4,7E-04	8138	16	6,4E-05
20	17,80	7859	5919	5684	6487	-178	-7,1E-04	8191	69	2,8E-04
22	19,58	7837	5856	5656	6450	-216	-8,6E-04	8237	115	4,6E-04
24	21,36	7819	5787	5614	6407	-259	-1,0E-03	8283	161	6,4E-04
26	23,14	7793	5730	5579	6367	-298	-1,2E-03	8336	214	8,6E-04
13	11,57	7830	5795	5629	6418	-248	-9,9E-04	8308	186	7,4E-04
0	0,00	7901	5979	5760	6547	-119	-4,8E-04	8155	33	1,3E-04

Figura 197 - PROVA MPD 2 – Tabella

PROVA MPD 2 – Grafico

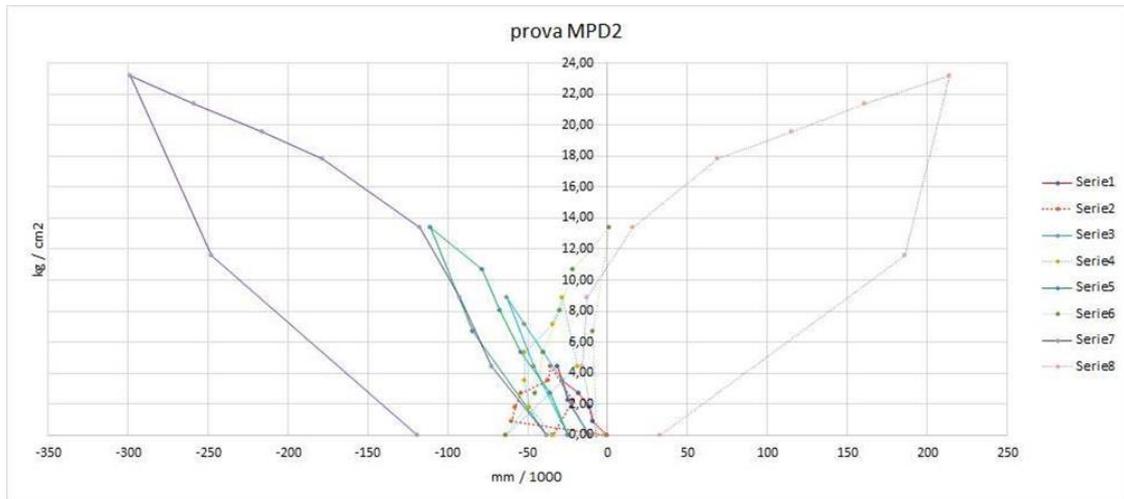


Figura 198 - PROVA MPD 2 – Grafico

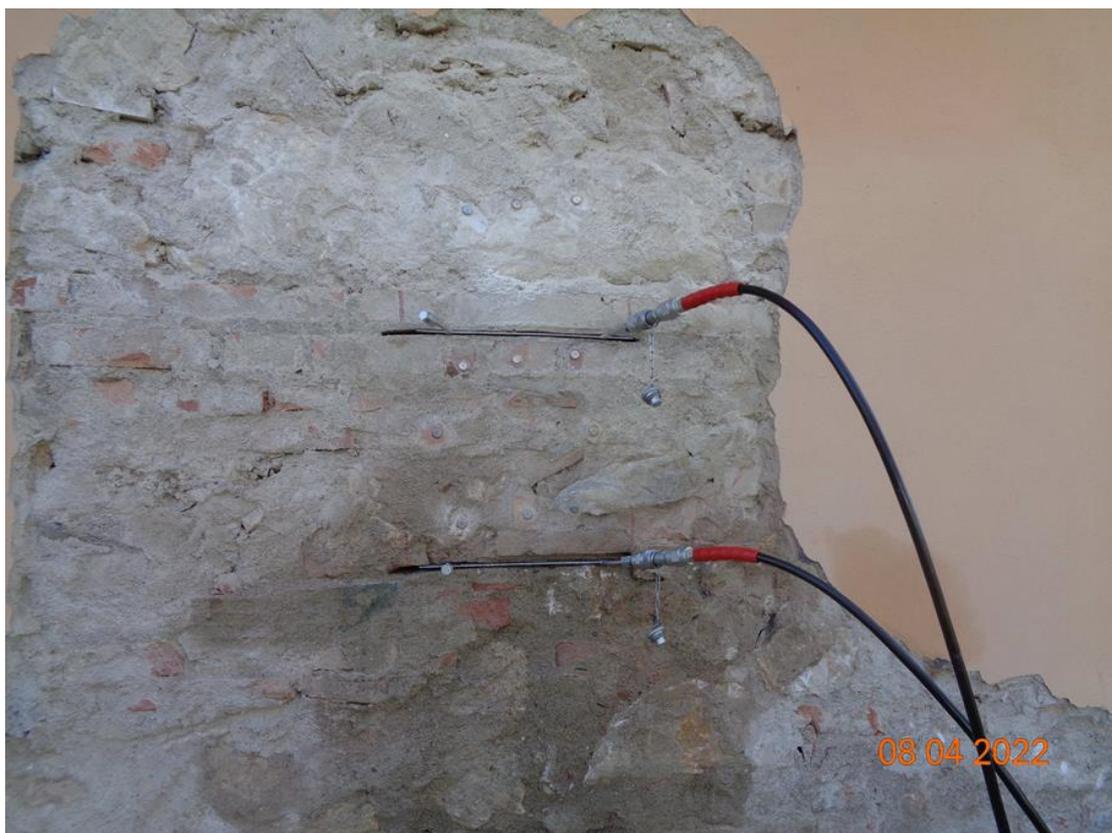


Figura 199 - PROVA MPD 2

RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE CON MARTINETTI PIATTI DOPPI

<u>Prova</u>	<u>Coefficiente Km</u>	<u>Coefficiente Ka</u>	<u>Pressione (bar)</u>	<u>Tensione massima applicata (*) σ (Kg/cm²)</u>
MPD 1	0.89	1	30	26.7
MPD 2	0.89	1	26	23.1

(*) → La tensione massima applicata corrisponde alla pressione indotta dai martinetti al limite della massima capacità reattiva della muratura.

Figura 200 - Martinetti piatti doppi: risultati

- **Shove test (Prova a taglio)**

RELAZIONE

Nei giorni 8 e 9 aprile 2022 sono state effettuate n.2 prove di “*Shove-test*”, sulle pareti del piano terra, con lo scopo di fornire la forza necessaria allo scorrimento di un singolo mattone in situ.

La prova consiste nel far scorrere orizzontalmente un elemento di laterizio opportunamente isolato lateralmente dal resto della muratura.

La forza orizzontale viene trasmessa per mezzo di un martinetto oleodinamico, tale forza è dipendente dallo stato di compressione presente sull’elemento di laterizio.

La prova prosegue fino a raggiungere la rottura del giunto di malta per evidente scorrimento dell’elemento laterizio.

INDIVIDUAZIONE DEI PUNTI DI PROVA

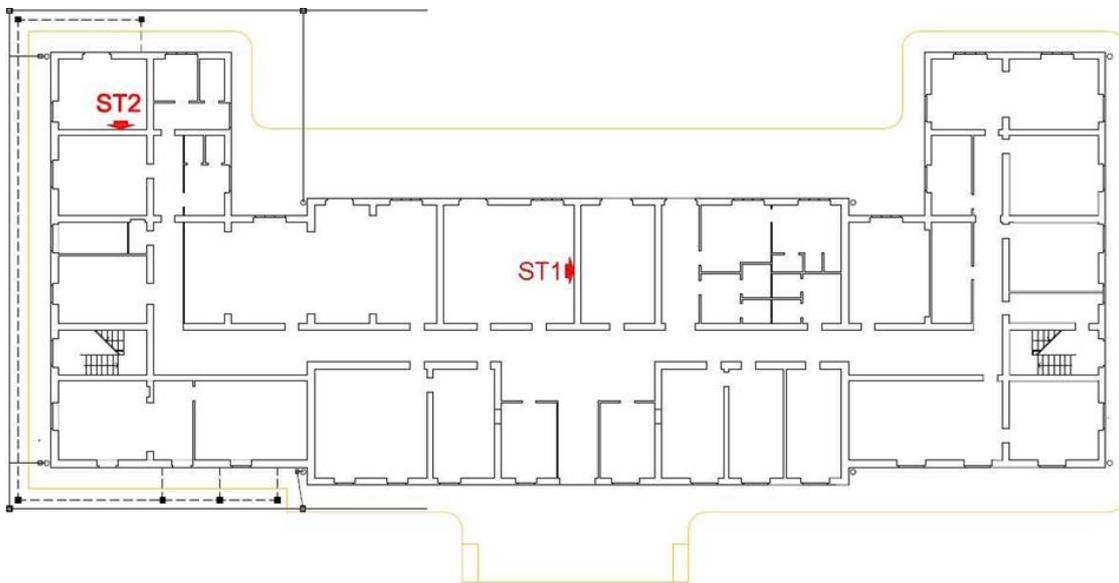
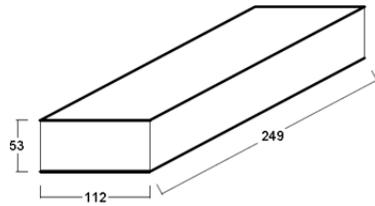
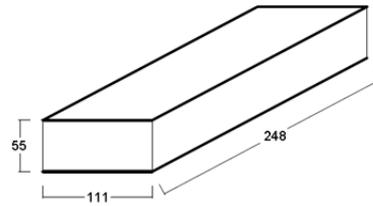


Figura 201 - Ubicazione Shove test

DIMENSIONI DEI MATTONI



SHOVE TEST 1



SHOVE TEST 2

Figura 202 - Dimensioni mattoni in laterizio

Shove test 1

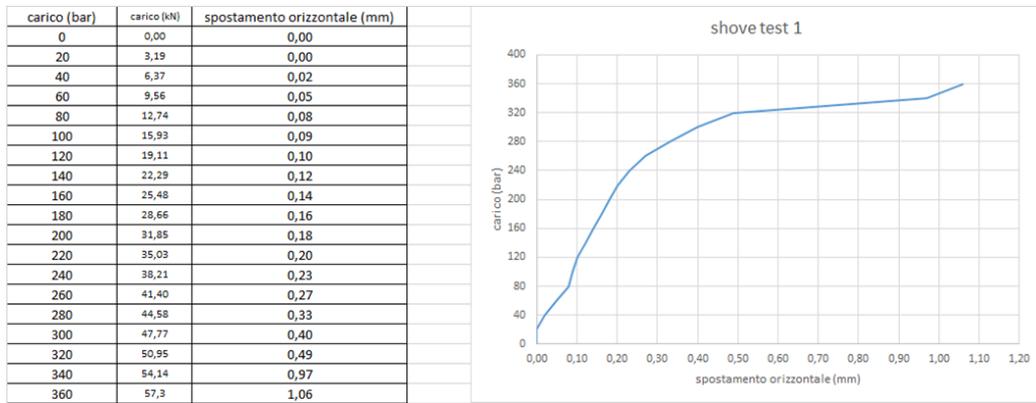


Figura 203 - Shove test 1

Shove test 2

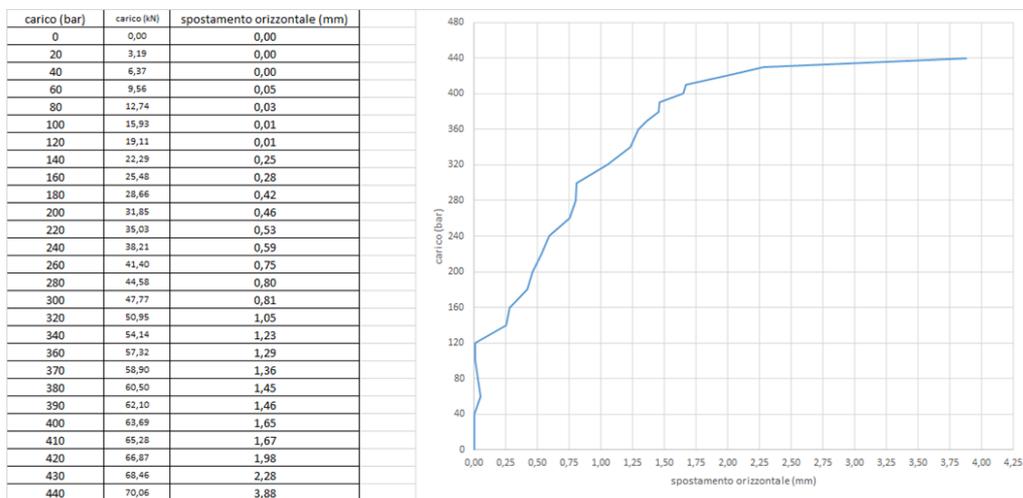


Figura 204 - Shove test 2

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura 205 - Shove test 1



Figura 206 - Shove test 2

- **Prove con penetrometro PNT-G2**

RELAZIONE

In data 9 aprile 2022 sono state effettuate una serie di indagini non distruttive per la valutazione in situ della resistenza della malta costituente il legante della muratura dei muri al piano terra.

Sono state eseguite n.3 determinazioni nei punti indicati nelle planimetrie seguenti. I rilevamenti sono stati effettuati con penetrometro PNT-G per malte.

La tecnica per la valutazione della resistenza delle malte con penetrometro PNT-G si basa sulla misura dell'energia dissipata per praticare una piccola cava nei ricorsi di malta della muratura.

Il penetrometro PNT-G realizza un foro di diametro 4 mm. per una profondità di 5 mm., misurando l'energia necessaria per penetrare nella malta.

Per ogni determinazione sono state effettuate 16 cave, determinando altrettanti valori di energia dissipata; di tali valori è stato determinato il valore medio PG sui 6 valori centrali.

Preliminarmente alla determinazione del valore PG, è stato controllato che nei valori ottenuti ci fossero almeno 5 misure la cui differenza tra loro fosse minore di $\frac{1}{4}$ della media generale delle 16 letture.

Tale controllo ha fornito esito positivo per tutti i gruppi di letture come indicato nella tabella dei risultati.

PLANIMETRIA CON L'INDIVIDUAZIONE DEI PUNTI OGGETTO DI PROVA

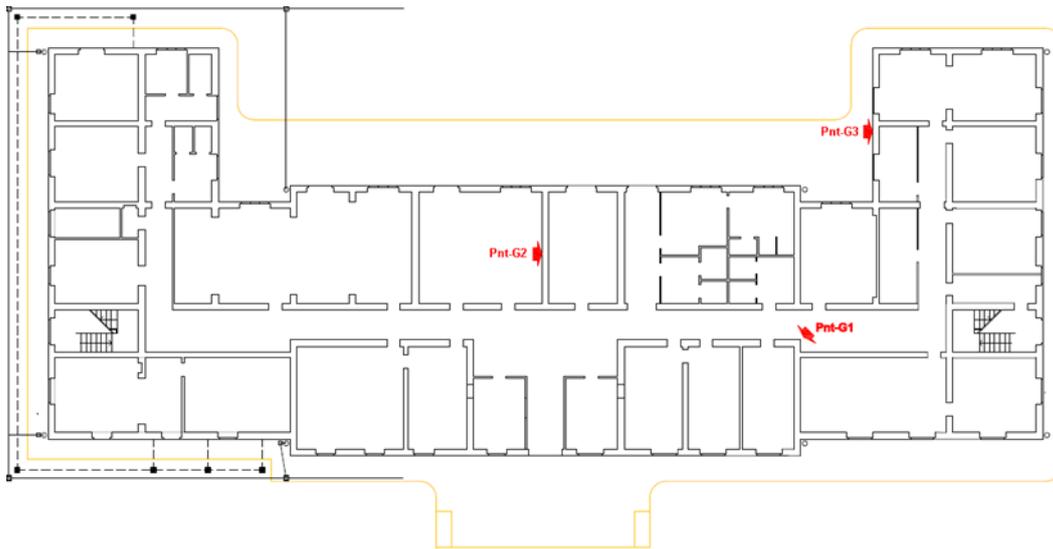


Figura 207 - Ubicazione Penetrometro PNT-G2

STIMA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Nel caso PG risulta minore di 460, per la stima della resistenza a compressione F_m della malta espressa in N/mm^2 si utilizza la relazione:

$$F_m: (PG + 22) / 134$$

Nel caso di PG maggiore di 460 invece è possibile soltanto determinare un intervallo che contiene la resistenza a compressione della malta:

$$(PG - 267) / 53 < F_m < (PG - 3) / 117, \quad \text{se } 460 < PG < 486;$$

$$(PG - 3) / 117 < F_m < (PG - 267) / 53, \quad \text{se } PG > 486.$$

Nella tabella seguente vengono riportati per ogni zona indagata, la media PG ed il valore (o intervallo) correlato F_m che rappresenta la stima della resistenza a compressione della malta.

RISULTATI

Posizione	Posizione	Valore medio (PG)	Resistenza stimata (N/mm ²)	Note
1	Parete corridoio	40	0.46	A
2	Parete di spina	34	0.42	A
3	Parete perimetrale	51	0.54	A

Figura 208 - Prova con penetrometro PNT-G2: risultati

Legenda:

A = gruppo di letture conforme al criterio di accettabilità.

NA = gruppo di letture non conforme al criterio di accettabilità.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura 209 - Pnt-G1



Figura 210 - Pnt-G2



Figura 211 - Pnt-G3

8.7 Caratterizzazione dinamica

Le prove di caratterizzazione dinamica che sono state svolte nelle date:

- 25-26 Marzo 2022
- 08 Aprile 2022

Nelle due campagne di prova sono stati utilizzati due gruppi di sensori diversi al fine di valutare la variabilità dei dati e analizzare l'influenza di possibili interferenze localizzate nell'area di studio.

8.7.1 Sensori utilizzati

È stato utilizzato il sistema di acquisizione ed elaborazione dati LUNITEK modello TRITON (Figura 212-Figura 213). Il sistema è provvisto di un sensore integrato accelerometrico triassiale di tipo Force Balance. La scheda di conversione A/D con risoluzione di 24 bit è stata programmata con frequenza di campionamento pari a 250 campioni/secondo per canale con campionamento sincrono. Il sistema è provvisto di una memoria microSD che consente di gestire un ring-buffer per lunghe registrazioni continue e di un ricevitore GPS per la sincronizzazione in tempo assoluto. La connessione allo strumento può essere effettuata mediante connessione di rete locale (cavo o WiFi) o tramite modem UMTS/HSPA che consente eventualmente di controllarne il funzionamento da remoto. Il sistema è alimentato dalla rete esterna ed integra una batteria interna (LiPo) che garantisce il funzionamento continuo per oltre 30 ore. Il sistema è stato utilizzato per il monitoraggio multicanale installando più unità.

Per le prove di caratterizzazione dinamica effettuate in data 25-26 Marzo 2022 sono stati utilizzati 5 sensori (denominati PT01, PT02, PT03, PT04, PT05) con intervallo di accelerazione $\pm 2g$, mentre per quelle svolte in data 08 Aprile 2022 sono stati utilizzati 3 accelerometri (denominati EB357, EB358, EB364) con intervallo $\pm 1g$.



Figura 212 – Sistema di acquisizione LUNITEK modello TRITON



Figura 213 – Sensore PT01

8.7.2 Configurazioni degli accelerometri

Le configurazioni degli accelerometri sono state rappresentate usando la seguente nomenclatura:

PT01 → 50

PT02 → 51

PT03 → 52

PT04 → 53

PT05 → 54

EB357 → A

EB358 → B

EB364 → C

Per identificare il piano su cui è stato posizionato un sensore vengono riportati i seguenti codici:

L0 → Solaio PT

L1 → Solaio P1° (Blocchi 1,2,4,5)

L1,5 → Solaio P1° (Blocco 3)

L2 → Solaio P2° (Blocchi 1,2,4,5)

Dunque, per esempio, il sensore 53 al secondo solaio (P2°) del Blocco 1 è stato indicato nelle figure delle configurazioni come 53_L2 (Figura 214). Tutti gli accelerometri nelle varie configurazioni sono stati orientati rispetto a un comune sistema

di riferimento globale (N,E,Z). Nell'ALLEGATO 5 sono riportate le configurazioni adottate durante le prove di caratterizzazione dinamica dell'edificio.

Inoltre, in associazione ad ogni configurazione adottata, è stata creata una tabella (Figura 215) che riporta:

- l'intervallo di tempo effettivo della registrazione in continuo riguardante la specifica configurazione considerata;
- gli intervalli di tempo individuati a posteriori per ciascun sensore entro cui il segnale registrato ha mostrato assenza di perturbazioni macroscopiche (es. dovute allo spostamento del sensore da una configurazione alla successiva), quindi tendendo al microtremore ambientale.

Gli orari riportati nelle tabelle sono conformi all'orologio del GPS integrato. Nell'ALLEGATO 5 sono quindi anche riportate le tabelle con i tempi associate alle configurazioni adottate durante le prove di caratterizzazione dinamica.

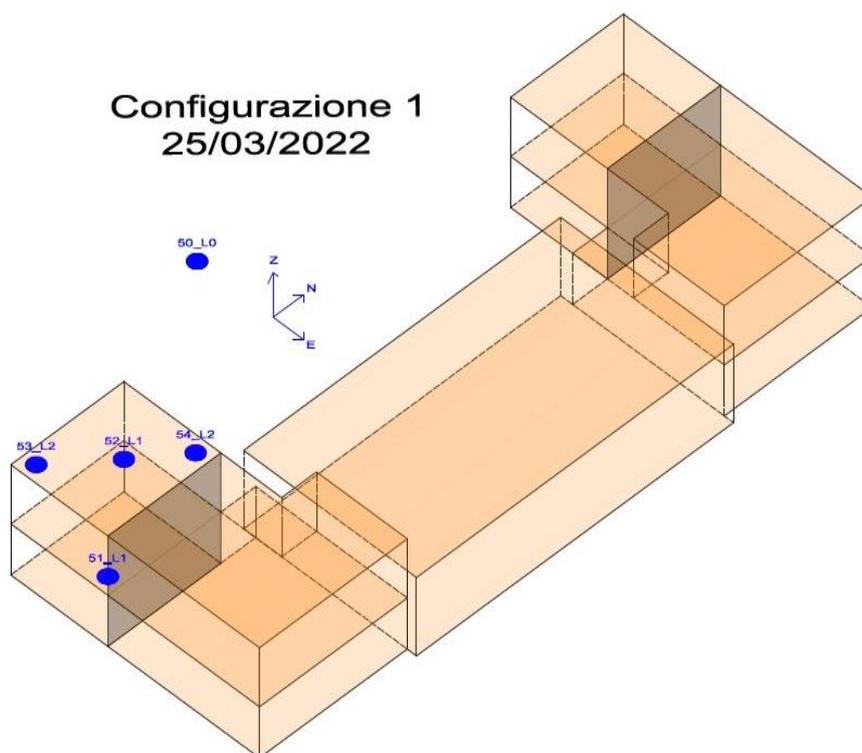


Figura 214 – Configurazione 1 (25/03/2022)

CONFIGURAZIONE 1 - 25/03/2022		START TIME	END TIME
REGISTRAZIONE EFFETTIVA		17,03,00	17,18,00
REGISTRAZIONE PULITA	ACC_50_PT01	17,05,00	17,06,00
	ACC_51_PT02	17,05,00	17,10,00
	ACC_52_PT03	17,05,00	17,10,00
	ACC_53_PT04	17,05,00	17,10,00
	ACC_54_PT05	17,05,00	17,10,00

Figura 215 - Configurazione 1 (25/03/2022)

8.7.3 Eccitazione della struttura

L'approccio seguito è stato quello operativo (*Operational Modal Analysis* - OMA), il quale mira a identificare le proprietà dinamiche (frequenze naturali, deformate modali, coefficiente di smorzamento) di una struttura soggetta a rumore ambientale.

Durante i test a vibrazione ambientale (*Ambient Vibration Tests* - AVT), per mezzo degli accelerometri descritti nella precedente sezione, sono state registrate le accelerazioni della struttura eccitata da carichi ambientali, e.g. vento, traffico veicolare (Figura 216).

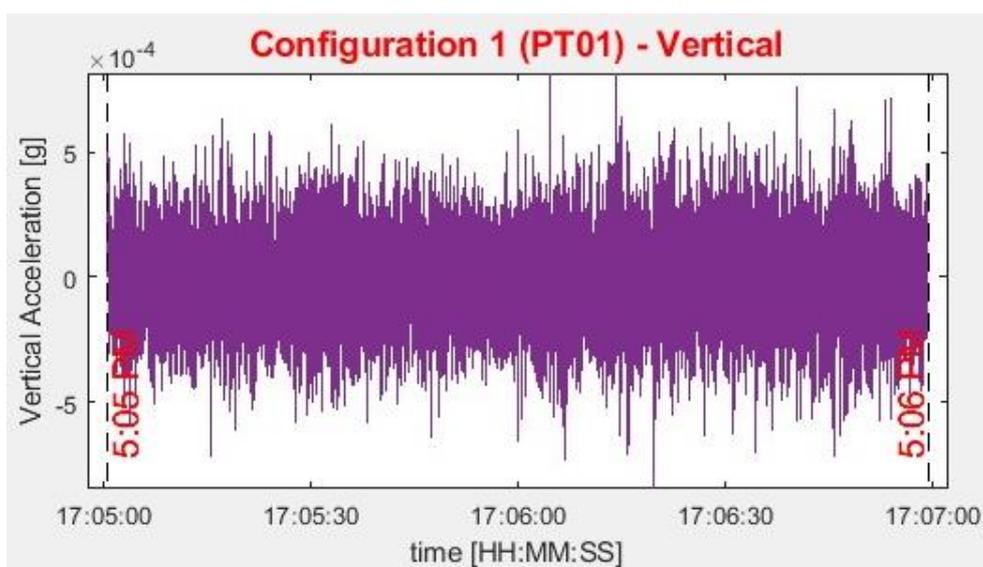


Figura 216 – Esempio di rumore ambientale

8.7.4 Processamento e analisi dei dati

I dati acquisiti, registrati in formato MiniSeed, sono delle storie temporali di accelerazione. La prima fase del processamento dei dati prevede come anticipato di estrarre il segnale registrato all'interno di una precisa finestra temporale associato alla configurazione considerata (Figura 217/Figura 220). Per questo procedimento è stato utilizzato uno script di MATLAB. Successivamente, per depurare il segnale da eventuali interferenze spurie o di non interesse pratico, i dati raccolti sono stati filtrati con diverse tecniche (e.g. filtro di Butterworth, filtro elimina banda). Infine, i segnali tipo microtremori ambientali sono stati elaborati tramite una tecnica di identificazione dinamica *Output-Only* denominata *Frequency Domain Decomposition* (FDD).

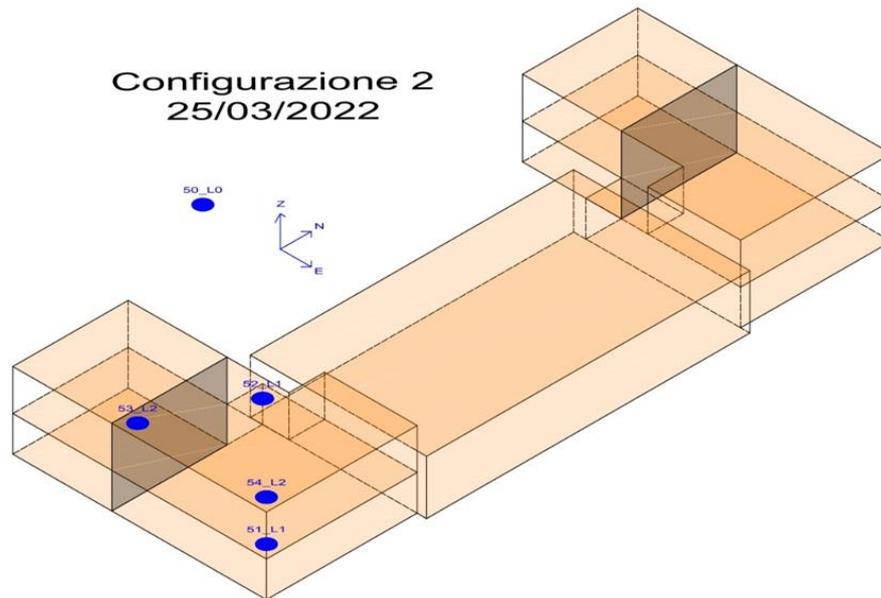


Figura 217 – Configurazione 2 (25/03/2022): Disposizione sensori

CONFIGURAZIONE 2		START TIME	END TIME
REGISTRAZIONE EFFETTIVA		17,35,00	17,50,00
REGISTRAZIONE PULITA	ACC_50_PT01	17,35,00	17,36,00
	ACC_51_PT02	17,35,00	17,45,00
	ACC_52_PT03	17,38,00	17,43,30
	ACC_53_PT04	17,35,00	17,45,00
	ACC_54_PT05	17,35,00	17,45,00

Figura 218 - Configurazione 2 (25/03/2022): Tempi di registrazione

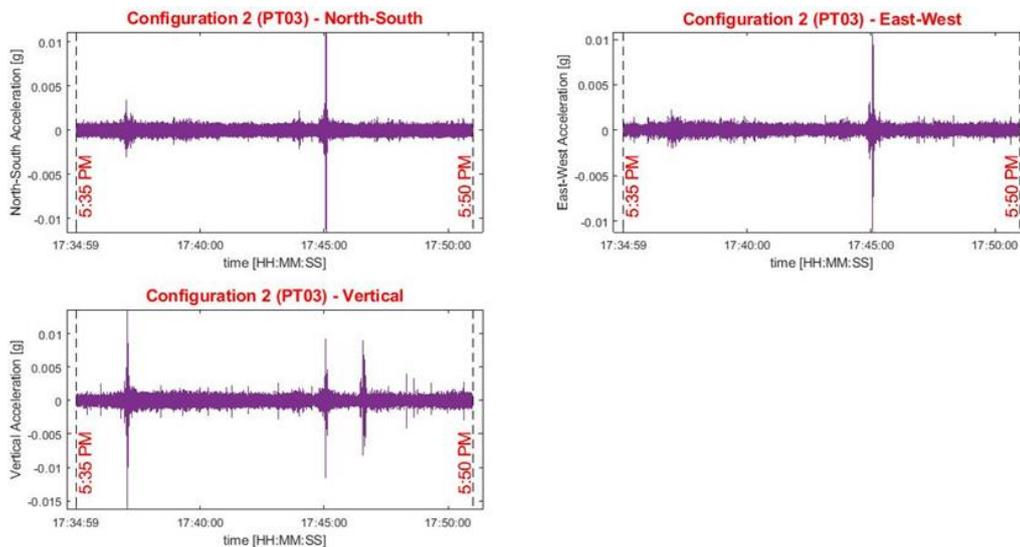


Figura 219 – Configurazione 2 PT_03 (25/03/2022): Finestra di registrazione effettiva

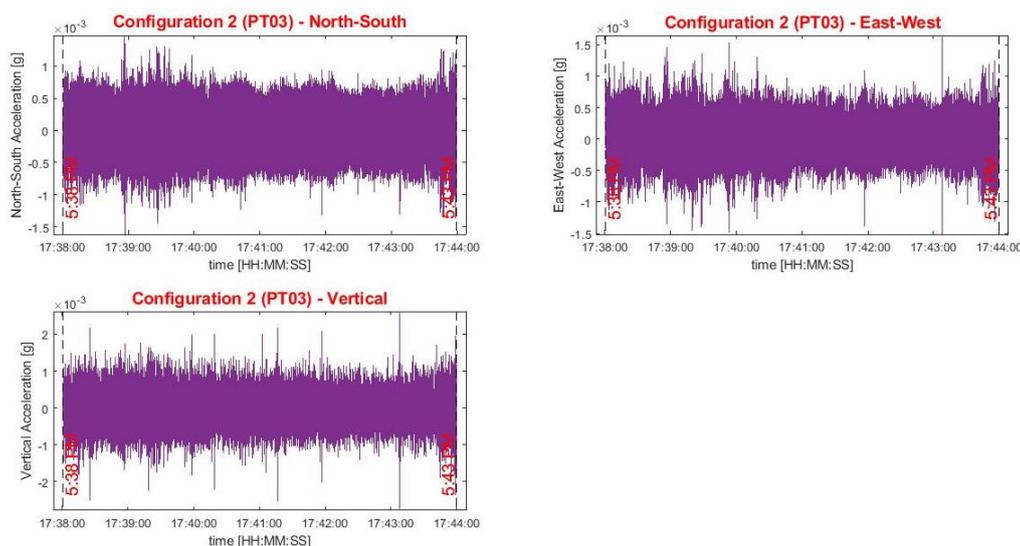


Figura 220 - Configurazione 2 PT_03 (25/03/2022): Finestra di registrazione pulita (Rumore ambientale)

8.7.5 Filtro di Butterworth

Questo tipo di filtro applicato è in grado di rimuovere le armoniche a frequenza superiore ad una soglia fissata mantenendo inalterate quelle al di sotto della frequenza di taglio (Figura 221). In questo modo sono state eliminate tutte le frequenze che non rientrano nell'intervallo di interesse per la struttura in esame. La frequenza di taglio utilizzata è di 30 Hz.

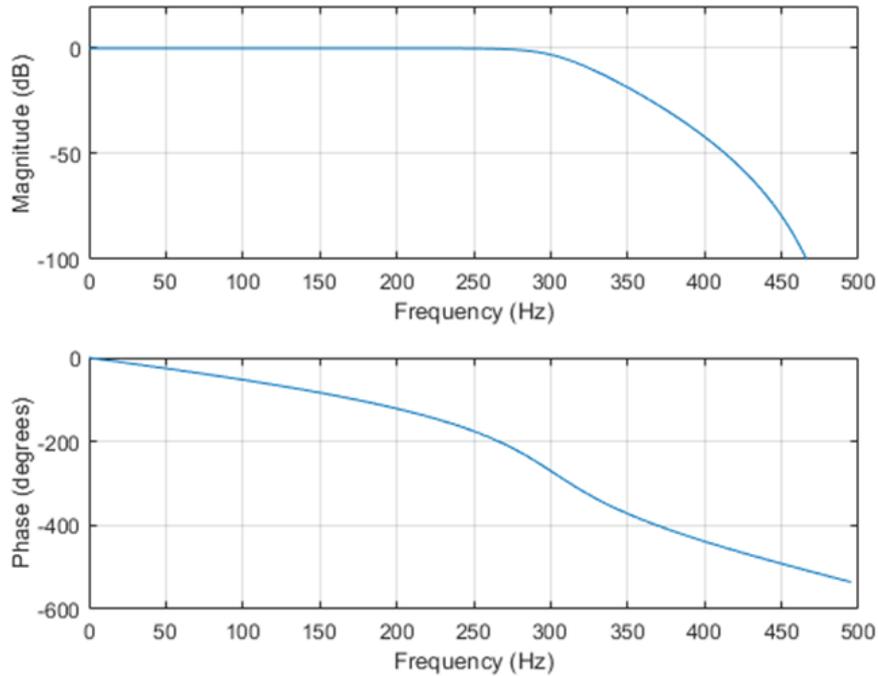


Figura 221 - Esempio di filtro di Butterworth passa-basso

8.7.6 Filtro elimina banda

Nell'intervallo delle frequenze di interesse si è riscontrata la presenza di picchi di frequenza anomali nelle registrazioni presenti in ogni sensore, a terra o sulla struttura, e in tutte e tre le direzioni principali N,E,Z. Questi sono riconducibili a macchinari che generano vibrazioni armoniche presenti nell'area o nella struttura (e.g. motori, UTA, ventole di raffreddamento). Nello specifico, i picchi di frequenza osservati sono: 12.5Hz, 17.0Hz, 25.0 Hz.

A tal scopo, il filtro elimina banda attenua drasticamente i segnali che si trovano all'interno di una banda selezionata, lasciando invece inalterate le frequenze che sono al di fuori. La Figura 222 mostra in modo macroscopico l'effetto di questo tipo di filtro nel dominio delle frequenze. Mentre la Figura 223 e la Figura 224 mostrano una applicazione di esempio per il caso in esame.

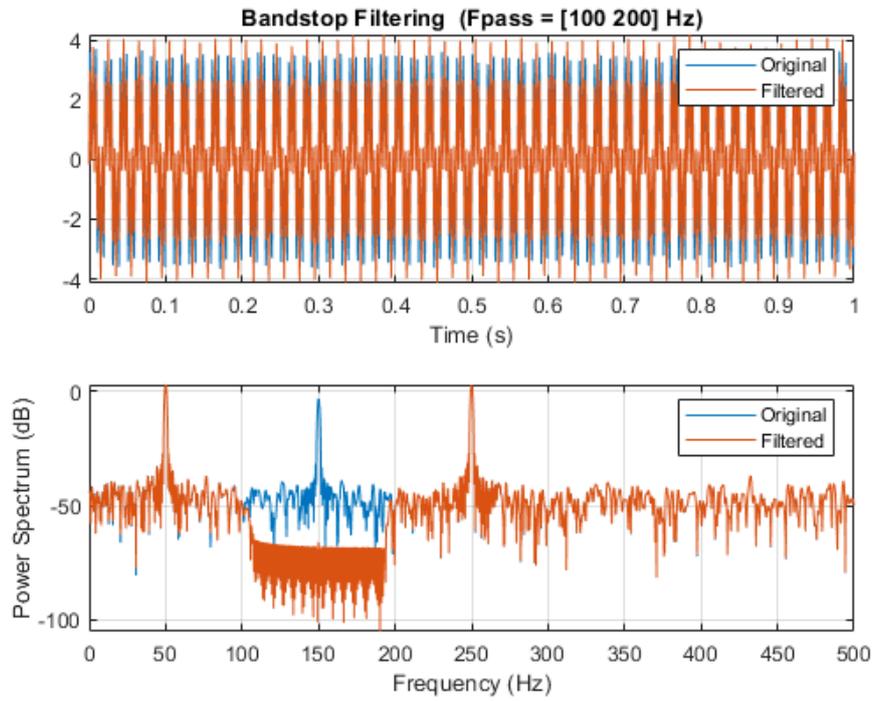


Figura 222 - Esempio di filtro elimina banda

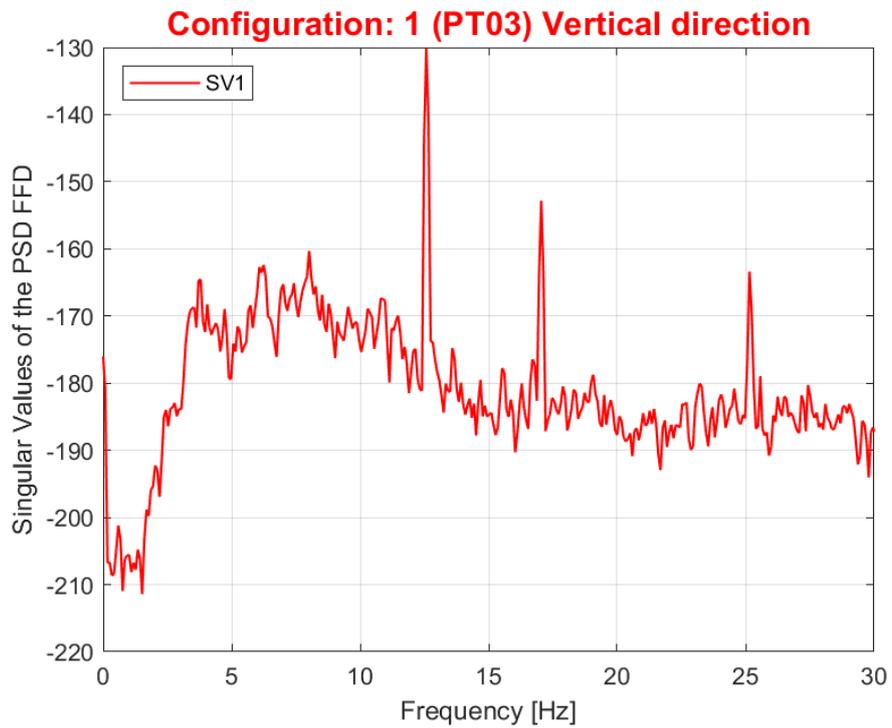


Figura 223 – Esempio di output non filtrato

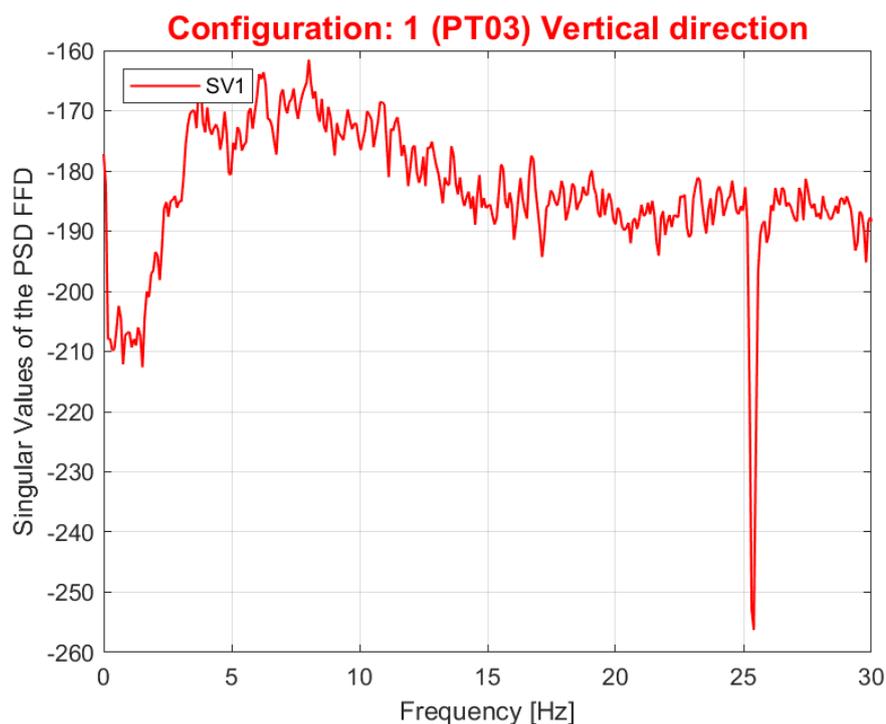


Figura 224 - Esempio di output filtrato

8.7.7 Frequency Domain Decomposition

La tecnica FDD è stata applicata per mezzo di un codice scritto in linguaggio MATLAB da Mohammad Farshchin (2015), già testato e validato in precedenti occasioni, abbinato ad un altro codice che permette di convertire i valori complessi delle deformate modali in valori reali. In input sono stati inseriti i segnali processati come precedentemente descritto, per ogni accelerometro di interesse e ognuna delle tre direzioni N,E,Z. In output vengono restituiti i diagrammi dei Valori singolari (*Singular Values*) della matrice *Power Spectral Density* (PSD) in funzione delle frequenze (Figura 225). Ciò permette di individuare i picchi corrispondenti ai modi identificati e selezionandoli manualmente è possibile ottenere le corrispondenti deformate modali come vettori associati.

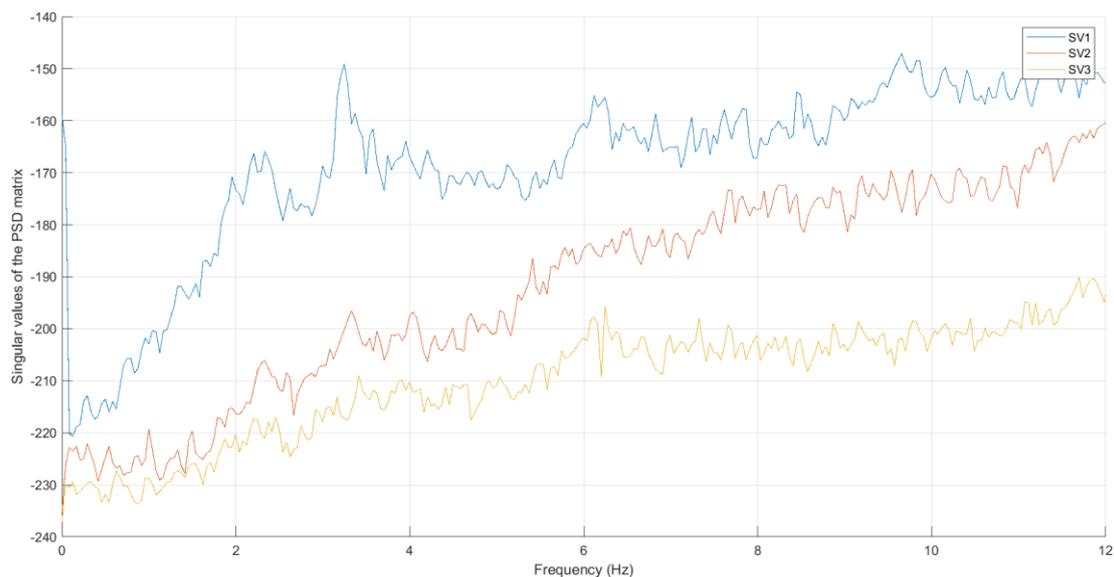


Figura 225 - Esempio di grafico SV-Frequency

8.7.8 Risultati prove di identificazione dinamica

I risultati delle prove di caratterizzazione dinamica della struttura sono riportati nell'ALLEGATO 6.

Nella maggioranza dei risultati ottenuti tramite FDD è possibile osservare un picco di risposta in frequenza collocato nell'intorno dei 3,5Hz, che potrebbe essere attribuito alla struttura. Tuttavia, come viene spiegato nel seguito, così non è.

Avendo installato un sensore di terra durante la campagna di indagini, sebbene non sia necessario farlo per l'identificazione dinamica di tipo output-only, è stata condotta una analisi più dettagliata. In particolare, è stato applicato l'algoritmo FDD al segnale registrato dal singolo accelerometro di terra, nelle varie configurazioni. La scoperta è stata sorprendente, in quanto il tono di 3,5Hz menzionato in precedenza è presente contemporaneamente sia per gli accelerometri posizionati sull'edificio che per il sensore di terra, ed è presente contemporaneamente in tutte e tre le direzioni strumentali (N,E,Z). A titolo esemplificativo e per confronto, di seguito vengono riportati i grafici relativi alla PSD di due accelerometri, uno posto a terra e l'altro sulla struttura per la configurazione 7 (Figura 226-Figura 231).

Questa osservazione può essere giustificata da un potenziale comportamento a corpo rigido dell'edificio su suolo elastico. In altre parole, la dinamica della struttura

sembrerebbe influenzata essenzialmente dall'interazione col terreno dove giocano un ruolo fondamentale le diverse rigidità in gioco. Infatti, la struttura sebbene dotata di una sua deformabilità intrinseca risulterebbe sostanzialmente rigida rispetto al terreno di supporto in fondazione. Il terreno di fondazione è quello della banchina che risulta sia stata realizzata artificialmente con terreno di riporto in anni relativamente recenti. Tale terreno risulterebbe negli strati superficiali composto di limo con sabbia argillosa, ricco di materia organica e di frammenti di gusci di molluschi, diffusi livelli e plaghe centimetriche di alghe parzialmente decomposte. Inoltre, i sondaggi condotti in fondazione hanno mostrato un livello di falda piuttosto superficiale che può aver contribuito a tale fenomeno.

Alla luce di quanto scoperto, non è stato possibile identificare i parametri modali della struttura.

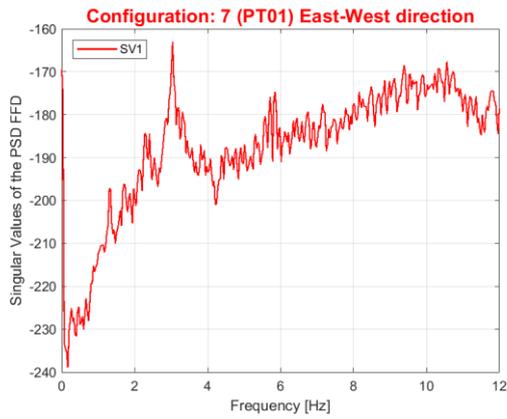


Figura 226 - CONF-7 (PT01)_COMP-E (Terra)

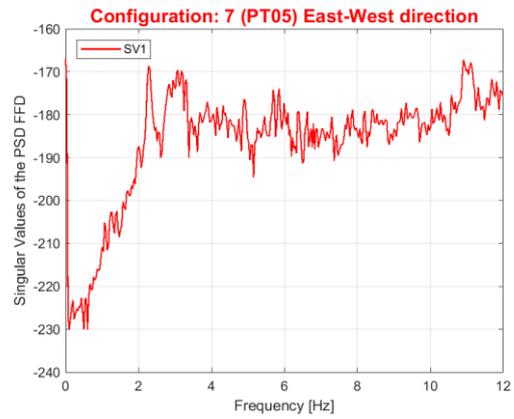


Figura 227 - CONF-7 (PT05)_COMP-E (Struttura)

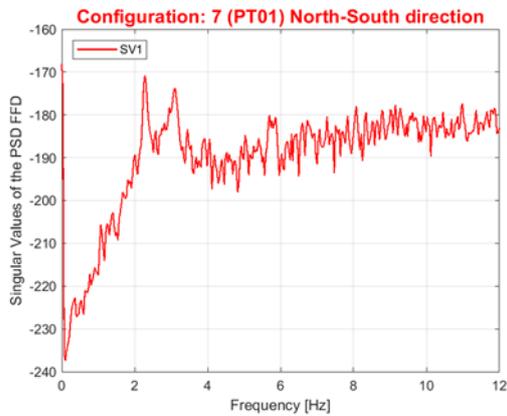


Figura 228 - CONF-7 (PT01)_COMP-N (Terra)

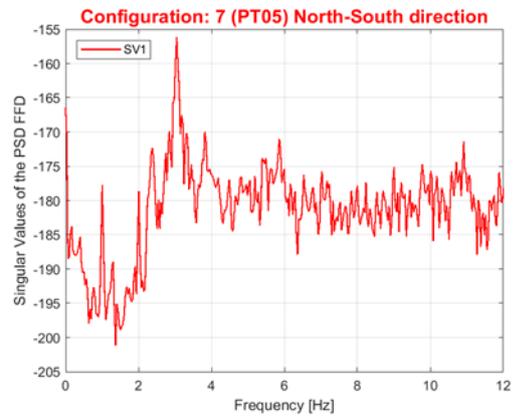


Figura 229 - CONF-7 (PT05)_COMP-N (Struttura)

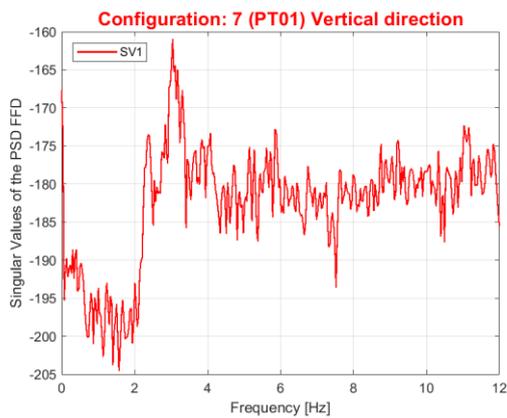


Figura 230 - CONF-7 (PT01)_COMP-Z (Terra)

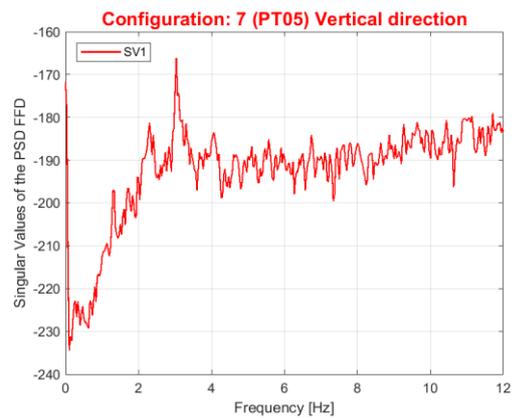


Figura 231 - CONF-7 (PT05)_COMP-Z (Struttura)

8.8 Livello di conoscenza, fattore di confidenza e parametri meccanici di progetto

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive riportate nei paragrafi precedenti (analisi storico-critica, rilievo geometrico completo, indagini estese e prove estese) e con riferimento a quanto indicato nel capitolo 8 delle NTC2018 e della Circolare esplicativa, si è ritenuto opportuno assumere un livello di conoscenza LC2. Il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$. I fattori di confidenza sono utilizzati per ridurre i valori dei parametri meccanici dei materiali. Di conseguenza, facendo riferimento alla Tab. C8.5.I della Circolare esplicativa del 2019, qui di seguito vengo riportati i valori dei parametri meccanici di progetto delle tre tipologie murarie rinvenute (Figura 232).

	f [N/mm ²]	τ_0 [N/mm ²]	f_{v0} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura a conci sbazzati con sistematica presenza di zeppe profonde	2,00	0,043	-	1025	342	20
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,88	0,080	0,17	1250	417	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	5,42	0,104	0,23	3792	948	15

Figura 232 – Parametri meccanici di progetto

dove:

- f è la resistenza media a compressione
- τ_0 è la resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali
- f_{v0} è la resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali
- E è il valore medio del modulo di elasticità normale
- G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale
- w è il peso specifico medio

8.9 Azioni

8.9.1 Solai

Avendo a disposizione un certificato di idoneità statica relativo ai solai del 13/05/2019, in cui sono stati effettuati dei saggi esplorativi (Figura 233), è stato possibile reperire la stratigrafia (Figura 234) dei piani di calpestio e, di conseguenza, i carichi permanenti strutturali e non (Figura 235-Figura 236).



Figura 233 - Saggio esplorativo solaio

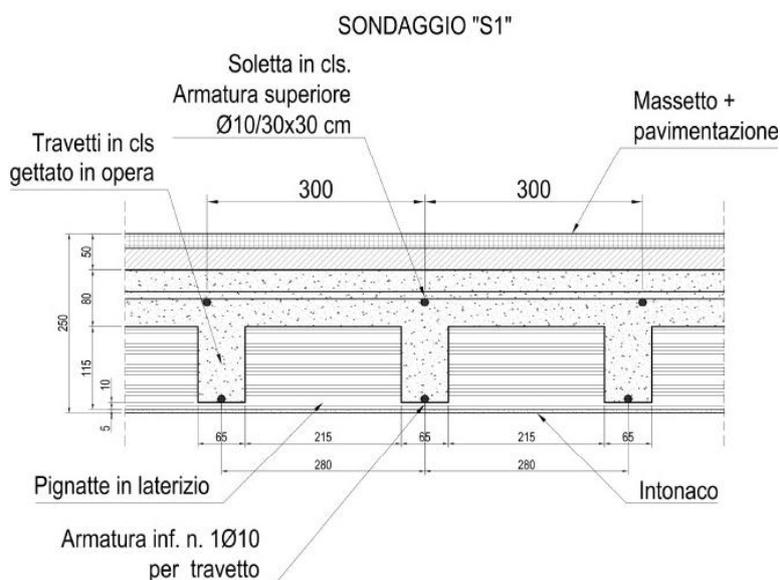


Figura 234 - Stratigrafia solaio

Elemento	Peso [kN/m ²]
Pignatte	0,68
Travetti in c.a.	0,59
Soletta in c.a.	1,92
TOT G _{k,1}	3,19

Figura 235 – Carichi permanenti strutturali

Elemento	Peso [kN/m ²]
Intonaco	0,18
Massetto	0,54
Pavimento	0,48
TOT G _{k,2}	1,20

Figura 236 – Carichi permanenti non strutturali

8.9.2 Tramezzature interne

Come previsto dalle NTC2018 al capitolo 3, quando vengono adottate misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico, quello relativo ai tramezzi interni può essere ragguagliato a un ulteriore carico permanente portato uniformemente distribuito su tutto il solaio, calcolato in funzione del peso proprio per unità di lunghezza delle ripartizioni.

A tal proposito, si è assunto un carico pari a $G_{k,2, \text{tramezzi}} = 1,60 \text{ kN/m}^2$.

8.9.3 Carichi variabili

I sovraccarichi accidentali agenti sulla struttura, in funzione della categoria d'uso considerata, sono i seguenti:

- Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico: $q_{k,1} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione $q_{k,2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Cat. B Scale comuni, balconi, ballatoi: $q_{k,3} = 4,00 \text{ kN/m}^2$

8.9.4 Peso proprio delle pareti in muratura

I pesi propri degli elementi strutturali, quali maschi murari e fasce di piano, sono stati computati automaticamente dal software di modellazione utilizzato.

8.9.5 Azione sismica

Per determinare l'azione sismica cui è soggetta la struttura, si è fatto riferimento a quanto riportato al paragrafo 3.2 delle NTC2018. I parametri sismici di riferimento sono riportati in Figura 237 e in Figura 238.

L'edificio è situato a Livorno (Zona sismica 3), le relative coordinate geografiche sono le seguenti:

- Longitudine: 10,3170
- Latitudine: 43,5436

Trattandosi di una costruzione con livelli di prestazione ordinari, in accordo con la Tab. 2.4.I della normativa, la vita nominale è stata assunta pari a $V_N = 50$ anni.

Inoltre, essendo una costruzione che prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, essa appartiene ad una Classe d'uso II. Per questa ragione, secondo la tabella Tab. 2.4.II delle NTC2018, il relativo coefficiente d'uso è pari a $C_U = 1$.

Con i dati sopra definiti è possibile ricavare il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

Le analisi sono eseguite in riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui corrisponde una probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari a $P_{VR} = 10\%$.

Di conseguenza, il periodo di ritorno del sisma è:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

È stata assunta una categoria di sottosuolo C (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti) e una categoria topografica T_1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$)

Infine, il coefficiente di smorzamento assunto è pari a $\xi = 5\%$.

Di conseguenza, è stato possibile definire i seguenti parametri correlati allo specifico sito e allo stato limite SLV:

- Accelerazione massima al sito: $a_g = 0,1209$ g
- Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,4202$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_C^* = 0,2686$ s

Infine, sono stati assunti i seguenti fattori di comportamento:

- Blocchi 1 e 5 (regolari in pianta e in elevazione): $q = 3$
- Blocco 2-3-4 (regolare in pianta ma non in elevazione): $q = 2,25$

Figura 237 – Blocchi 1 e 5: Parametri sismici di riferimento

Figura 238 – Blocco 2-3-4: Parametri sismici di riferimento

Tenendo conto dei parametri sismici sopra riportati, è stato possibile definire gli spettri di progetto in Figura 239 e in Figura 240.

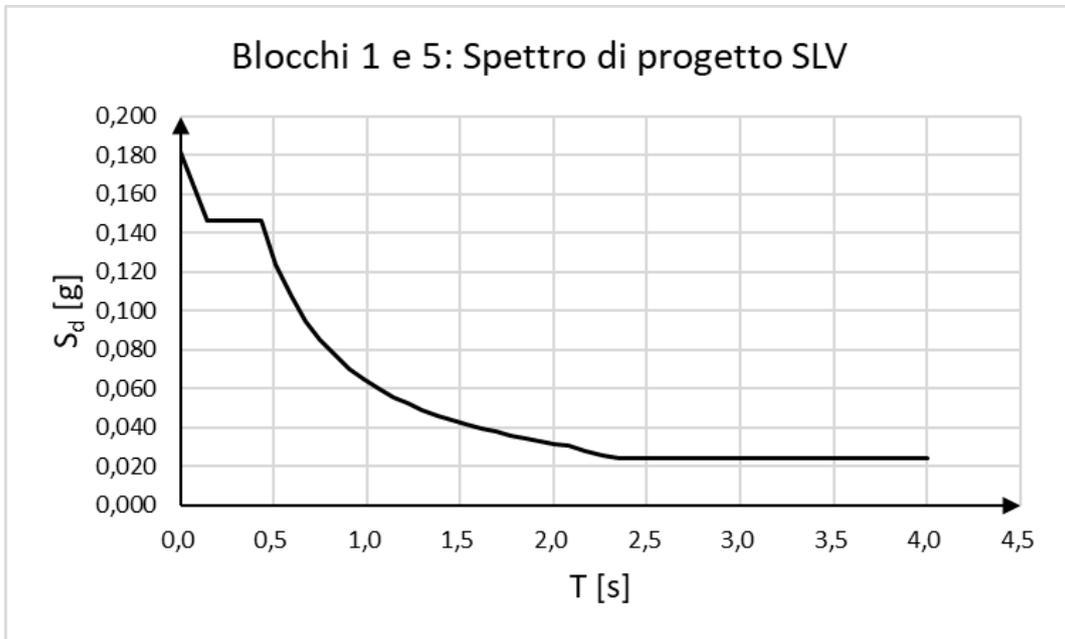


Figura 239 – Blocchi 1 e 5: Spettro di progetto SLV

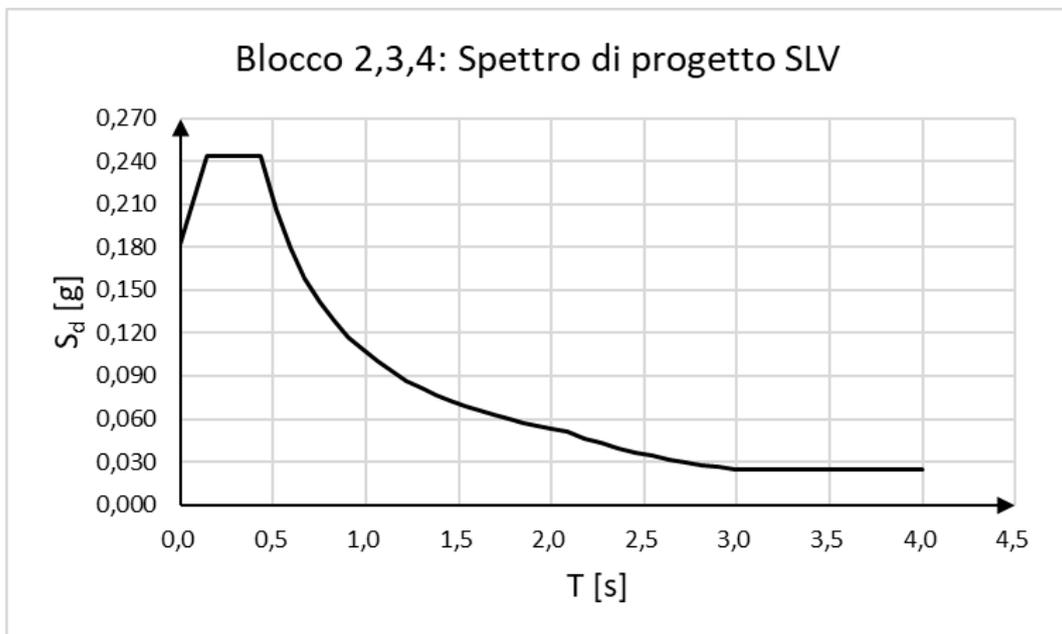


Figura 240 – Blocco 2-3-4: Spettro di progetto SLV

8.10 Combinazione delle azioni

Le azioni definite in precedenza sono state combinate secondo la combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti della azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Dove i valori dei coefficienti di combinazione ψ_{2j} sono riportati nella Tab. 2.5.I (Figura 241) delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 241 - Coefficienti di combinazione

8.11 Modello agli elementi finiti

Le informazioni acquisite, riportate nei paragrafi precedenti, sono state la *baseline* per la definizione di un modello numerico della struttura. Il software utilizzato per le analisi strutturali è stato SAP2000 della casa produttrice *Computers and Structures, Inc. (CSI)*.

8.11.1 Ipotesi alla base

Non avendo ricevuto l'autorizzazione per la creazione di un modello numerico che rispecchi fedelmente la struttura reale e di comune accordo con il responsabile dell'edificio, sono state assunte le seguenti ipotesi:

- Non è stata considerata alcuna rotazione rigida dei blocchi 1 e 5
- Il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali è stato assunto nullo
- I giunti strutturali sono stati considerati come perfettamente efficaci anche dal punto di vista sismico: ritenendo che il giunto strutturale di circa 10cm presente tra i blocchi 1-5 e 2-3-4 sia efficace, è stato possibile modellare le strutture separatamente. Nello specifico, i blocchi 1 e 5 sono pressoché identici e speculari, per tale ragione è stato creato un modello che rappresenta il comportamento strutturale di entrambi, in particolare il blocco 1. In aggiunta, è stato creato un modello relativo al blocco 2-3-4
- Non è stata modellata l'interazione terreno-struttura

Le ipotesi di base sopra formulate hanno permesso di modellare una struttura che si discosta da quella reale, ma non hanno affatto compromesso la metodologia di valutazione della vulnerabilità sismica, che resta invariata.

8.11.2 Importazione da AutoCAD in SAP2000

A partire dalle piante architettoniche estratte dal modello BIM, è stato possibile realizzare su AutoCAD un telaio 3D, le cui linee rappresentano i fili fissi degli elementi strutturali principali, quali maschi murari e fasce di piano. Ad ogni linea è stato assegnato un opportuno layer, al fine di facilitarne il riconoscimento e l'importazione.

Una volta salvato il file in formato .dxf, è stato possibile importare all'interno di SAP2000 tutte le linee sottoforma di elementi di tipo "frame", a cui è stato assegnato una etichetta (Figura 242-Figura 244).

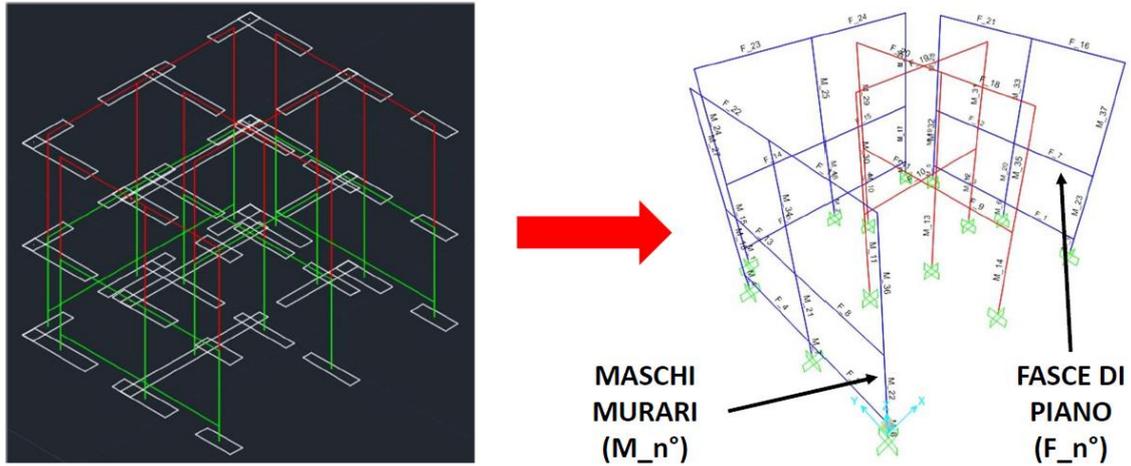


Figura 242 – Blocchi 1 e 5: Importazione da AutoCAD a SAP2000

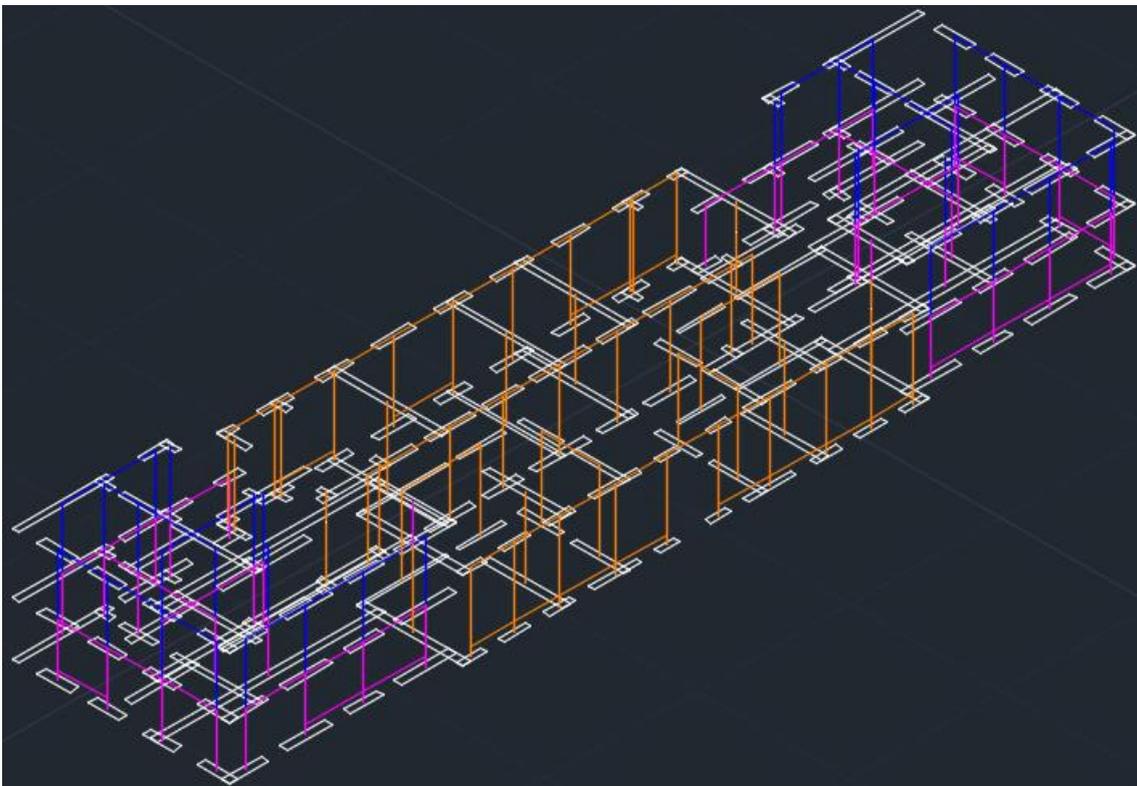


Figura 243 – Blocco 2-3-4: AutoCAD

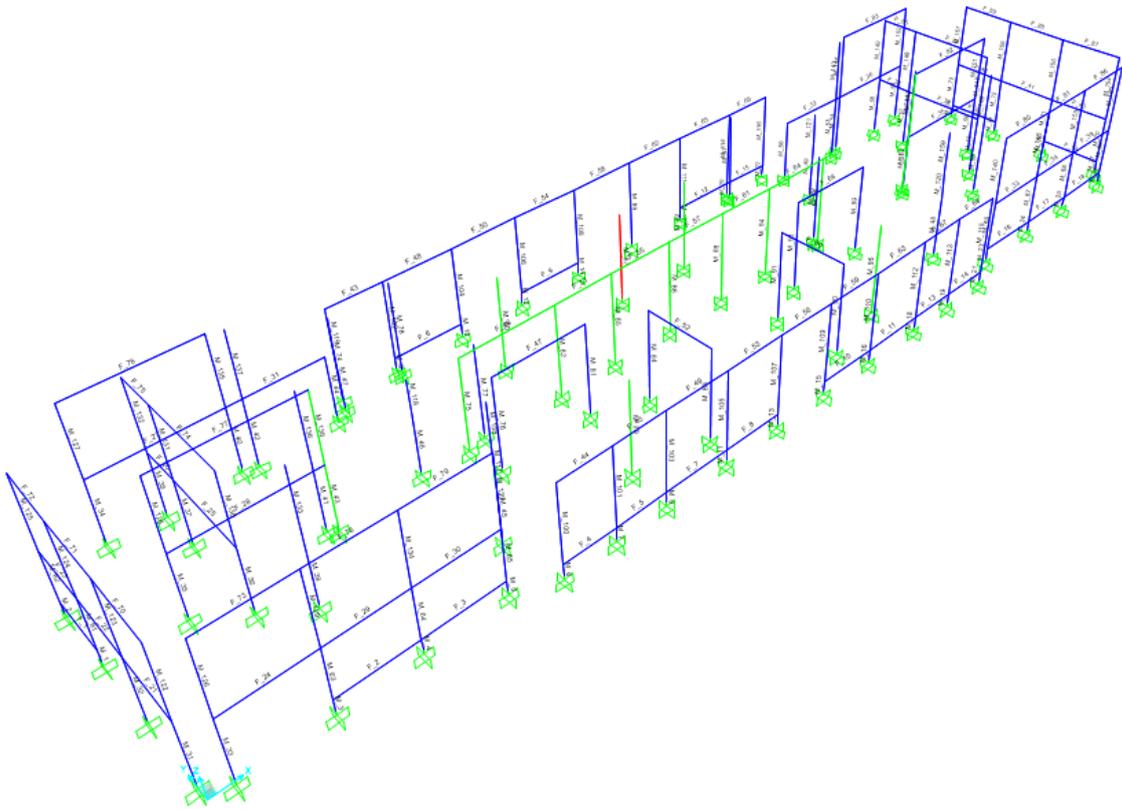


Figura 244 - Blocco 2-3-4: SAP2000

8.11.3 Assegnazione vincoli

Non avendo informazioni dettagliate riguardanti il terreno su cui insiste il fabbricato, non è stato possibile stimare la costante di Winkler (rappresentante la rigidità del suolo) e quindi modellare la struttura su suolo elastico. Per questa ragione e a favore di sicurezza sono stati assegnati dei vincoli di incastro alla base, posizionati al livello del piano campagna.

Inoltre, vista la stratigrafia dei solai e secondo quanto riportato in normativa, è stato lecito supporre un comportamento rigido degli impalcati nel proprio piano. A tal proposito, ad ogni orizzontamento è stato assegnato un vincolo di diaframma rigido.

8.11.4 Definizione dei materiali

Il passo successivo è stato quello di definire tre tipologie di materiale, sulla base dei risultati ottenuti al paragrafo 8.8 in Figura 232.

8.11.5 Definizione delle sezioni

A partire dalle piante architettoniche ottenute dal modello BIM, sono state definite le sezioni degli elementi strutturali (Figura 245).



Figura 245 - Sezioni degli elementi strutturali

8.11.6 Telaio equivalente

Data la conformazione dell'edificio e, nello specifico, la distribuzione regolare delle aperture, si è deciso di modellare la struttura a telaio equivalente. Come già descritto nel paragrafo 5.2.1, si tratta di una strategia di modellazione semplificata, ma sufficientemente rappresentativa del reale comportamento della struttura.

Per mezzo dell'opzione "*Rigid end offset*" sono state definite le zone a comportamento rigido di ogni elemento (Figura 246-Figura 248):

- Maschi murari: sulla base della teoria di Dolce
- Fasce di piano: zone al di fuori della luce libera delle aperture

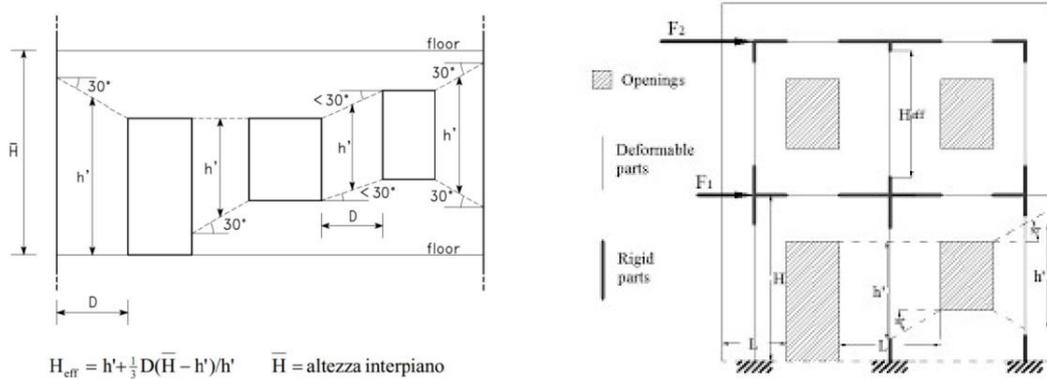


Figura 246 – Modellazione a telaio equivalente: definizione nodi rigidi

A favore di sicurezza sono state annullate le proprietà meccaniche dei maschi murari che garantiscono una resistenza per azioni fuori dal piano dell'elemento. Tali azioni vengono riprese esclusivamente dalle pareti in direzione ortogonale, che reagiscono quindi nel loro piano. Inoltre, data la scarsa resistenza delle fasce di piano e a favore di sicurezza, queste ultime sono state modellate come delle bielle, capaci di trasmettere esclusivamente sforzi assiali.

Infine, sempre a favore di sicurezza, non si è tenuto in conto del grado di ammorsamento tra pareti ortogonali, considerandolo nullo.

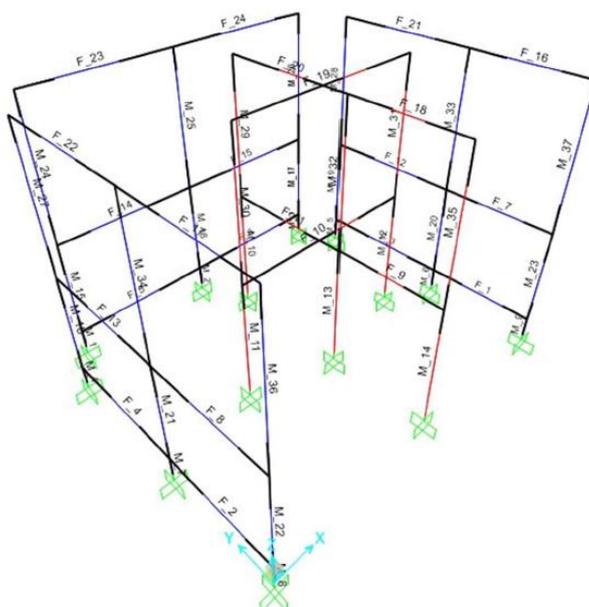


Figura 247 - Blocchi 1 e 5: rigid end offset

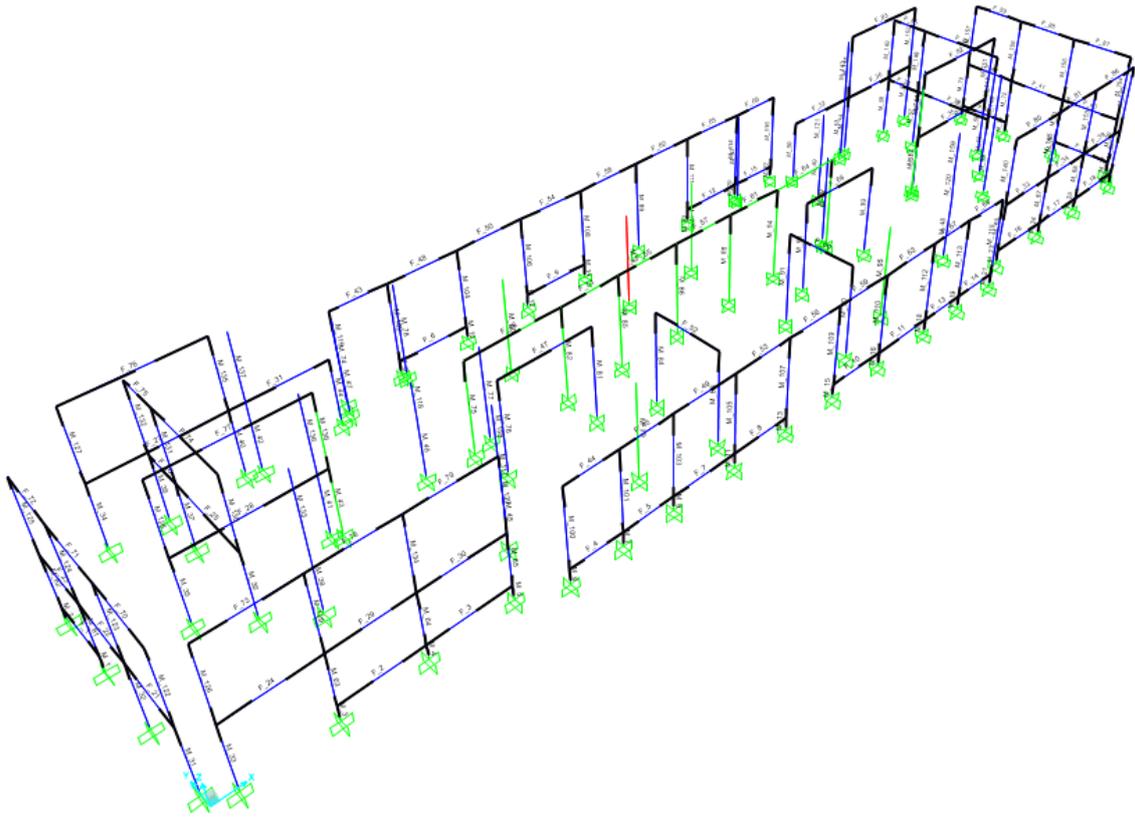


Figura 248 – Blocc9 2-3-4: rigid end offset

8.11.7 Assegnazione dei carichi

I pesi propri degli elementi strutturali, quali maschi murari e fasce di piano, vengono computati automaticamente dal software.

Mentre, per quanto riguarda gli altri carichi definiti al paragrafo 8.9, sono stati assegnati a dei solai fittizi senza peso modellati al solo scopo di poter applicare dei carichi distribuiti e trasferirli ai maschi murari (Figura 249).

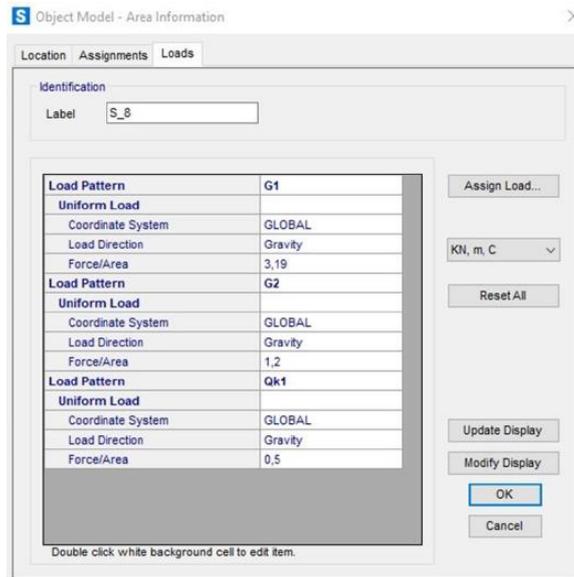


Figura 249 - Assegnazione carichi

8.11.8 Proprietà delle cerniere plastiche

Per tener conto della risposta non lineare della struttura, cioè il comportamento oltre il limite elastico, si è optato per una modellazione a plasticità concentrata. Poiché il software non prevede la creazione automatica di cerniere plastiche per gli elementi in muratura, sono state progettate delle cerniere plastiche a taglio ad hoc per i maschi murari.

Secondo quanto riportato in normativa, per descrivere il comportamento delle cerniere plastiche è stato utilizzato un modello di capacità taglio-spostamento di tipo bilineare elasto-plastico (Figura 250).

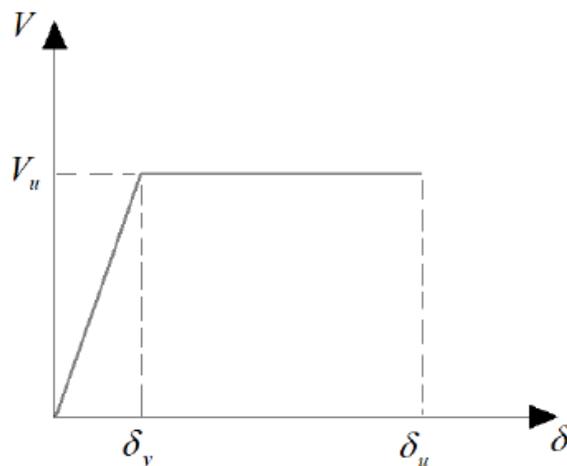


Figura 250 - Modello di capacità bilineare taglio-spostamento

Il taglio ultimo V_U è stato calcolato come il minimo tra quelli risultanti da tre meccanismi di collasso descritti in seguito:

$$V_U = \min (V_P, V_{TS}, V_{TF})$$

dove:

- V_P è il taglio resistente per il meccanismo di rottura per pressoflessione nel piano
- V_{TS} è il taglio resistente per il meccanismo di rottura per taglio-scorrimento
- V_{TF} è il taglio resistente per il meccanismo di rottura per taglio con fessurazione diagonale

Mentre, lo spostamento al limite elastico e la capacità di spostamento ultima sono rispettivamente:

$$\delta_y = \frac{V_U}{E_m}$$

$$\delta_u = \theta_{u,lim} \cdot (H_i - H_j)$$

dove:

- E_m è il modulo elastico medio
- $\theta_{u,lim}$ è la rotazione alla corda per cui si ha lo spostamento ultimo allo SLC
- $(H_i - H_j)$ rappresenta la lunghezza libera dell'elemento

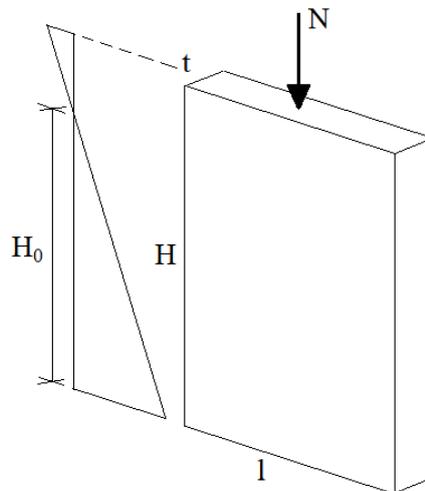


Figura 251 – Schematizzazione di un maschio murario

In funzione del meccanismo di collasso considerato risulta:

Rottura per pressoflessione nel piano

$$V_P = \frac{1}{H_0} \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

$$\theta_{u,lim} = 0,01$$

con:

- $\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$, con N derivante dalla analisi dinamica lineare allo SLV
- f_d resistenza media a compressione (nel caso di analisi non lineare)

Rottura per taglio-scorrimento

$$V_{TS} = l' \cdot t \cdot f_{yd}$$

$$\theta_{u,lim} = 0,005$$

con:

- l' lunghezza della parte compressa supponendo una distribuzione lineare delle compressioni in assenza di resistenza a trazione
- f_{yd} resistenza di progetto a taglio della muratura

Rottura per taglio con fessurazione diagonale

$$V_{TF} = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

$$\theta_{u,lim} = 0,005$$

con:

- b coefficiente correttivo (snellezza)

Come previsto dalle NTC2018, a favore di sicurezza, l'ultima formula è stata utilizzata sia per la muratura irregolare che regolare.

Attraverso un foglio di calcolo Excel opportunamente creato, sono state progettate tutte le cerniere plastiche a taglio che, in seguito, sono state importate all'interno di SAP2000 utilizzando il comando "Interactive database".

Un esempio del risultato ottenuto è riportato in Figura 252 e in Figura 253.

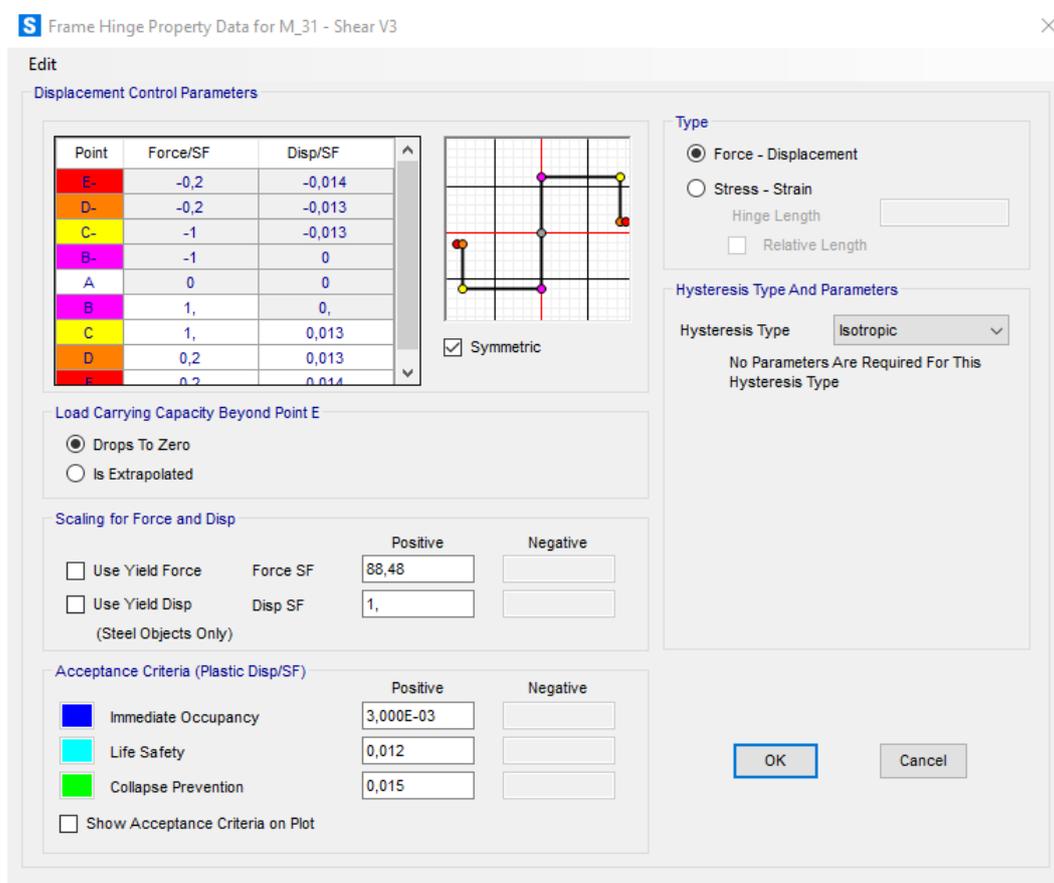
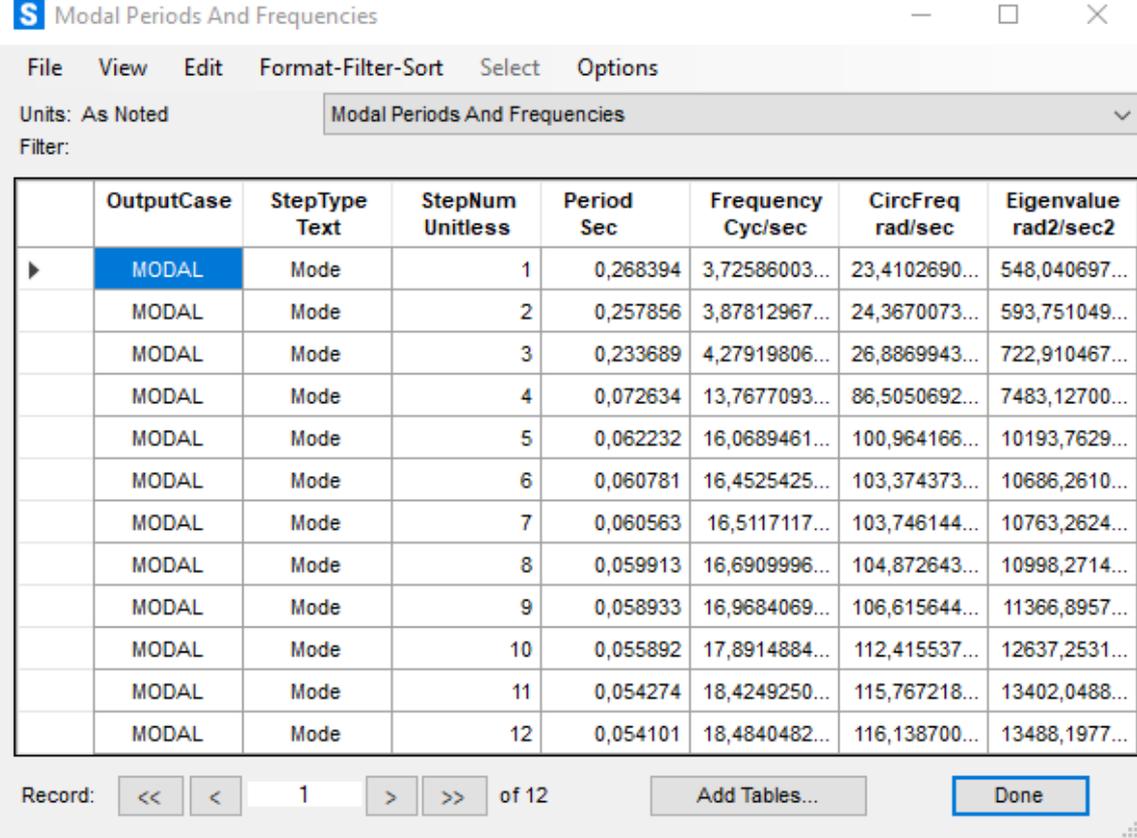


Figura 252 - Cerniera plastica in SAP2000

8.12 Analisi eseguite

8.12.1 Analisi modale (Blocchi 1 e 5)

Nelle seguenti figure vengono riportati i risultati dell'analisi modale per i blocchi 1 e 5. Nello specifico, in Figura 254 è possibile trovare i periodi e le frequenze della struttura in corrispondenza di ogni modo di vibrare:



The screenshot shows a software window titled "Modal Periods And Frequencies". It contains a table with 8 columns: OutputCase, StepType Text, StepNum Unitless, Period Sec, Frequency Cyc/sec, CircFreq rad/sec, and Eigenvalue rad2/sec2. The table lists 12 modes, with the first mode (StepNum 1) highlighted in blue. The bottom of the window shows a record navigation bar with "Record: 1 of 12" and buttons for navigation and "Done".

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0,268394	3,72586003...	23,4102690...	548,040697...
	MODAL	Mode	2	0,257856	3,87812967...	24,3670073...	593,751049...
	MODAL	Mode	3	0,233689	4,27919806...	26,8869943...	722,910467...
	MODAL	Mode	4	0,072634	13,7677093...	86,5050692...	7483,12700...
	MODAL	Mode	5	0,062232	16,0689461...	100,964166...	10193,7629...
	MODAL	Mode	6	0,060781	16,4525425...	103,374373...	10686,2610...
	MODAL	Mode	7	0,060563	16,5117117...	103,746144...	10763,2624...
	MODAL	Mode	8	0,059913	16,6909996...	104,872643...	10998,2714...
	MODAL	Mode	9	0,058933	16,9684069...	106,615644...	11366,8957...
	MODAL	Mode	10	0,055892	17,8914884...	112,415537...	12637,2531...
	MODAL	Mode	11	0,054274	18,4249250...	115,767218...	13402,0488...
	MODAL	Mode	12	0,054101	18,4840482...	116,138700...	13488,1977...

Figura 254 - Blocchi 1 e 5: Periodi e frequenze

Per ciascun modo di vibrare è stato possibile individuare il fattore di partecipazione modale (Figura 255), che rappresenta il contributo di ciascun modo di vibrare alla risposta sismica della struttura. Tali fattori dipendono dalla deformata modale e dalla massa sismica di ciascun impalcato.

Modal Participation Factors

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participation Factors

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX KN-m	UY KN-m	UZ KN-m	RX KN-m	RY KN-m	RZ KN-m	ModalMass KN-m-s2	ModalStiff KN-m
▶	MODAL	Mode	1	0,268394	3,757469	15,213778	-4,833E-09	-32,274195	7,000219	25,938927	1	548,0407
	MODAL	Mode	2	0,257856	-11,604095	6,495311	-9,109E-10	-13,830099	-21,91796	-48,52473	1	593,75105
	MODAL	Mode	3	0,233689	12,343751	1,488529	-1,551E-09	-3,165213	24,073671	-49,240773	1	722,91047
	MODAL	Mode	4	0,072634	-7,846293	-0,261229	-4,777E-07	-0,691834	24,034466	-18,222379	1	7483,127
	MODAL	Mode	5	0,062232	-4,495E-07	-3,005E-07	5,392987	-7,938207	-2,598009	-1,556E-06	1	10193,76291
	MODAL	Mode	6	0,060781	2,872E-07	-1,157E-07	-5,553316	9,062734	26,665585	-3,387E-07	1	10686,26107
	MODAL	Mode	7	0,060563	-0,679383	10,077391	-1,36E-08	22,995015	1,72156	4,276882	1	10763,26247
	MODAL	Mode	8	0,059913	-1,281E-07	1,192E-07	-5,988895	8,575799	-28,975822	3,599E-07	1	10998,27141
	MODAL	Mode	9	0,058933	-1,045E-06	1,196E-07	5,982776	21,167361	1,305801	-1,131E-06	1	11366,89575
	MODAL	Mode	10	0,055892	-3,966236	-1,167222	-4,976E-08	-2,533393	9,458233	43,256641	1	12637,25311
	MODAL	Mode	11	0,054274	9,09E-07	-9,597E-07	4,262475	15,080855	17,980192	1,395E-06	1	13402,04882
	MODAL	Mode	12	0,054101	1,347E-06	-1,845E-06	4,351087	-20,719659	21,051656	-9,06E-06	1	13488,19773

Record: << < 1 > >> of 12 Add Tables... Done

Figura 255 - Blocchi 1 e 5: Fattore di partecipazione modale

Inoltre, in Figura 256 è possibile trovare la massa partecipante, che indica quanta massa viene eccitata per ciascun modo di vibrare, e la massa partecipante cumulata. A differenza dei fattori di partecipazione modale, la massa partecipante non dipende da come sono scalate le forme modali, ma è una proprietà intrinseca di ciascun modo di vibrare.

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,268394	0,03178	0,52102	5,258E-20	0,03178	0,52102	5,258E-20
	MODAL	Mode	2	0,257856	0,30311	0,09497	0	0,33489	0,61599	5,445E-20
	MODAL	Mode	3	0,233689	0,34299	0,00499	0	0,67788	0,62098	5,986E-20
	MODAL	Mode	4	0,072634	0,13858	0,00015	5,136E-16	0,81646	0,62113	5,136E-16
	MODAL	Mode	5	0,062232	4,549E-16	2,033E-16	0,06547	0,81646	0,62113	0,06547
	MODAL	Mode	6	0,060781	1,857E-16	3,011E-17	0,06942	0,81646	0,62113	0,13489
	MODAL	Mode	7	0,060563	0,00104	0,2286	4,162E-19	0,8175	0,84973	0,13489
	MODAL	Mode	8	0,059913	3,692E-17	3,196E-17	0,08074	0,8175	0,84973	0,21563
	MODAL	Mode	9	0,058933	2,46E-15	3,218E-17	0,08057	0,8175	0,84973	0,2962
	MODAL	Mode	10	0,055892	0,03541	0,00307	5,575E-18	0,85291	0,8528	0,2962
	MODAL	Mode	11	0,054274	1,86E-15	2,073E-15	0,0409	0,85291	0,8528	0,3371
	MODAL	Mode	12	0,054101	4,085E-15	7,666E-15	0,04262	0,85291	0,8528	0,37971

Record: << < 1 > >> of 12 Add Tables... Done

Figura 256 - Blocchi 1 e 5: Massa partecipante

È possibile notare che per superare il 60% della massa partecipante in direzione X è necessario raggiungere il terzo modo di vibrare, mentre in direzione Y il secondo. Inoltre, in direzione X non è possibile identificare un singolo modo di vibrare fondamentale (v. modi 2 e 3), al contrario in direzione Y il modo di vibrare fondamentale è il primo. Questo è dovuto alla geometria della struttura (distribuzione delle masse e delle rigidità), la quale non presenta modi di pure traslazione.

Qui di seguito si riportano le prime tre forme modali.

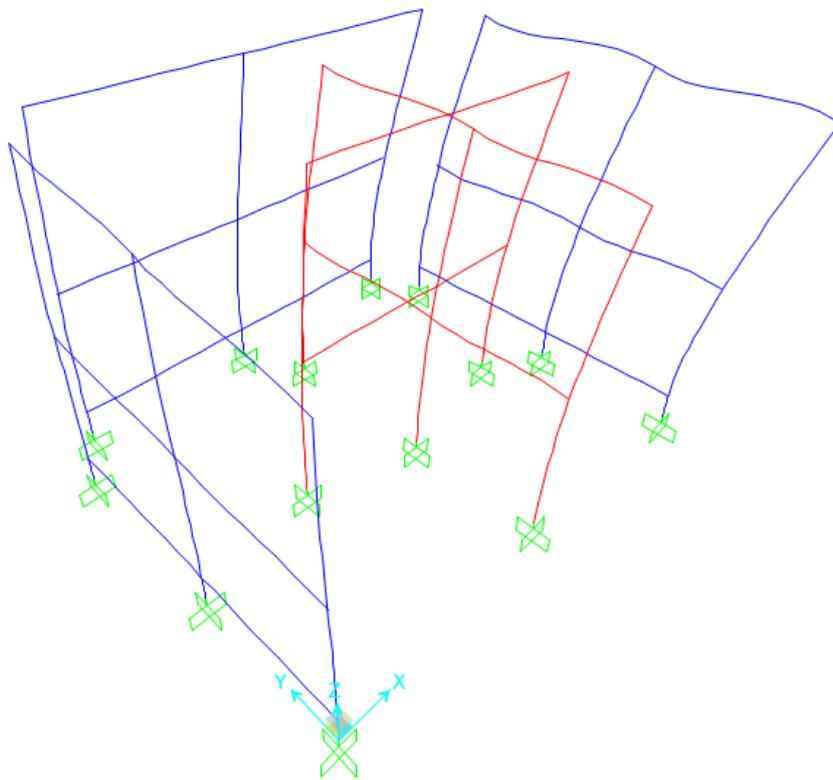


Figura 257 - Blocchi 1 e 5: 1° modo di vibrare

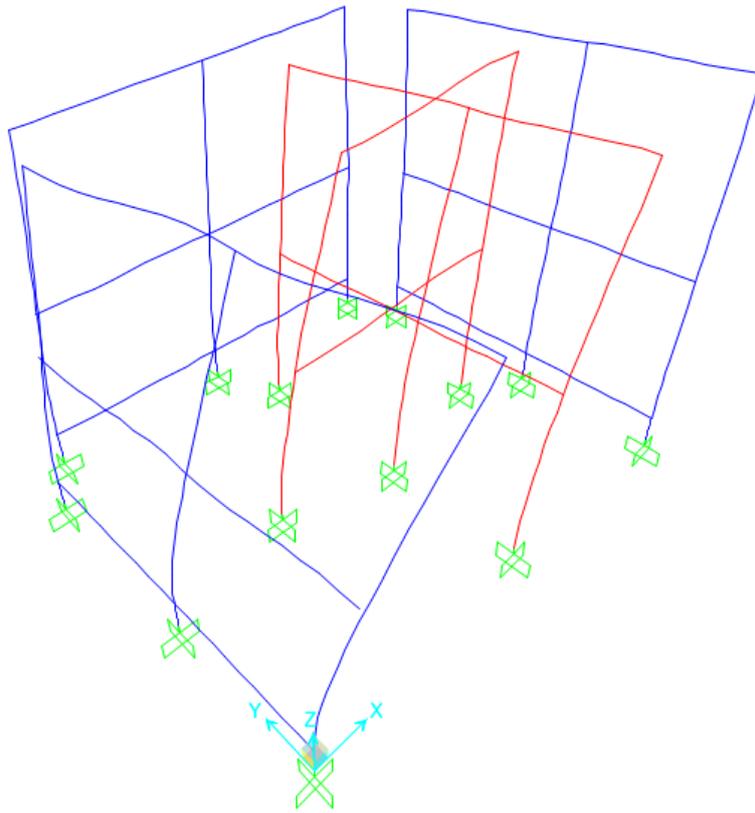


Figura 258 - Blocchi 1 e 5: 2° modo di vibrare

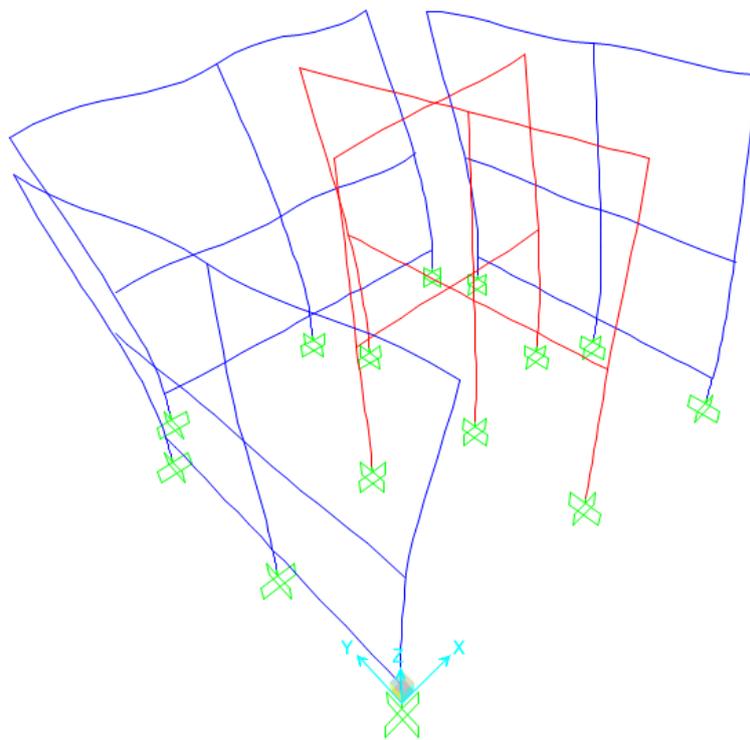


Figura 259 - Blocchi 1 e 5: 3° modo di vibrare

8.12.2 Analisi modale (Blocco 2-3-4)

Nelle seguenti figure vengono riportati i risultati dell'analisi modale per il blocco 2-3-4. Nello specifico, in Figura 260 è possibile trovare i periodi e le frequenze della struttura in corrispondenza di ogni modo di vibrare:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0,301375	3,31813033...	20,8484277...	434,656939...
	MODAL	Mode	2	0,281252	3,55552527...	22,3400241...	499,076678...
	MODAL	Mode	3	0,168244	5,94373661...	37,3455985...	1394,69373...
	MODAL	Mode	4	0,146558	6,82321611...	42,8715312...	1837,96819...
	MODAL	Mode	5	0,143318	6,97746713...	43,8407190...	1922,00864...
	MODAL	Mode	6	0,140655	7,10957523...	44,6707786...	1995,47846...
	MODAL	Mode	7	0,123853	8,07410204...	50,7310793...	2573,64241...
	MODAL	Mode	8	0,087615	11,4136015...	71,7137734...	5142,86530...
	MODAL	Mode	9	0,083938	11,9135693...	74,8551639...	5603,29556...
	MODAL	Mode	10	0,079697	12,5474747...	78,8381090...	6215,44743...
	MODAL	Mode	11	0,079258	12,6170798...	79,2754504...	6284,59704...
	MODAL	Mode	12	0,078468	12,7441170...	80,0736490...	6411,78927...
	MODAL	Mode	13	0,077604	12,8859575...	80,9648588...	6555,30837...
	MODAL	Mode	14	0,076695	13,0386938...	81,9245297...	6711,62858...
	MODAL	Mode	15	0,071942	13,9000929...	87,3368600...	7627,72712...

Figura 260 – Blocco 2-3-4: Periodi e frequenze

Per ciascun modo di vibrare è stato possibile individuare il fattore di partecipazione modale (Figura 261), che rappresenta il contributo di ciascun modo di vibrare alla risposta sismica della struttura. Tali fattori dipendono dalla deformata modale e dalla massa sismica di ciascun impalcato.

S Modal Participation Factors

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participation Factors

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX KN-m	UY KN-m	UZ KN-m	RX KN-m	RY KN-m	RZ KN-m
▶	MODAL	Mode	1	0,301375	-0,173928	-14,746217	-4,806E-07	30,905471	0,331947	738,198571
	MODAL	Mode	2	0,281252	0,226627	-27,664604	9,196E-08	60,067655	-0,092014	-380,329889
	MODAL	Mode	3	0,168244	-6,705918	0,897873	1,3E-05	-2,416923	-9,923635	-174,971051
	MODAL	Mode	4	0,146558	-0,36897	-23,652885	-1,3E-05	36,025467	-0,261859	4,513353
	MODAL	Mode	5	0,143318	-37,745822	-3,836309	-1,2E-05	5,751611	-67,128281	26,431287
	MODAL	Mode	6	0,140655	-13,270761	10,795219	4,639E-07	-15,398248	-23,585986	8,726332
	MODAL	Mode	7	0,123853	-16,304405	-0,012444	-2,885E-06	-0,045251	-13,757099	8,037858
	MODAL	Mode	8	0,087615	0,273749	17,722007	-1,391E-07	29,597435	-0,020421	-254,102798
	MODAL	Mode	9	0,083938	-0,577261	12,679107	-7,689E-06	16,582959	-0,11748	343,19964
	MODAL	Mode	10	0,079697	-3,743E-06	1,779E-06	5,474412	26,5264	133,394194	-9,815E-06
	MODAL	Mode	11	0,079258	8,259E-06	1,744E-06	5,443306	26,375748	-130,657386	-3,8E-05
	MODAL	Mode	12	0,078468	9,925E-08	-1,468E-06	-3,714689	-26,357624	-90,515037	-9,174E-06
	MODAL	Mode	13	0,077604	1,2E-05	4,34E-06	3,673511	26,065088	-88,174715	-6,2E-05
	MODAL	Mode	14	0,076695	-6,236E-06	6,527E-06	-3,855478	-6,15147	-77,210951	-7,575E-06
	MODAL	Mode	15	0,071942	-1,9E-05	-6,164E-06	-6,17788	39,874906	-128,913827	-2,5E-05

Record: << < 1 > >> of 30 Add Tables... Done

Figura 261 - Blocco 2-3-4: Fattore di partecipazione modale

Inoltre, in Figura 262Figura 256 è possibile trovare la massa partecipante, che indica quanta massa viene eccitata per ciascun modo di vibrare, e la massa partecipante cumulata. A differenza dei fattori di partecipazione modale, la massa partecipante non dipende da come sono scalate le forme modali, ma è una proprietà intrinseca di ciascun modo di vibrare.

S Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,301375	1,267E-05	0,09109	9,674E-17	1,267E-05	0,09109	9,674E-17	0,01257
	MODAL	Mode	2	0,281252	2,151E-05	0,32058	3,542E-18	3,419E-05	0,41167	1,003E-16	0,04748
	MODAL	Mode	3	0,168244	0,01884	0,00034	6,977E-14	0,01887	0,412	6,987E-14	7,687E-05
	MODAL	Mode	4	0,146558	5,703E-05	0,23435	6,697E-14	0,01893	0,64635	1,368E-13	0,01708
	MODAL	Mode	5	0,143318	0,5968	0,00616	5,545E-14	0,61572	0,65251	1,923E-13	0,00044
	MODAL	Mode	6	0,140655	0,07377	0,04881	9,013E-17	0,68949	0,70133	1,924E-13	0,00312
	MODAL	Mode	7	0,123853	0,11135	6,487E-08	3,487E-15	0,80085	0,70133	1,959E-13	2,694E-08
	MODAL	Mode	8	0,087615	3,139E-05	0,13156	8,105E-18	0,80088	0,83289	1,959E-13	0,01153
	MODAL	Mode	9	0,083938	0,00014	0,06734	2,477E-14	0,80102	0,90023	2,207E-13	0,00362
	MODAL	Mode	10	0,079697	5,869E-15	1,325E-15	0,01255	0,80102	0,90023	0,01255	0,00926
	MODAL	Mode	11	0,079258	2,857E-14	1,274E-15	0,01241	0,80102	0,90023	0,02496	0,00915
	MODAL	Mode	12	0,078468	4,126E-18	9,022E-16	0,00578	0,80102	0,90023	0,03074	0,00914
	MODAL	Mode	13	0,077604	6,459E-14	7,89E-15	0,00565	0,80102	0,90023	0,0364	0,00894
	MODAL	Mode	14	0,076695	1,629E-14	1,784E-14	0,00623	0,80102	0,90023	0,04282	0,0005
	MODAL	Mode	15	0,071942	1,582E-13	1,592E-14	0,01599	0,80102	0,90023	0,05861	0,02092

Record: << < 1 > >> of 30 Add Tables... Done

Figura 262 - Blocco 2-3-4: Massa partecipante

È possibile notare che per superare il 60% della massa partecipante in direzione X è necessario raggiungere il quinto modo di vibrare, mentre in direzione Y il quarto. Inoltre, in direzione Y non è possibile identificare un singolo modo di vibrare fondamentale (v. modi 2 e 4), al contrario in direzione X il modo di vibrare fondamentale è il quinto. Questo è dovuto alla geometria della struttura (distribuzione delle masse e delle rigidità), la quale non presenta modi di pure traslazione.

Qui di seguito si riportano tre forme modali significative.

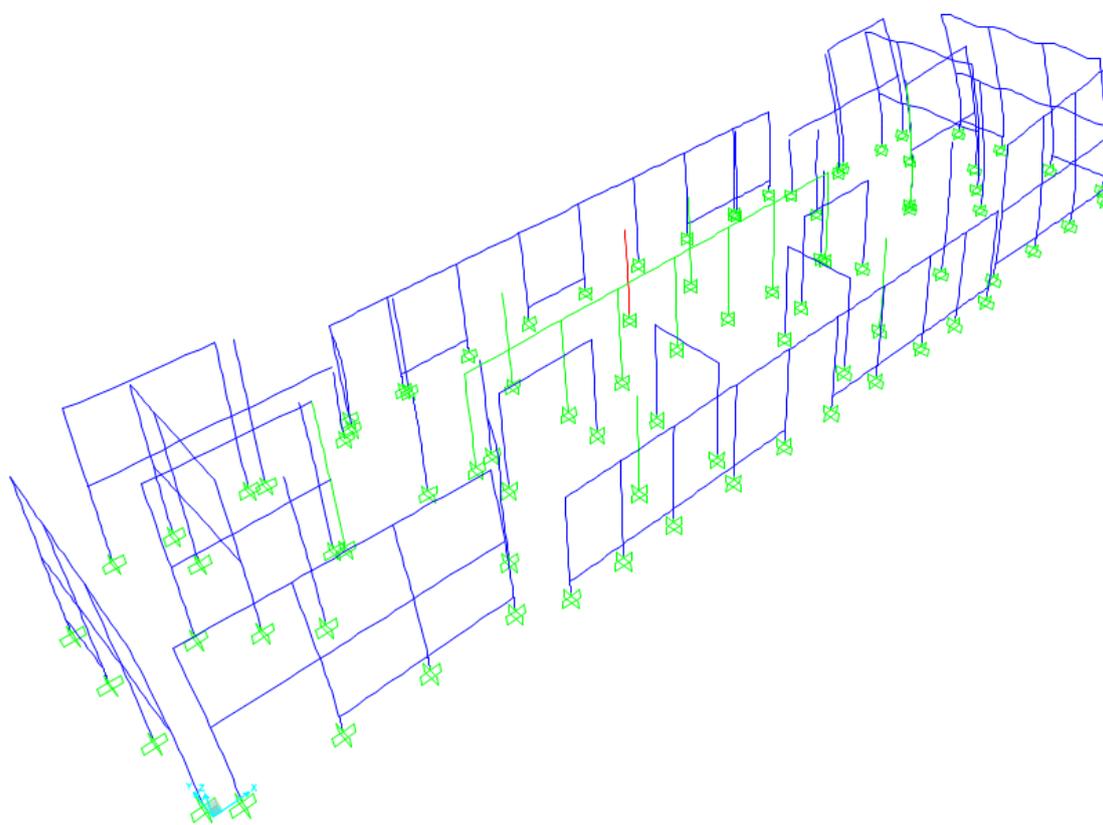


Figura 263 - Blocco 2-3-4: 2° modo di vibrare

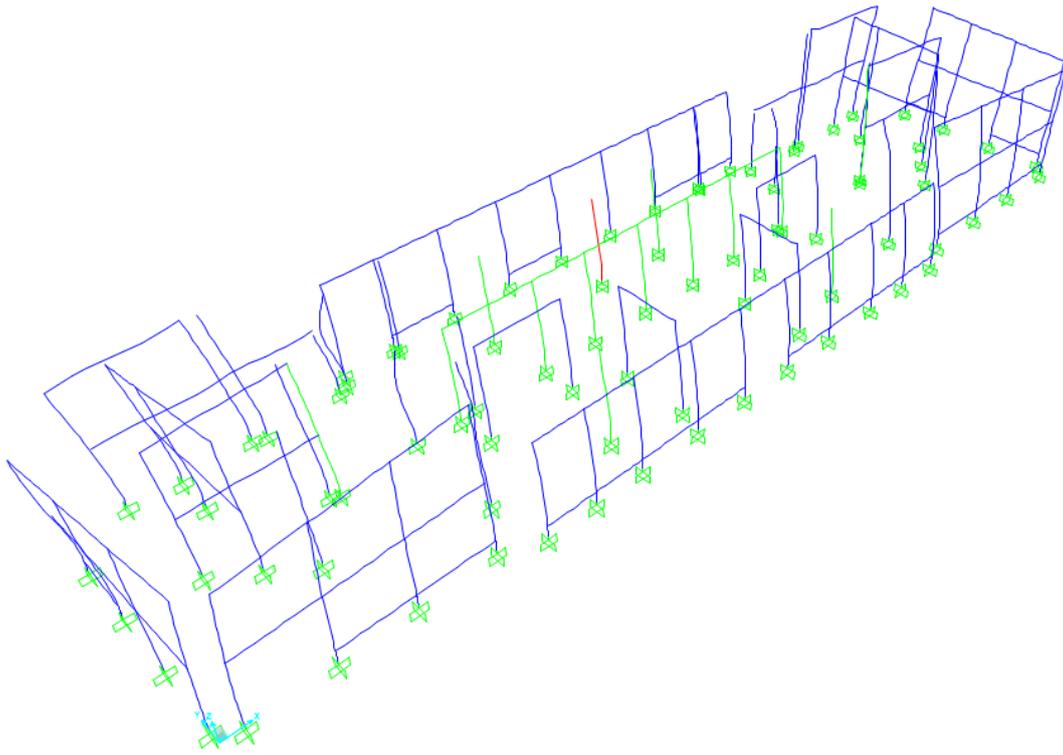


Figura 264 - Blocco 2-3-4: 4° modo di vibrare

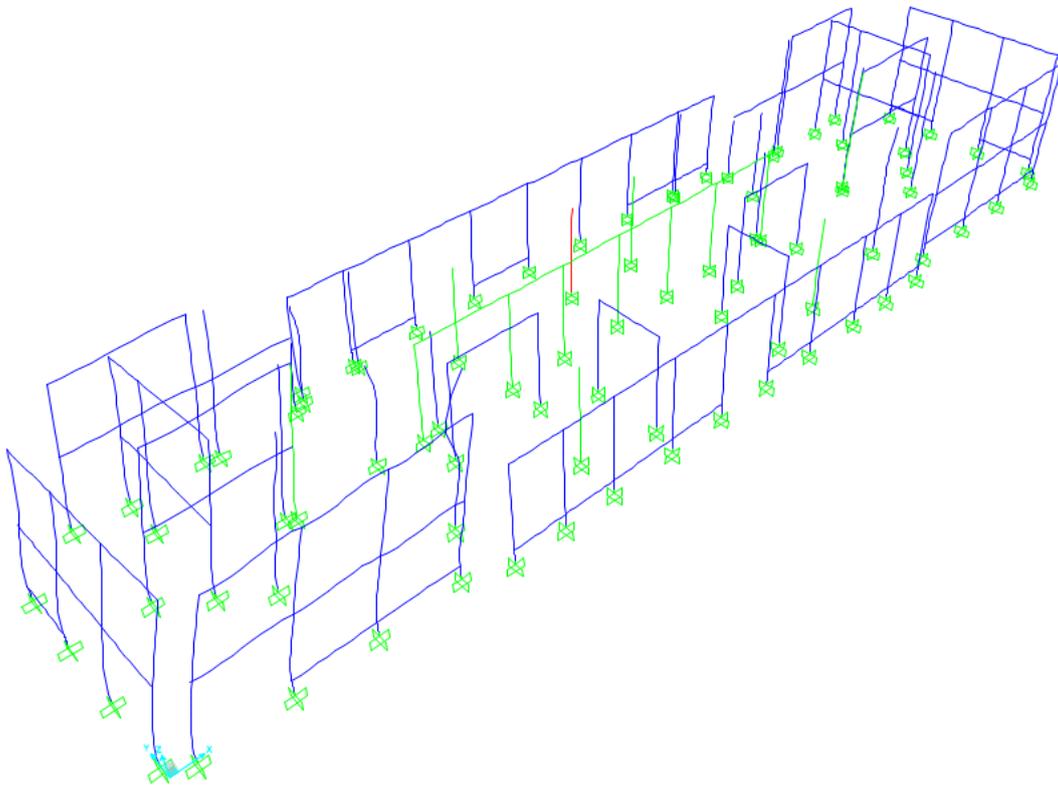


Figura 265 - Blocco 2-3-4: 5° modo di vibrare

8.12.3 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare, anche nota come analisi modale con spettro di risposta, consiste nel:

- determinare i modi di vibrare della struttura e, quindi, effettuare una analisi modale
- calcolare gli effetti dell'azione sismica rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi identificati
- combinare gli effetti

Sono stati presi in considerazione solo i modi di vibrare con massa partecipante significativa, superiore al 5%, e un numero di modi per una massa partecipante cumulata pari ad almeno l'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa (*Complete Quadratic Combination - CQC*).

Per tener conto degli effetti torsionali è stata considerata sia l'eccentricità effettiva tra centro di massa e centro di rigidità e sia l'eccentricità accidentale, pari al 5% nelle due direzioni principali.

Le combinazioni sismiche totali considerate nell'analisi sono 8:

$$E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0,3E_x$$

che combinate con le 4 condizioni di eccentricità accidentale portano il totale a 32 combinazioni.

I risultati di questa analisi, in termini di sollecitazioni sugli elementi, sono stati utilizzati per:

- la definizione dei modelli di capacità delle cerniere plastiche
- la definizione dei profili di carico del Gruppo 2 nella analisi statica non lineare

8.12.4 Analisi statica non lineare

Attraverso l'analisi statica non lineare, anche nota come analisi pushover, si mira ad ottenere la curva di capacità di una struttura, espressa in funzione del taglio alla base F_b e dello spostamento d di un punto di controllo (o anche più), in genera rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento.

Per ottenere una curva di capacità vengono applicati i carichi verticali e una distribuzione di forze orizzontali applicate nel centro di massa di ogni piano, che viene fatta incrementare monotonamente fino al collasso o al raggiungimento dello spostamento target.

Il sistema di forze che porta a collasso la struttura deve simulare nel modo più realistico possibile gli effetti d'inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale. Tali effetti dipendono dalla risposta della struttura e quindi, le forze applicate dovrebbero variare durante le analisi (pushover adattiva). A tal proposito, devo essere scelti almeno due distribuzioni delle forze d'inerzia (Figura 266), una appartenente alle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra alle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

Nel caso studio, tenuto conto che il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa inferiore al 60%, è stato possibile scegliere le distribuzioni seguenti:

- Gruppo 1: 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%
- Gruppo 2: distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione e, quindi proporzionale alle masse di piano

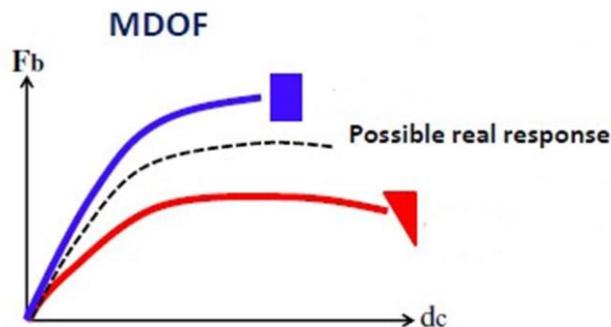


Figura 266 – Analisi statica non lineare: distribuzioni delle forze di inerzia

Considerate le due distribuzioni delle forze di inerzia, queste sono state applicate nelle due direzioni principali, sia con segno positivo che negativo, per un totale di 8 analisi pushover:

- Pushover_Gruppo 1_X+
- Pushover_Gruppo 1_X-
- Pushover_Gruppo 1_Y+
- Pushover_Gruppo 1_Y-
- Pushover_Gruppo 2_X+
- Pushover_Gruppo 2_X-
- Pushover_Gruppo 2_Y+
- Pushover_Gruppo 2_Y-

A seguito delle analisi, SAP2000 restituisce le curve di capacità del sistema MDOF (Figura 267) e la rappresentazione delle cerniere plastiche (Figura 268).

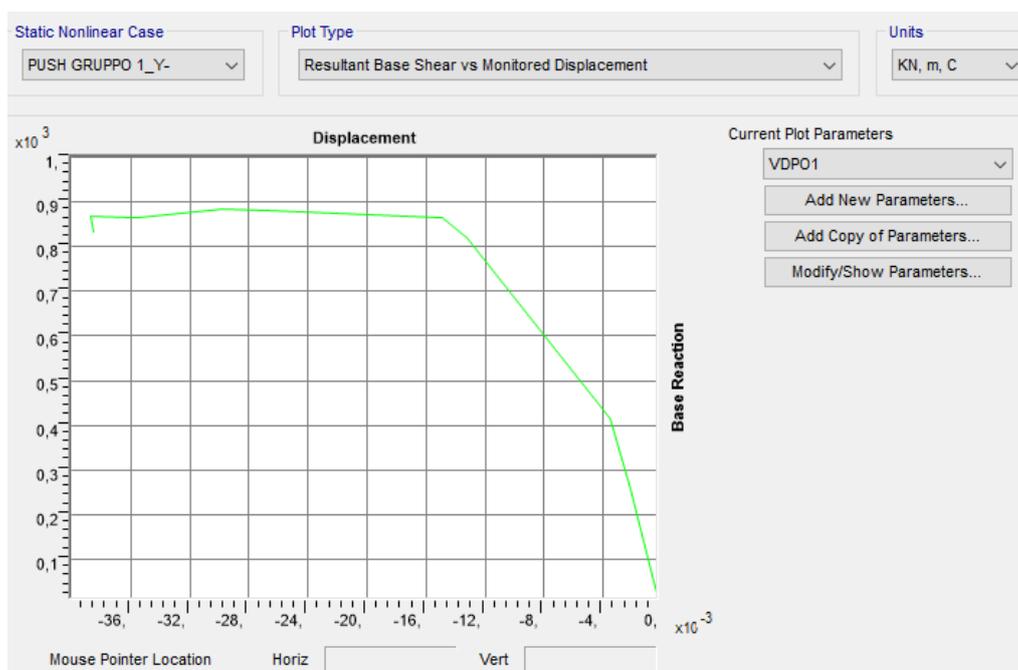


Figura 267 - SAP2000: pushover sistema MDOF

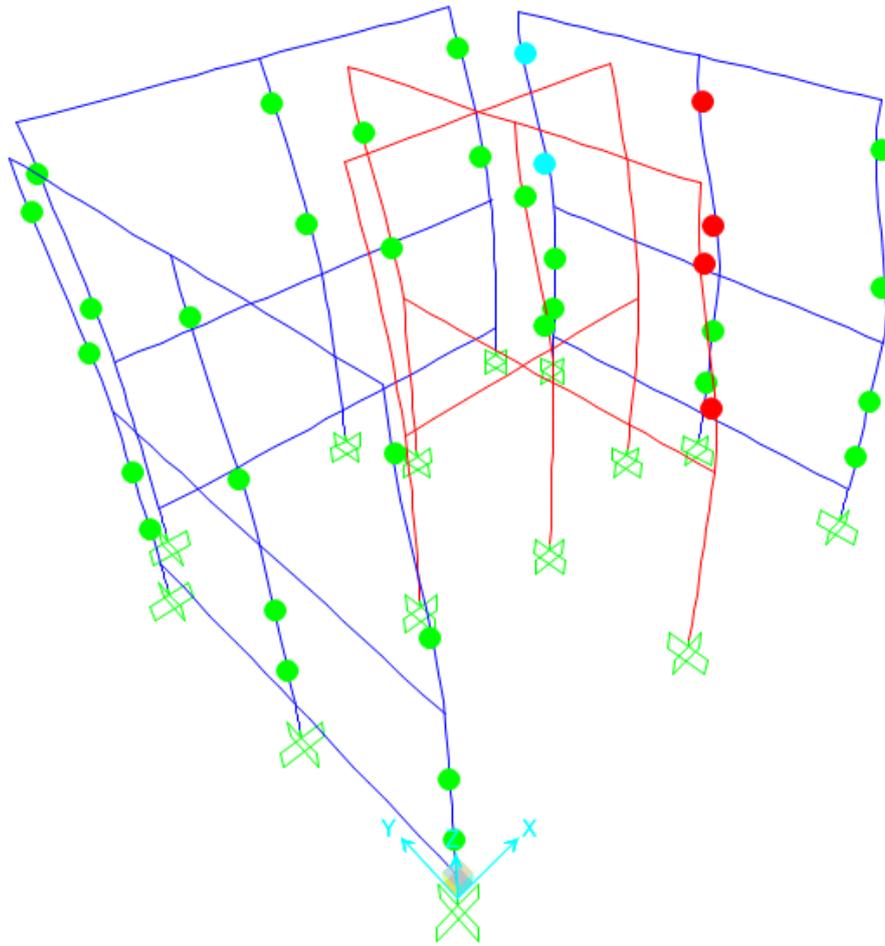


Figura 268 - Blocchi 1 e 5: formazione cerniere plastiche

Lo step successivo è stato quello di ridurre il sistema MDOF a un sistema SDOF equivalente (Figura 269).

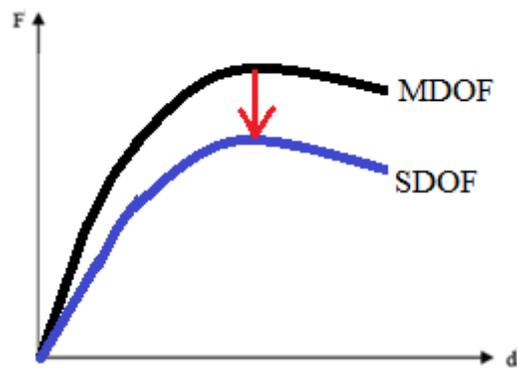


Figura 269 - Pushover: riduzione del sistema MDOF a un sistema SDOF equivalente

Per farlo, è necessario prima definire il fattore di partecipazione modale Γ riferito al vettore Φ , cioè alla specifica funzione di forma della distribuzione orizzontale dell'azione sismica nella direzione considerata:

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{i\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}$$

Dopodiché, è stato possibile definire le curve di capacità del sistema SDOF equivalente (Figura 270-Figura 271), scalando la curva MDOF per il fattore Γ :

$$F_b^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma}$$

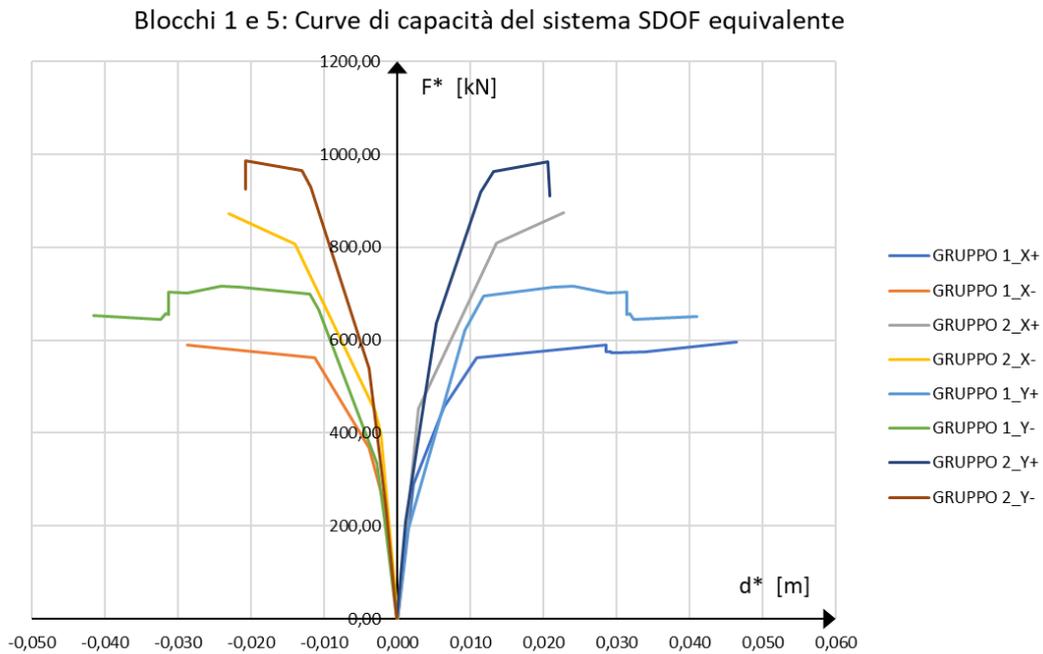
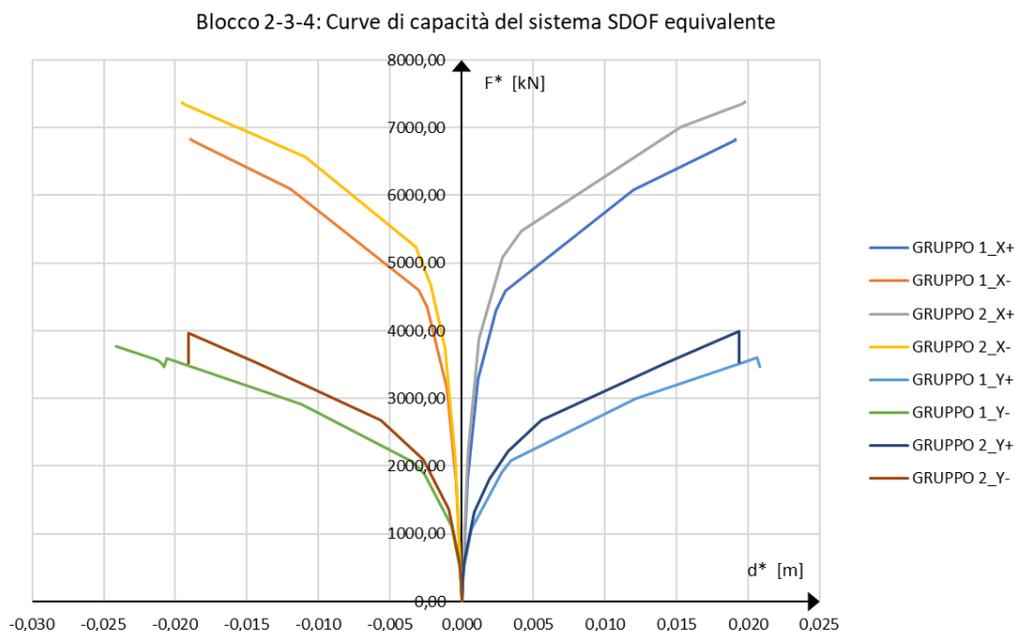


Figura 270 - Blocchi 1 e 5: curve di capacità del sistema SDOF equivalente



Successivamente, si è calcolato il sistema bilineare equivalente secondo il Metodo N2 (Metodo A, NTC2018, Figura 272) sfruttando il principio di uguaglianza delle aree sottese. Tra tutte le curve quella che rappresenta l'effettiva capacità del sistema strutturale è quella con il taglio ultimo più basso (Figura 273-Figura 274).

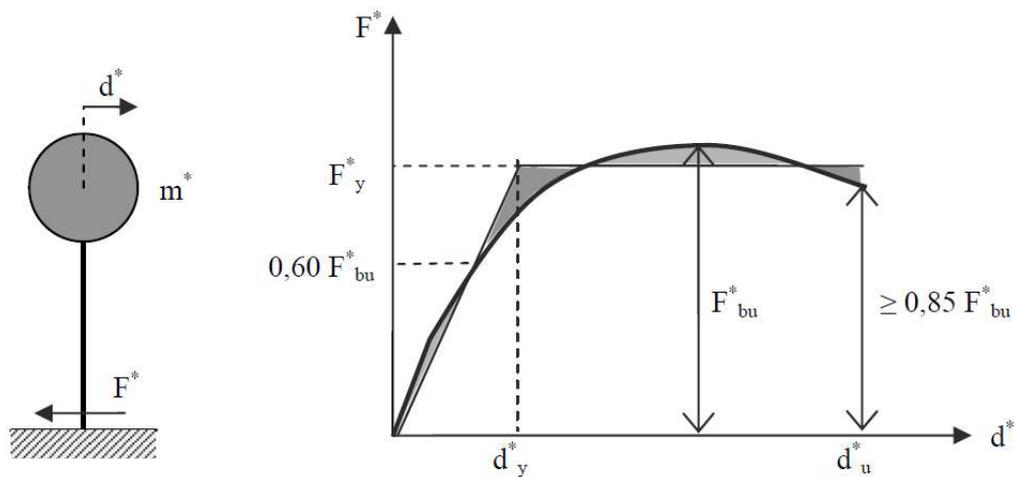


Diagramma bilineare equivalente - Gruppo 1_X-

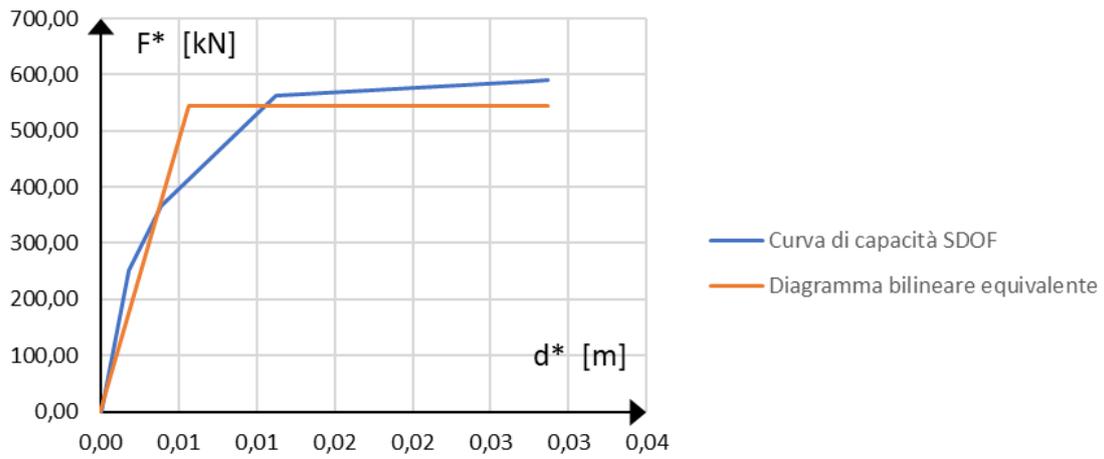


Figura 273 - Blocchi 1 e 5: Curva bilineare equivalente

Diagramma bilineare equivalente - Gruppo 1_Y+

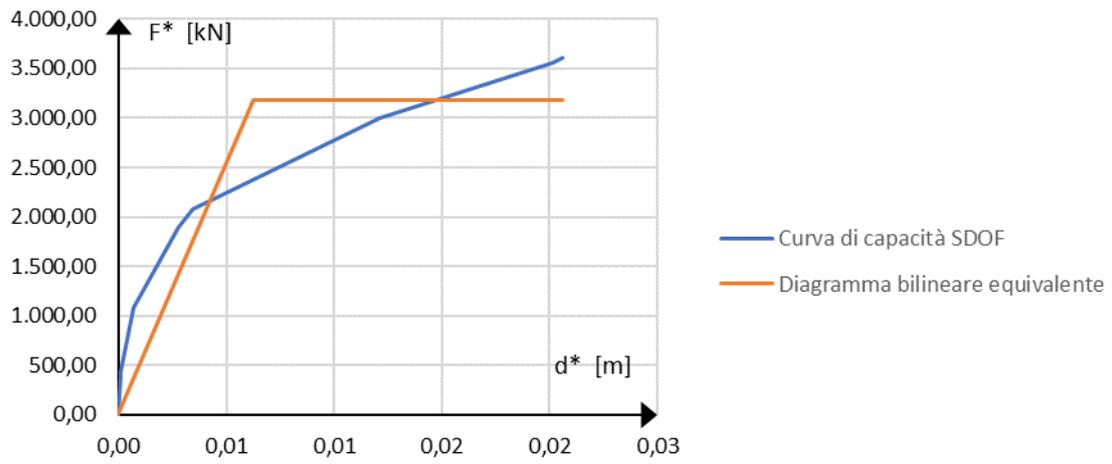


Figura 274 - Blocco 2-3-4: Curva bilineare equivalente

8.13 Valutazione dell'indice di vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità sismica ζ_E è definito come il rapporto tra l'azione sismica massima supportabile 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.). In accordo con le NTC2018, il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è l'accelerazione al suolo a_g .

Di conseguenza si ha:

$$\zeta_E = \frac{PGA_C(SLV)}{PGA_D(SLV)}$$

dove:

- $PGA_C(SLV)$, che rappresenta la capacità, si ricava come il taglio ultimo della curva di capacità bilineare equivalente diviso per la massa del sistema SDOF equivalente
- $PGA_D(SLV)$, che rappresenta la domanda, è la *Peak Ground Acceleration* (accelerazione massima del sito) di progetto

Qui di seguito vengono riportati gli indici di vulnerabilità sismica dei blocchi 1 e 5 e del blocco 2-3-4:

PGA_D	0,1814
PGA_C	0,1918
$\zeta_{E,G1_X-}$	1,06

Figura 275 – Indice di vulnerabilità sismica dei blocchi 1 e 5

PGA_D	0,1814
PGA_C	0,2172
$\zeta_{E,G1_Y+}$	1,20

Figura 276 - Indice di vulnerabilità sismica del blocco 2-3-4

In entrambi i casi l'indice è superiore all'unità, perciò la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio ha fornito esito positivo. La struttura rispetta i requisiti di sicurezza, previsti dalla normativa tecnica vigente in Italia, nei confronti delle azioni sismiche.

9 CONCLUSIONI

La valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture in muratura rappresenta un problema complesso a cui l'ingegnere strutturista deve far fronte. La difficoltà è dovuta alle incertezze legate alle caratteristiche meccaniche dei materiali, all'aleatorietà delle azioni, alla scelta di una tecnica di modellazione che riesca a rappresentare con sufficiente accuratezza il comportamento reale di una struttura, e così via. Questi aspetti devono essere adeguatamente considerati nel processo di analisi e l'unico modo per farlo è raggiungere un adeguato livello di conoscenza della struttura.

Da qui è nato il presente lavoro di tesi che ha come obiettivo finale quello di valutare la vulnerabilità sismica della ex stazione ferroviaria di Livorno "Porto Vecchio".

Attraverso le fasi di analisi storico-critica, rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali, a seguito di una adeguata campagna di indagini e prove sperimentali, è stato possibile raggiungere un livello di conoscenza LC2.

Un aspetto centrale del presente lavoro di tesi è rivestito dalle prove di identificazione dinamica. L'edificio è stato sottoposto a prove di vibrazione ambientale al fine di determinarne le caratteristiche modali, quali frequenze naturali e modi di vibrare. Sfortunatamente, il forte disturbo nei dintorni dell'area portuale e la scarsa qualità del suolo hanno reso difficile l'individuazione di questi parametri. Nonostante siano state applicate specifiche tecniche di teoria dei segnali atte a rimuovere le interferenze, è emerso che l'interazione con il terreno permette un potenziale movimento rigido dell'edificio. Per questo motivo, i sensori posizionati sulla struttura hanno manifestato le stesse frequenze di quello installato sul suolo. È importante rimarcare che, sebbene un sensore di terra non sia necessario per l'identificazione dinamica di tipo output-only, sarebbe stato difficile identificare questo fenomeno senza il suo supporto. In aggiunta, a causa della mancanza di indagini geotecniche svolte in prossimità dell'edificio, è stato impossibile determinare le caratteristiche meccaniche e modali del suolo. Alla luce di quanto scoperto, non è stato possibile identificare i parametri modali della struttura.

Di conseguenza, non ci si è potuti avvalere degli esiti del monitoraggio strutturale dinamico per la calibrazione del modello, il quale è stato costruito sulla base delle indagini e delle prove svolte. Nello specifico, è stato impiegato un approccio a telaio equivalente

per la modellazione non lineare dell'edificio in muratura, il quale ha incluso la progettazione di specifiche cerniere plastiche. Infine, sono state eseguite una analisi modale con spettro di risposta e una analisi statica non lineare per determinare la capacità della struttura e quindi l'indice di vulnerabilità sismica (SVI). Essendo quest'ultimo superiore all'unità, si può affermare che la struttura rispetta i requisiti di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

Il presente lavoro di tesi si presta ad essere un punto di partenza per ulteriori approfondimenti quali l'utilizzo di tecniche di identificazione dinamica differenti, la creazione di modelli strutturali più complessi che tengano conto dell'interazione terreno-struttura, lo svolgimento di analisi aggiuntive, quali analisi pushover multimodale e analisi dinamica non lineare.

Spero di avere, nel proseguo della mia carriera accademica e lavorativa, la possibilità approfondire questi e altri argomenti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] R. Tarantini, *Aspetti realizzativi e costruttivi di sistemi voltati in muratura*, Politecnico di Bari, 2018
- [2] M. Mezzina (a cura di), *Fondamenti di tecnica delle costruzioni*, Città Studi Edizioni, Novara, 2013
- [3] M. Sangirardi (Seminario), *Le costruzioni in muratura*, Tecnica delle costruzioni (F. Porco), Politecnico di Bari, 2017
- [4] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Edizioni Kappa, Roma, 1998
- [5] C. Modaffari, *Cultura dei materiali e cultura materiale: la storia dei materiali da costruzione*, Università degli studi Mediterranea, 2011
- [6] E. Sacco, *Costruzioni in muratura*, Università di Cassino, 2017
- [7] J.B. Rondelet, *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*, Parigi, 1817
- [8] L.B. Alberti, *De re aedificatoria*, Roma, 1485
- [9] F. Micelli, *Conservazione e recupero strutturale*, Università del Salento, 2017
- [10] P. Odifreddi, *Il matematico impertinente*, Longanesi, 2005
- [11] D. Donghi, *Manuale dell'architetto*, UTET, 1925
- [12] S. Di Pasquale, *Statica dei solidi murari - Teoria ed esperienze*, Università di Firenze, 1986
- [13] G. Curioni, *L'arte di fabbricare. Corso completo di istituzioni teorico-pratiche per gli ingegneri, per gli architetti, per periti in costruzione e per periti muratori*, Torino, 1870
- [14] A. Borri, A. De Maria, *IQM (Indice di qualità muraria): Definizione e linee guida per la compilazione della scheda*, 2001
- [15] A. Borri, A. De Maria, *Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche*, ReLUIS, 2015
- [16] A. Calcaterra, *Una metodologia per la caratterizzazione dei parametri meccanici di murature esistenti: micromodellazione e modelli di danno. Caso studio: Civita di Bagnoregio*, Tecnica delle costruzioni, Università degli studi di Padova, 2013

- [17] A. Jurcovich, *Comportamento meccanico della muratura. Edifici esistenti: metodologie e tecniche di consolidamento*, Tecnica delle costruzioni, Università di Bologna, 2011
- [18] M. Mazzaro, *Valutazione sperimentale dell'efficacia di interventi di rinforzo su murature con materiali compositi mediante prove in situ*, Problemi strutturali dei monumenti e dell'edilizia storica, Università di Padova, 2014
- [19] H. Merepeza, *Influenza della variabilità delle caratteristiche meccaniche delle murature nelle analisi di vulnerabilità sismica territoriali in ambito pugliese*, Costruzioni in zona sismica, Politecnico di Bari, 2018
- [20] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, G.U. Serie Generale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Supplemento Ordinario n. 8
- [21] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008*, Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- [22] R. Antonucci, *Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria, Analisi e interventi sul "costruito storico"*, Maggioli Editore, Rimini, 2009
- [23] D. Sabia, *Ingegneria Sismica*, Politecnico di Torino, 2020
- [24] A. Quattrone, *Dynamic testing and system identification*, Ingegneria Sismica, Politecnico di Torino, 2020
- [25] F. Di Trapani, *Safety Assessment and Retrofitting of Existing Structures and Infrastructures*, Politecnico di torino, 2021
- [26] A. Monaco, *Masonry, Safety Assessment and Retrofitting of Existing Structures and Infrastructures*, Politecnico di torino, 2021
- [27] G. P. Cimellaro, *Costruzioni esistenti in zona sismica*, Politecnico di Torino, 2022
- [28] S. Marasco, *Muratura*, Costruzioni esistenti in zona sismica, Politecnico di Torino, 2022
- [29] L. Pelà, P. Roca, *Inspection, analysis and restoration of historical constructions*, Universitat Politècnica de Catalunya, 2021
- [30] M. Rovesti, *Seismic vulnerability of historical and monumental buildings: Modena Cathedral*, Politecnico di Torino, 2020

- [31] R. Parenti, *Una proposta di classificazione tipologica delle murature postclassiche*, Atti del Convegno "Conoscenze e sviluppi teorici per la conservazione di sistemi tradizionali in muratura", Bressanone, 1987
- [32] S. Bufarini, V. D'Aria, D. Squillacioti, *Meccanica delle murature, Dalla definizione della qualità muraria alle indagini sperimentali mediante la tecnica dei martinetti piatti*, Roma, EPCeditore, 2012
- [33] G. Margani, *Costruzione e recupero dell'opera muraria "regole dell'arte" e interventi di consolidamento*, Enna, IL LUNARIO, 2009
- [34] D. Abrams, S. McNary, *Mechanics of masonry in compression, vol. Journal of structural engineering*, ASCE, 1985
- [35] P. Lourenco, *Computational Strategy for Masonry Structures*, Netherlands, Delft University Press, 1996
- [36] P. Roca, M. Cervera, G. Gariup, L. Pelà, *Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches*, Arch Computat Methods Eng 17, 299–325, 2010
- [37] J. Heyman, *The stone skeleton: structural engineering of masonry architecture*, University of California, 1966
- [38] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura*, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 2001
- [39] P.B. Lourenço, *Computational strategies for masonry structures*, Delft University Press, Netherlands, 1996
- [40] P.B. Lourenço, *Computations of historical masonry constructions*, Progress in Structural Engineering and Materials, 2002
- [41] L. Pelà, *Continuum Damage Model for Nonlinear Analysis of Masonry Structures*, Technical University of Catalonia, University of Ferrara, 2009
- [42] L. Truong-Hong, D.F. Laefer, *Micro vs. macro models for predicting building damage underground movements*, Conference: International Conference on Computational Solid Mechanics, Ho Chi Minh City, Vietnam, 2008
- [43] G. Milani, *Semplici modelli di omogeneizzazione per l'analisi di strutture in muratura caricate nel e fuori dal piano*, Genova, 2013

- [44] B.A. Izzuddin, L. Marcorini, *Multiscale modelling of masonry structures under extreme loading*, London, 2011
- [45] A. Borri, A. De Maria, *Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019*, XVIII convegno ANIDIS: L'ingegneria sismica in Italia, Ascoli Piceno, 2019
- [46] D. Marastoni, L. Pelà, A. Benedetti, P. Roca, *Combining Brazilian tests on masonry cores and double punch tests for the mechanical characterization of historical mortars*, 2016
- [47] P.B. Lourenço, J.A.O Barros, J.T. Oliveira, *Shear testing of stack bonded masonry*, Construction and Building Materials, 2004
- [48] A. Di Iorio, *Seismic vulnerability of building aggregates: Study and analysis of interactions with adjacent buildings*, Politecnico di Torino, 2021
- [49] M. V. Pietropinto, *Identificazione dinamica strutturale e valutazione dell'indice di vulnerabilità sismica di un edificio in cemento armato: la scuola "P. Mascagni" di Melzo (MI)*, Politecnico di Torino, 2019
- [50] F. Bolognesi, *L'identificazione dinamica delle strutture*, ISAAC antisismica, 2022
- [51] A. Pierdicca, F. Mattiauda, A. Miceli, R. Zinno, *Conoscenza delle strutture civili mediante tecniche di identificazione dinamica: vibrazioni forzate mediante vibrodina e misura della risposta strutturale alle azioni ambientali*, Atti del Congresso Nazionale dell'Associazione MASTER (Materials and Structures, Testing and Research), 2019
- [52] M. C. Lunardi, *Caratterizzazione dinamica finalizzata alla diagnosi di un ponte storico in cemento armato*, Politecnico di Torino, 2021
- [53] S. K. Worden, C. R. Farrar, G. Manson, G. Park, *The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring*, Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences Issue, 2007
- [54] R. Brincker, L. Zhang, P. Andersen, *Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition*, Smart materials and structures, 2001
- [55] G. Wenceslao, F. Lorenzo, D. Mercerat, M.P.Santisi d'Avila, E. Bertrand, A. Deschamps, *Operational modal analysis of a high rise RC building and modelling*, IOMAC, 2015

- [56] Q. B. Bui, S. Hans, C. Boutin, *Dynamic behaviour of an asymmetric building: Experimental and numerical studies*, Elsevier, 2014
- [57] L. Pasticier, C. Amadio, M. Fragiaco, *Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code*, Earthquake engineering and structural dynamics, 2007
- [58] R. M. & Matthews Ross, *In-service structural monitoring—a state of the art review*, Struct. Eng. 73, pp. 23-31, 1995
- [59] A. Mita, *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*, in In Proc. 2nd Int. workshop on structural health, Stanford University, 1999
- [60] C. R. Farrar, *New Trends in Vibration-Based Structural Health Monitoring: A Statistical Pattern Recognition Paradigm for SHM*, 2006
- [61] C. R. Farrar, S. W. Doebling, D. A. Nix, *Vibration-Based Structural Damage Identification*, Royal Society, 2001
- [62] M. Carnevale, *Strategie di ottimizzazione applicate alla scelta del modello ad elementi finiti di un edificio esistente in muratura*, Politecnico di Torino, 2018
- [63] A. Rytter, *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*, 1993
- [64] E. Bello, F. Casarin, *Structural Monitoring, in Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions*, 2010
- [65] M. Spaterna, *Studio del fenomeno deformativo di un edificio scolastico*, Politecnico di Torino, 2019
- [66] R. Munro, *Jacking Test*, Encyclopedia of Earth Sciences Series, 2018
- [67] F. Ferretti, S. Jafari, R. Esposito, J. G. Rots, C. Mazzotti, *Critical analysis on the use of the shove test for investigating the shear-sliding behavior of brick masonry*, Engineering Structures, 2022
- [68] J. Rodrigues, P. R. Brincker, *Application of the random decrement technique in operational modal analysis*, 2005
- [69] P. Fajfar, *A nonlinear analysis method for performance based seismic design. Earthquake Spectra*, 2000
- [70] G. P. Cimellaro, S. Piantà, A. De Stefano, *Output-only modal identification of ancient L'Aquila city hall and civic tower*, Journal of structural engineering, 2012

- [71] M. Domaneschi, G.P. Cimellaro, G. Scutiero, *A simplified method to assess generation of seismic debris for masonry structures*, Engineering Structures, 2019
- [72] M. Domaneschi, A.Z. Noori, M.V. Pietropinto, *Seismic vulnerability assessment of existing school buildings*, Computers & Structures, 2021
- [73] S. Marasco, A.Z. Noori, M. Domaneschi, G.P. Cimellaro, *Seismic vulnerability assessment indices for buildings: Proposals, comparisons and methodologies at collapse limit states*, International Journal of Disaster Risk Reduction, 2021
- [74] S. Ruggieri, C. Tosto, G. Rosati, G. Uva, G.A. Ferro, *Seismic vulnerability analysis of Masonry Churches in Piemonte after 2003 Valle Scrivia earthquake: Post-event screening and situation 17 years later*, International Journal of Architectural Heritage, 2022
- [75] L. Cavaleri, M.F. Ferrotto, F. Di Trapani, A. Vicentini, *Vibration tests and structural identification of the Bell Tower of Palermo Cathedral*, The Open Construction & Building Technology Journal, 2019
- [76] D. Colapietro, A. Fiore, A. Netti, F. Fatiguso, G.C. Marano, *Dynamic identification and evaluation of the seismic safety of a masonry bell tower in the south of Italy*, Proceedings in the 4th ECCOMAS thematic conference, 2013
- [77] D. Colapietro, A. Fiore, M.D. Fino, A. Netti, F. Fatiguso, *Assessment of the seismic vulnerability of a masonry bell tower by non-destructive experimental techniques*, Seismic assessment, behavior and retrofit of heritage, 2015
- [78] M. Mezzina, G. Uva, R. Greco, F. Porco, G. Marano, *Analisi di vulnerabilità sismica dell'edilizia*, Wondermasonry 2006

ALLEGATI

Tutti i seguenti allegati sono stati caricati sul portale del Politecnico di Torino in un unico file formato zip:

ALLEGATO 1 – Documentazione esistente disponibile

ALLEGATO 2 – Report fotografico della campagna di indagini

ALLEGATO 3 - Report fotografico delle prove non distruttive

ALLEGATO 4 - Report fotografico delle prove semi-distruttive

ALLEGATO 5 - Configurazioni degli accelerometri

ALLEGATO 6 - Risultati della identificazione dinamica

RINGRAZIAMENTI

"Il vostro tempo è limitato, perciò non sprecatelo vivendo la vita di qualcun'altro. Non rimanete intrappolati nei dogmi, che vi porteranno a vivere secondo il pensiero di altre persone. Non lasciate che il rumore delle opinioni altrui zittisca la vostra voce interiore. E, ancora più importante, abbiate il coraggio di seguire il vostro cuore e la vostra intuizione: loro vi guideranno in qualche modo nel conoscere cosa veramente vorrete diventare.

Tutto il resto è secondario."

Steve Jobs

Dopo lunghi e intensi mesi di lavoro, questa tesi è ultimata e il giorno della mia laurea magistrale è ormai prossimo. È stato un periodo di profondo apprendimento, durante il quale ho avuto la possibilità di ampliare le mie conoscenze in merito ad una tematica stimolante e quanto mai attuale.

Non mi resta che buttare giù qualche riga per ringraziare tutti coloro che, direttamente o implicitamente, mi hanno sostenuto durante il mio percorso di studi e hanno contribuito alla redazione di questo elaborato.

In primo luogo, vorrei ringraziare il mio relatore, il Prof. Gian Paolo Cimellaro, e i miei correlatori, il Prof. Marco Domaneschi, l'Ing. Enrico Pribaz e l'Ing. Gianluca Rupolo, per avermi dato la possibilità di sviluppare una tematica appassionante e a me molto cara, per la disponibilità e per tutti gli insegnamenti ricevuti. Ne farò tesoro.

Ringrazio l'Ing. Andrea Manzone per avermi permesso di svolgere uno splendido e istruttivo tirocinio curricolare.

È doveroso ringraziare i futuri colleghi Jacopo, Sebastiano, Alessandro e Amir, che in questi mesi mi hanno costantemente affiancato e supportato.

Un altro ringraziamento va a tutti i miei amici e colleghi del Polito e della UPC. È stato stupendo conoscervi e affrontare questo percorso insieme a voi.

Un immenso ringraziamento va alla mia famiglia che, con il suo infinito e instancabile sostegno, mi ha permesso di portare a termine questo percorso di studi, contribuendo alla costruzione del mio futuro. Vi voglio bene.

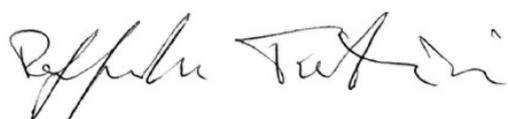
Un grazie dal profondo del mio cuore va alla mia compagna di vita Elisa, che con il suo infinito amore, la sua immensa pazienza, la sua contagiosa allegria e le sue parole cariche di energia, è riuscita in ogni momento universitario, e non solo, a spronarmi ad andare avanti, dimostrandosi orgogliosa dei miei traguardi. Grazie, questa laurea è anche tua!

Ringrazio, inoltre, tutti i miei amici che, nonostante la distanza, hanno rallegrato le mie giornate.

Infine, ringrazio la persona che ha reso possibile tutto questo...me stesso.

Un sentito grazie a tutti!

19/07/2022

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Raffaele Tufano'. The signature is written in a cursive, flowing style.

Ad maiora!