



POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Relatore

Prof. Ing. Giuseppe Andrea Ferro

Candidata

Chiara Ligabue

Correlatori

Ing. Luciana Restuccia

Anno Accademico 2020 - 2021

*Ai miei genitori,
i quali, donandomi le ali, mi hanno permesso di imparare a volare.*

*A mia sorella,
forza motrice che mi ha spinto a puntare sempre più in alto.*

INDICE

INDICE DELLE FIGURE	3
INDICE DELLE TABELLE	13
INDICE DELLE ABBREVIAZIONI	17
SINTESI.....	19
ABSTRACT	21
INTRODUZIONE	23
CAPITOLO 1: GLI EDIFICI STRATEGICI.....	27
1.1 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA ANTISISMICA ITALIANA.....	27
1.2 DEFINIZIONE DI “EDIFICIO STRATEGICO”	35
1.2.1 LA PROGETTAZIONE ANTISISMICA DEGLI EDIFICI STRATEGICI SECONDO LA NTC-2018.....	38
1.2.2 GLI EDIFICI STRATEGICI ESISTENTI: INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO OD ADEGUAMENTO SECONDO LA NTC-2018	59
CAPITOLO 2: GLI ESOSCHELETRI STRUTTURALI	67
2.1 DEFINIZIONE.....	68
2.2 TIPOLOGIE	73
2.3 MODELLO STRUTTURALE	78
2.3.1 ANALISI DINAMICA	78
2.3.1.1 COLLEGAMENTO STRUTTURA-ESOSCHELETRO: MODELLI REOLOGICI.....	84
2.3.1.1.1 COLLEGAMENTO VISCO-ELASTICO.....	94
2.4 VANTAGGI E PRESTAZIONI	97
CAPITOLO 3: CASO STUDIO “PIASTRA POLIFUNZIONALE” DELL’OSPEDALE POLICLINICO AGOSTINO GEMELLI DI ROMA.....	101
3.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL’EDIFICIO ESISTENTE OGGETTO DI STUDIO ...	102
3.1.1 EDIFICIO A.....	106
3.1.2 EDIFICIO B	107
3.1.3 EDIFICIO C	108
3.1.4 EDIFICIO D.....	109
3.2 ANALISI STRUTTURALI DELL’EDIFICIO ESISTENTE	110
3.2.1 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA STRUTTURA SECONDO LA NTC-2008.....	111
3.2.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	116
3.2.3 ANALISI D’IDONEITA’ STATICA DELLA STRUTTURA	120
3.2.4 ANALISI DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA.....	123
3.3 CONCLUSIONI	152

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

CAPITOLO 4: ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ESOSCHELETRO STRUTTURALE	155
4.1 PREROGATIVE STRUTTURALI	156
4.2 PROGETTO DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO	157
4.2.1 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE IN CALCESTRUZZO ARMATO	158
4.2.2 MODELLAZIONE DELL'ESOSCHELETRO STRUTTURALE	167
4.2.2.1 DETERMINAZIONE DELLA SEZIONE DEI CONTROVENTI	172
4.2.2.1 OTTIMIZZAZIONE DELLA SEZIONE DEI CONTROVENTI	202
CAPITOLO 5: CONFIGURAZIONE FINALE DELL'ESOSCHELETRO STRUTTURALE RELATIVO AL CASO STUDIO "PIASTRA POLIFUNZIONALE"	209
CAPITOLO 6: CONCLUSIONI E COMMENTI	235
ALLEGATI	237
ALLEGATO 1	237
ALLEGATO 2	251
BIBLIOGRAFIA	265
SITOGRAFIA	266
PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO	268
RINGRAZIAMENTI	271

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1 - SCALA MCS.....	27
FIGURA 2 – ZONAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO ITALIANO: A SINISTRA ZONAZIONE IN VIGORE DAL 1984 ED A DESTRA ZONAZIONE IN VIGORE DAL 2003.	30
FIGURA 3 - CLASSIFICAZIONE SISMICA IN ITALIA.....	33
FIGURA 4 - ESEMPIO DI LAYOUT DI OSPEDALE ESISTENTE.....	37
FIGURA 5 - SLE E SLU NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE [CAP 3, PAR 3.2.1, NTC-2018].....	40
FIGURA 6 - CLASSI D'USO [CAP 2, PAR 2.4.2, NTC-2018].....	41
FIGURA 7 - SCHEMATIZZAZIONE DI UNA STRUTTURA MEDIANTE UN OSCILLATORE SEMPLICE.....	51
FIGURA 8 - ACCELERAZIONE SISMICA CORRISPONDENTE AL PERIODO DI VIBRAZIONE DEL MODO DI VIBRARE.....	53
FIGURA 9 - RIPARTIZIONE DEL TAGLIANTE SISMICO DI BASE SULL'INTERA STRUTTURA A LIVELLO DI PIANO.	53
FIGURA 10 - AZIONE SISMICA DIRETTA LUNGO LE DUE COMPONENTI PRINCIPALI. ..	56
FIGURA 11 - ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI DEL CENTRO DI MASSA.	56
FIGURA 12 - PALAZZINA UFFICI PRE E POST INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO.	69
FIGURA 13 - CONCETTO GENERALE DI "ESOSCHELETRO STRUTTURALE".	69
FIGURA 14 - MORPHEUS HOTEL A MACAU PROGETTATO DALLO STUDIO ZAHA HADID ARCHITECTS.....	71
FIGURA 15 - RETROFIT GLOBALE DEGLI ESOSCHELETRI STRUTTURALI.....	71
FIGURA 16 - ESEMPI DI ESOSCHELETRO ADATTIVO: SOLUZIONE A PARETI (SOPRA) E SOLUZIONE A GUSCIO (SOTTO).	75
FIGURA 17 - EDIFICIO DELLA SOCIETÀ MAGNETI MARELLI S.P.A. IN SEGUITO AD INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO.	76
FIGURA 18 - STRUTTURA ESOSCHELETRICA CON DIAGRID (IBM BUILDING, PITTSBURGH).	77

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

FIGURA 19 - MODELLAZIONE DINAMICA DELLA STRUTTURA ESISTENTE: TELAIO....	79
FIGURA 20 - MODELLAZIONE DINAMICA DELLA STRUTTURA ESISTENTE: OSCILLATORE.....	79
FIGURA 21 - MODELLAZIONE DINAMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA: TELAIO.	80
FIGURA 22 - MODELLAZIONE DINAMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA: OSCILLATORE.....	81
FIGURA 23 - COLLEGAMENTO STRUTTURA-ESOSCHELETRO: MODELLI REOLOGICI. ..	84
FIGURA 24 - AMPIEZZA DELLE FRFs PER L'OSCILLATORE PRIMARIO VARIANDO IL RAPPORTO TRA LE FREQUENZE (A) IN TERMINI DI SPOSTAMENTO RELATIVO (A) E DI ACCELERAZIONE ASSOLUTA (B). CONFRONTO TRA CONFIGURAZIONE NON CONTROLLATA E CONFIGURAZIONE CON COLLEGAMENTO RIGIDO. [REGGIO ET AL. 2018].	88
FIGURA 25 - FRF DELLO SPOSTAMENTO RELATIVO DELLA STRUTTURA NON CONTROLLATA [MARTELLI, 2018].	89
FIGURA 26 - FRF DELL'ACCELERAZIONE ASSOLUTA DELLA STRUTTURA NON CONTROLLATA [MARTELLI, 2018].	89
FIGURA 27 – INDICI PRESTAZIONALI RELATIVI ALL’OSCILLATORE PRIMARIO NELLA CONFIGURAZIONE CONTROLLATA CON COLLEGAMENTO RIGIDO VARIANDO IL RAPPORTO TRA LE FREQUENZE E TRA LE MASSE (A E M) IN TERMINI DI SPOSTAMENTO RELATIVO (A) E DI ACCELERAZIONE ASSOLUTA (B). [REGGIO ET AL. 2018].....	91
FIGURA 28 - AMPIEZZA DELLE FRFs RELATIVE ALLA FORZA TRASMESSA AL SISTEMA VARIANDO IL RAPPORTO TRA LE FREQUENZE (A). CONFRONTO TRA CONFIGURAZIONE NON CONTROLLATA E CONFIGURAZIONE CON COLLEGAMENTO RIGIDO. [REGGIO ET AL. 2018].	93
FIGURA 29 - MODELLO REOLOGICO DI KELVIN-VOIGT.	94
FIGURA 30 - INDICI PRESTAZIONALI RELATIVI ALL’OSCILLATORE PRIMARIO NELLA CONFIGURAZIONE CONTROLLATA CON COLLEGAMENTO VISCO-ELASTICO VARIANDO I PARAMETRI DI RIGIDEZZA E SMORZAMENTO (BK E BC) IN TERMINI DI	

SPOSTAMENTO RELATIVO (A) E DI ACCELERAZIONE ASSOLUTA (B). [REGGIO ET AL. 2018].	96
FIGURA 31 - UBICAZIONE DELLA PIASTRA POLIFUNZIONALE [GOOGLE MAPS].	102
FIGURA 32 - VISTA SATELLITARE DELLA PIASTRA POLIFUNZIONALE [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	103
FIGURA 33 - VISTA DALL'ALTO DELLA PIASTRA POLIFUNZIONALE [GOOGLE MAPS].	104
FIGURA 34 - VISTA SUD-EST DELLA PIASTRA POLIFUNZIONALE [GOOGLE MAPS].	104
FIGURA 35 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE E DENOMINAZIONE EDIFICI [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	105
FIGURA 36 - PARTICOLARE DEL SOLAIO A PREDALLES DA 40 CM [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	105
FIGURA 37 - PARTICOLARE DELLE TRAVI DI SOLAIO [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	106
FIGURA 38 - PIANTA DELLE FONDAZIONI CON PLINTI SU PALI E TRAVI DI COLLEGAMENTO: EDIFICIO A [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	107
FIGURA 39 - PIANTA DELLE FONDAZIONI CON PLINTI SU PALI E TRAVI DI COLLEGAMENTO: EDIFICIO B [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	108
FIGURA 40 - PIANTA DELLE FONDAZIONI CON PLINTI SU PALI E TRAVI DI COLLEGAMENTO: EDIFICIO C [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	109
FIGURA 41 - PRELIEVO DELLA CAROTA IN CALCESTRUZZO [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	113
FIGURA 42 - SVOLGIMENTO DELLA PROVA SONREB [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	113
FIGURA 43 - SINISTRA: TRAVE DI SOLAIO COME REALIZZATA; DESTRA: TRAVE DI SOLAIO COME DISCRETIZZATA [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	117

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

FIGURA 44 - MODELLO TRIDIMENSIONALE: GEOMETRIA E DISCRETIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (VISTA NORD).	118
FIGURA 45 - MODELLO TRIDIMENSIONALE: GEOMETRIA E DISCRETIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (VISTA SUD).....	119
FIGURA 46 - SINISTRA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE; DESTRA VERIFICA A TAGLIO – MODELLO GLOBALE [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	121
FIGURA 47 - SINISTRA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE; DESTRA VERIFICA A TAGLIO – LIVELLO 3 [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	121
FIGURA 48 - INDICAZIONE FILI DI PILASTRI NON VERIFICATI – LIVELLO 4 [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	122
FIGURA 49 - INDICAZIONE FILI DI PILASTRI NON VERIFICATI – LIVELLO 5 [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	122
FIGURA 50 - VERIFICHE DEGLI ELEMENTI SHELL SULLA BASE DELLE ARMATURE DI PROGETTO [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	123
FIGURA 51 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI RELATIVI ALLA STRUTTURA PRIMARIA.	125
FIGURA 52 - SPETTRI DI PROGETTO RELATIVI ALLA STRUTTURA PRIMARIA.....	128
FIGURA 53 - DEFORMATA EDIFICIO B RELATIVA AL 1° MODO DI VIBRARE.	129
FIGURA 54 - DEFORMATA EDIFICIO A RELATIVA AL 2° MODO DI VIBRARE.....	130
FIGURA 55 - DEFORMATA EDIFICIO A RELATIVA AL 3° MODO DI VIBRARE.....	130
FIGURA 56 - DEFORMATA EDIFICIO B RELATIVA AL 4° MODO DI VIBRARE.	131
FIGURA 57 - DEFORMATA EDIFICIO A RELATIVA AL 5° MODO DI VIBRARE.....	131
FIGURA 58 - DEFORMATA EDIFICIO B RELATIVA AL 6° MODO DI VIBRARE.	132
FIGURA 59 - DEFORMATA EDIFICIO C RELATIVA AL 7° MODO DI VIBRARE.	132
FIGURA 60 - DEFORMATA EDIFICIO C RELATIVA ALL'8° MODO DI VIBRARE.	133
FIGURA 61 - DEFORMATA EDIFICIO C RELATIVA AL 9° MODO DI VIBRARE.	133
FIGURA 62 - DEFORMATA EDIFICIO B RELATIVA AL 10° MODO DI VIBRARE.	134
FIGURA 63 - DEFORMATA EDIFICIO A RELATIVA ALL'11° MODO DI VIBRARE.	134

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

FIGURA 64 - DEFORMATA EDIFICIO A RELATIVA AL 12° MODO DI VIBRARE.....	135
FIGURA 65 – CENTRI DI MASSA E RIGIDEZZA RELATIVI AL PIANO 2.....	136
FIGURA 66 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA PRIMARIA ALLO SLO CON TERREMOTO IN DIREZIONE X (1) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	137
FIGURA 67 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA PRIMARIA ALLO SLO CON TERREMOTO IN DIREZIONE Y (2) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	138
FIGURA 68 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA PRIMARIA ALLO SLD CON TERREMOTO IN DIREZIONE X (1) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	138
FIGURA 69 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA PRIMARIA ALLO SLD CON TERREMOTO IN DIREZIONE Y (2) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	139
FIGURA 70 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA PRIMARIA ALLO SLV CON TERREMOTO IN DIREZIONE X (1) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	139
FIGURA 71 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA PRIMARIA ALLO SLV CON TERREMOTO IN DIREZIONE Y (2) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	140
FIGURA 72 – DIAGRAMMA DEI TAGLI T_X ALLO SLD IN DIREZIONE X.	141
FIGURA 73 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_X ALLO SLD IN DIREZIONE Y.....	142
FIGURA 74 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_Y ALLO SLD IN DIREZIONE X.....	142
FIGURA 75 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_Y ALLO SLD IN DIREZIONE Y.....	143
FIGURA 76 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_X ALLO SLV IN DIREZIONE X.....	143
FIGURA 77 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_X ALLO SLV IN DIREZIONE Y.....	144
FIGURA 78 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_Y ALLO SLV IN DIREZIONE X.....	144
FIGURA 79 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_Y ALLO SLV IN DIREZIONE Y.....	145
FIGURA 80 - SINISTRA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE; DESTRA VERIFICA A TAGLIO – MODELLO GLOBALE ALLO SLV [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	146

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

FIGURA 81 - SINISTRA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE; DESTRA VERIFICA A TAGLIO – MODELLO GLOBALE AI 2/3 SLD [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].....	146
FIGURA 82 - VERIFICA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI SHELL SULLA BASE DELLE ARMATURE DI PROGETTO – VISTA NORD [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].....	147
FIGURA 83 - VERIFICA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI SHELL SULLA BASE DELLE ARMATURE DI PROGETTO – VISTA NORD [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].....	147
FIGURA 84 - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE MODELLO GLOBALE – COLLASSO PALI [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	149
FIGURA 85 – VERIFICA A TAGLIO MODELLO GLOBALE – COLLASSO PALI [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	150
FIGURA 86 - VERIFICA A TAGLIO SETTI [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].....	150
FIGURA 87 - VERIFICA A TAGLIO SETTI [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].....	151
FIGURA 88 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE IN SEGUITO AD AZIONI DI TIPO SISMICO.	152
FIGURA 89 – ESTRATTO DELLA NTC-2018 RIGUARDO GLI ELEMENTI SECONDARI [CAP 7, PAR. 7.2.3, DECRETO 17 GENNAIO 2018 RECANTE «AGGIORNAMENTO DELLE «NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»»].	156
FIGURA 90 – RAPPRESENTAZIONE DELLE FORZE APPLICATE ALLA STRUTTURA NEL CASO DI ANALISI PUSHOVER.	158
FIGURA 91 – TRASFORMAZIONE SISTEMA STRUTTURALE PER ANALISI PUSHOVER DA M-DOF AD S-DOF.	159
FIGURA 92 – RAPPRESENTAZIONE DELLA STRUTTURA NELLE CONDIZIONI INIZIALI (A SX), NELLA CONDIZIONE DI FORMAZIONE DELLE PRIME CERNIERE PLASTICHE (AL CENTRO) E NELLE CONDIZIONI DI COLLASSO (A DX).....	160
FIGURA 93 - ESEMPIO DI CURVA DI CAPACITÀ.....	161
FIGURA 94 – IMPOSTAZIONE FORZE AGENTI PER ANALISI PUSHOVER.	163

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

FIGURA 95 – CURVE ADSR STRUTTURA ESISTENTE.....	164
FIGURA 96 - MODELLO TRIDIMENSIONALE STRUTTURA COMPOSTA: GEOMETRIA E DISCRETIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (VISTA NORD).	167
FIGURA 97 - MODELLO TRIDIMENSIONALE STRUTTURA COMPOSTA: GEOMETRIA E DISCRETIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (VISTA SUD).....	168
FIGURA 98 – SEZIONE DELLE TRAVI IN ELEVAZIONE DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA.	169
FIGURA 99 - SEZIONE DEI PILASTRI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA.....	169
FIGURA 100 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA – 1° TENTATIVO.....	173
FIGURA 101 - CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA – 1° TENTATIVO.....	174
FIGURA 102 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA – 2° TENTATIVO.....	176
FIGURA 103 – CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA – 2° TENTATIVO.	176
FIGURA 104 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA – 3° TENTATIVO.....	178
FIGURA 105 - CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA – 3° TENTATIVO.....	178
FIGURA 106 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA – 4° TENTATIVO.....	180
FIGURA 107 - CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA – 4° TENTATIVO.....	180
FIGURA 108 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA – 5° TENTATIVO.....	182
FIGURA 109 - CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA – 5° TENTATIVO.....	182
FIGURA 110 – INCREMENTO DI RIGIDEZZA RISPETTO ALLA STRUTTURA PRIMARIA.	185
FIGURA 111 - ANDAMENTO DELLA RIGIDEZZA IN FUNZIONE DELL’AREA DEL CONTROVENTO CONSIDERATO.	186
FIGURA 112 – DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA AL VARIARE DELLO SFORZO NORMALE.....	193
FIGURA 113 - SPETTRI DI PROGETTO RELATIVI ALLA STRUTTURA PRIMARIA.....	196

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

FIGURA 114 - SPETTRI DI PROGETTO RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA CON CONTROVENTO DA 150 MM DI DIAMETRO.	197
FIGURA 115 – SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE DELL’ACCELERAZIONE SISMICA.	197
FIGURA 116 – VERIFICA DRIFT DI PIANO RISPETTO AL VALORE LIMITE.	199
FIGURA 117 – ANDAMENTO DEGLI SPOSTAMENTI IN TESTA AL PILASTRO CONSIDERATO.....	200
FIGURA 118 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA – 60 MM DI DIAMETRO.....	202
FIGURA 119 – CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA – CONTROVENTI DI 60 MM DI DIAMETRO.	203
FIGURA 120 - INCREMENTO DI RIGIDEZZA RISPETTO ALLA STRUTTURA PRIMARIA.	205
FIGURA 121 - ANDAMENTO DEGLI SPOSTAMENTI IN TESTA AL PILASTRO CONSIDERATO.....	206
FIGURA 122 - VERIFICA DRIFT DI PIANO RISPETTO AL VALORE LIMITE.....	207
FIGURA 123 - MODELLO TRIDIMENSIONALE STRUTTURA COMPOSTA FINALE: GEOMETRIA E DISCRETIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (VISTA NORD).	210
FIGURA 124 - MODELLO TRIDIMENSIONALE STRUTTURA COMPOSTA FINALE: GEOMETRIA E DISCRETIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (VISTA SUD).	210
FIGURA 125 – SEZIONE DELLE TRAVI IN ELEVAZIONE DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA FINALE.....	211
FIGURA 126 – SEZIONE DEI PILASTRI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA FINALE.	211
FIGURA 127 - SEZIONE DEI CONTROVENTI DELLA STRUTTURA ESOSCHELETRICA FINALE.....	212
FIGURA 128 - SPETTRI DI PROGETTO RELATIVI ALLA STRUTTURA COMPOSTA FINALE.	213
FIGURA 129 - DEFORMATA STRUTTURA COMPOSTA RELATIVA AL 1° MODO DI VIBRARE.	214

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio
“Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di
Roma.*

FIGURA 130 - DEFORMATA STRUTTURA COMPOSTA RELATIVA AL 2° MODO DI VIBRARE.....	214
FIGURA 131 - DEFORMATA STRUTTURA COMPOSTA RELATIVA AL 3° MODO DI VIBRARE.....	215
FIGURA 132 - DEFORMATA STRUTTURA COMPOSTA RELATIVA AL 4° MODO DI VIBRARE.....	215
FIGURA 133 - DEFORMATA STRUTTURA COMPOSTA RELATIVA AL 5° MODO DI VIBRARE.....	216
FIGURA 134 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 6° MODO DI VIBRARE.....	216
FIGURA 135 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 7° MODO DI VIBRARE.....	217
FIGURA 136 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 8° MODO DI VIBRARE.....	217
FIGURA 137 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 9° MODO DI VIBRARE.....	218
FIGURA 138 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 10° MODO DI VIBRARE.	218
FIGURA 139 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 11° MODO DI VIBRARE.	219
FIGURA 140 - DEFORMATA EDIFICIO RELATIVA AL 12° MODO DI VIBRARE.	219
FIGURA 141 - CENTRI DI MASSA E RIGIDEZZA RELATIVI AL PIANO 2.....	221
FIGURA 142 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA ALLO SLO CON TERREMOTO IN DIREZIONE X (1) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	222
FIGURA 143 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA ALLO SLO CON TERREMOTO IN DIREZIONE Y (2) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	222
FIGURA 144 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA ALLO SLD CON TERREMOTO IN DIREZIONE X (1) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	223
FIGURA 145 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA ALLO SLD CON TERREMOTO IN DIREZIONE Y (2) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	223
FIGURA 146 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA ALLO SLV CON TERREMOTO IN DIREZIONE X (1) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	224

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

FIGURA 147 - DEFORMATA SISMICA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA ALLO SLV CON TERREMOTO IN DIREZIONE Y (2) CON LEGENDA RELATIVA AGLI SPOSTAMENTI.	224
FIGURA 148 - CONFRONTO IN TERMINI DI SPOSTAMENTI MASSIMI TRA STRUTTURA NON CONTROLLATA E STRUTTURA CONTROLLATA.	225
FIGURA 149 - CONFRONTO IN TERMINI DI TAGLI MASSIMI ALLO SLD ED SLV TRA STRUTTURA NON CONTROLLATA E STRUTTURA CONTROLLATA – DIREZIONE X.	226
FIGURA 150 - CONFRONTO IN TERMINI DI TAGLI MASSIMI ALLO SLD ED SLV TRA STRUTTURA NON CONTROLLATA E STRUTTURA CONTROLLATA – DIREZIONE Y.	227
FIGURA 151 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_x ALLO SLD IN DIREZIONE X.	227
FIGURA 152 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_x ALLO SLD IN DIREZIONE Y.	228
FIGURA 153 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_y ALLO SLD IN DIREZIONE X.	228
FIGURA 154 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_y ALLO SLD IN DIREZIONE Y.	229
FIGURA 155 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_x ALLO SLV IN DIREZIONE X.	229
FIGURA 156 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_x ALLO SLV IN DIREZIONE Y.	230
FIGURA 157 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_y ALLO SLV IN DIREZIONE X.	230
FIGURA 158 - DIAGRAMMA DEI TAGLI T_y ALLO SLV IN DIREZIONE Y.	231
FIGURA 159 - CURVE ADSR STRUTTURA CONTROLLATA.	232

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1 - DESCRIZIONE ZONE SISMICHE DEL TERRITORIO ITALIANO IN VIGORE DAL 2003.	30
TABELLA 2 – INTERVALLI DI ACCELERAZIONE DELLE ZONE SISMICHE DEL TERRITORIO ITALIANO IN VIGORE DAL 2006.	32
TABELLA 3 - PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO P_{VR} IN FUNZIONE DELLO STATO LIMITE CONSIDERATO [TAB. 3.2.I, NTC-2018].	40
TABELLA 4 - VALORI MINIMI DELLA VITA NOMINALE (V_N) DI PROGETTO PER I DIVERSI TIPI DI COSTRUZIONI.	42
TABELLA 5 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO (C_U) [TAB. 2.4.II, NTC-2018].	42
TABELLA 6 - INTERVALLI DI VALORI ATTRIBUITI A V_R AL VARIARE DI V_N E C_U [TAB. C2.4.I, CIRCOLARE NTC-2018].	42
TABELLA 7 - CATEGORIE DI SOTTOSUOLO CHE PERMETTONO L'UTILIZZO DELL'APPROCCIO SEMPLIFICATO [TAB.3.2.II, NTC-2018].	44
TABELLA 8 - CATEGORIE TOPOGRAFICHE [TAB. 3.2.III, NTC-2018].	44
TABELLA 9 - LIMITI SU Q E MODALITÀ DI MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA [TAB. 7.3.I, NTC-2018].	48
TABELLA 10 - VALORI MASSIMI DEL VALORE BASE Q_0 DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO ALLO SLV PER LE COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO [TAB. 7.3.II, NTC-2018].	50
TABELLA 11 - STATI LIMITE DI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI, ELEMENTI NON STRUTTURALI E IMPIANTI [TAB. 7.3.III, NTC-2018].	58
TABELLA 12 - COMBINAZIONE DI CARICO PER ANALISI STATICA [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, ING. CENTIONI, 2010].	120
TABELLA 13 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U [TAB. 2.4.II, NTC-2008]. ..	124
TABELLA 14 - PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA RELATIVI AGLI SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI DELLA STRUTTURA PRIMARIA.	125
TABELLA 15 - MODI DI VIBRARE DELLE STRUTTURE.	135
TABELLA 16 - COORDINATE DEI CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE.	136

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

TABELLA 17 – VALORI DEGLI SPOSTAMENTI MASSIMI PER LO SLO, SLD ED SLV NELLE DIREZIONI PRINCIPALI DEL TERREMOTO X ED Y.	140
TABELLA 18 - VALORI DEI TAGLI MASSIMI PER LO SLD ED SLV NELLE DIREZIONI PRINCIPALI DEL TERREMOTO X ED Y.	141
TABELLA 19 – VALORI DELLE RIGIDENZE GLOBALI DELL’IMMOBILE PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE.....	165
TABELLA 20 - VALORI DELLE RIGIDENZE GLOBALI DELL’IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – 1° TENTATIVO.	175
TABELLA 21 - VALORI DELLE RIGIDENZE GLOBALI DELL’IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – 2° TENTATIVO.	177
TABELLA 22 - VALORI DELLE RIGIDENZE GLOBALI DELL’IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – 3° TENTATIVO.	179
TABELLA 23 - VALORI DELLE RIGIDENZE GLOBALI DELL’IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – 4° TENTATIVO.	181
TABELLA 24 - VALORI DELLE RIGIDENZE GLOBALI DELL’IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – 5° TENTATIVO.	183
TABELLA 25 – AREE DEI CONTROVENTI UTILIZZATI.	186
TABELLA 26 - VALORI DELLE RIGIDENZE DELL’IMMOBILE ESISTENTE PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE IMPOSTE DA NTC-2018 AL FINE DI RENDERE LA STRUTTURA SECONDARIA.....	188
TABELLA 27 – VALORI DI CAPACITÀ DI ROTAZIONE TOTALE AL RAGGIUNGIMENTO DELLA TENSIONE DI SNERVAMENTO RELATIVI ALLA STRUTTURA NON CONTROLLATA.	190
TABELLA 28 – VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA PRIMARIA.....	191
TABELLA 29 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – 1° TENTATIVO.	194
TABELLA 30 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – 2° TENTATIVO.	194
TABELLA 31 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – 3° TENTATIVO.	195

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

TABELLA 32 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – 4° TENTATIVO.	195
TABELLA 33 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – 5° TENTATIVO.	195
TABELLA 34 - VALORI DELLE RIGIDEZZE GLOBALI DELL'IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – CONTROVENTI DI 60 MM DI DIAMETRO.	204
TABELLA 35 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – CONTROVENTO DI 60 MM DI DIAMETRO.	205
TABELLA 36 - MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA CONTROLLATA.	220
TABELLA 37 - COORDINATE DEI CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA.	220
TABELLA 38 - VALORI DEGLI SPOSTAMENTI MASSIMI PER LO SLO, SLD ED SLV NELLE DIREZIONI PRINCIPALI DEL TERREMOTO X ED Y.	225
TABELLA 39 - VALORI DEI TAGLI MASSIMI PER LO SLD ED SLV NELLE DIREZIONI PRINCIPALI DEL TERREMOTO X ED Y.	226
TABELLA 40 - VALORI DELLE RIGIDEZZE GLOBALI DELL'IMMOBILE CONTROLLATO PER LE 32 COMBINAZIONI CONSIDERATE – STRUTTURA CONTROLLATA FINALE. ...	233
TABELLA 41 - VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV RELATIVI ALLA STRUTTURA CONTROLLATA – STRUTTURA CONTROLLATA FINALE.	233

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

INDICE DELLE ABBREVIAZIONI

NTC-2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (anno 2018)
MCS - Mercalli-Cancani-Sieberg
NTC-2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni (anno 2008)
SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita
SLE – Stato Limite di Esercizio
SLU – Stato Limite Ultimo
SLO – Stato Limite di Operatività
SLC – Stato Limite di Collasso
PGA – *Peak Ground Acceleration*/Accelerazione di Picco al suolo
SLD – Stato Limite di Danno
CD – Classe di Duttilità
CD “A” – Classe di Duttilità Alta
CD “B” – Classe di Duttilità Media
GDL/DOF – Grado Di Libertà/*Degree Of Freedom*
CQC – Combinazione Quadratica Completa
SRSS - *Square Root of Sum of Squares*
CU – Classe d’Uso
SL – Stato Limite
LC1 – Livello di Conoscenza 1
LC2 – Livello di Conoscenza 2
LC3 – Livello di Conoscenza 3
SDF – Stato Di Fatto
SDP – Stato di Progetto
2-DOF – Sistema a 2 Gradi di Libertà
FRFs – *Frequency Response Functions*/Funzioni di Risposta in Frequenza
S-DOF – Sistema ad 1 Grado di Libertà/*Single Degree Of Freedom*
RC – *Rigid Control*/Collegamento Rigido
NC – Non Controllata

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

VC – *Visco-elastic control*/Controllo Visco-elastico

M-DOF – Sistema a più gradi di libertà/*Multiple Degree Of Freedom*

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

SINTESI

Il patrimonio edilizio italiano, contraddistinto da bellezza e valore inestimabile, si presenta essere oggi per la maggior parte vetusto e carente dal punto di vista della progettazione strutturale. Tale ultima caratteristica è dovuta prevalentemente al fatto che numerose strutture presenti su tutto il territorio nazionale non sono state realizzate seguendo i dettami della progettazione antisismica, entrata in vigore solamente nell'ultimo decennio. Si conviene, quindi, che la risposta di tali edifici nei confronti delle azioni orizzontali sia del tutto inidonea, sia in termini prestazionali che di sicurezza e salvaguardia della vita degli occupanti.

A causa di ciò, risulta ora più che mai necessario iniziare a riqualificare il costruito esistente, ottimizzandolo e potenziandolo attraverso l'utilizzo di soluzioni sempre più innovative e meno impattanti possibile.

Con il presente elaborato, quindi, si cerca di proporre una soluzione tanto all'avanguardia quanto efficiente per far fronte ai suddetti problemi strutturali ed al fine di rendere il più antisismico possibile l'edificio considerato. Una delle migliori soluzioni per assolvere tale scopo è l'utilizzo di una particolare struttura in acciaio autoportante, installata all'esterno della costruzione esistente e classificata col nome di *esoscheletro strutturale*. Tale impianto crea con l'immobile al quale è collegato un sistema accoppiato di impalcato rigido che, in seguito ad un'azione orizzontale, irrigidisce la struttura in calcestruzzo armato e la "avvolge" dall'esterno senza apportare alcuna modifica ad essa. È importante sottolineare che tale soluzione è fondamentale ed indispensabile laddove si voglia controllare edifici di tipo strategico come gli ospedali che devono rimanere sempre fruibili ed utilizzabili.

A tal proposito, l'edificio oggetto di studio nella presente analisi è la "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma. Lo studio, dopo una breve descrizione degli aspetti teorici riguardanti la progettazione degli edifici strategici ed il modello dinamico degli esoscheletri

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

strutturali, si basa sulle analisi di vulnerabilità sismica effettuate nell'anno 2010 dall'Ing. Armando Centioni (in collaborazione con i Proff. Ing. Franco Braga e Giuseppe Ferro) e prosegue con la progettazione e modellazione di un impianto esoscheletrico *ad hoc* che consenta di migliorare il comportamento sismico dell'intero complesso.

In conclusione, l'analisi svolta dimostra come la risposta alle azioni sismiche di un edificio in calcestruzzo armato possa essere altamente migliorata in seguito al suo collegamento con una seconda struttura in grado di irrigidirla. Nello specifico, l'esoscheletro strutturale ha la funzione di rendere secondaria la struttura alla quale è collegata, "assorbendo" la quasi totalità delle azioni laterali e riducendo significativamente le deformazioni e gli spostamenti della struttura esistente, alla quale è lasciato solamente il compito di sopportare le azioni gravitazionali.

ABSTRACT

The Italian building heritage, characterized by beauty and inestimable value, appears to be today for the most part of it old and lacking from the point of view of structural design. This last feature is mainly due to the fact that numerous structures situated throughout all the national territory were not built following the dictates of the anti-seismic design, which came into force only in the last decade. It is therefore agreed that the response of these buildings to horizontal actions is completely unsuitable, in terms of both performance and safety and safeguarding the lives of the occupants.

Because of this, it is now more necessary than ever to start redeveloping existing buildings, optimizing and enhancing them with increasingly innovative and least impactful solutions.

With this document, therefore, an attempt is made to propose a solution that is both cutting-edge and efficient to deal with the aforementioned structural problems and in order to make the considered building as anti-seismic as possible. One of the best solutions to accomplish this is the use of a particular self-supporting steel structure, installed outside the existing building and classified with the name of *structural exoskeleton*. This system creates with the building to which it is connected a coupled rigid-deck system which, after the presence of a horizontal action, stiffens the reinforced concrete structure and "wraps" it from the outside without making any changes to it. It is important to underline that this solution is fundamental and indispensable to control strategic buildings such as hospitals that must always remain serviceable and usable.

In this regard, the building being studied in this analysis is the "Piastra Polifunzionale" belonging to the "Policlinico A. Gemelli" hospital complex situated in Rome. The study, after a brief description of the theoretical aspects concerning the design of strategic buildings and the dynamic model of structural exoskeletons, is based on the seismic vulnerability analyzes carried out in 2010 by Eng. Armando Centioni (in collaboration with Profs. Eng. Franco Braga and

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Giuseppe Ferro) and continues with the design and modeling of an *ad hoc* exoskeletal system that allows to improve the seismic behavior of the entire complex.

In conclusion, the analysis carried out demonstrates how the response to seismic actions of a reinforced concrete building can be highly improved following its connection with a second structure capable of stiffening it. Specifically, the structural exoskeleton has the function of making the structure to which it is connected as secondary, "absorbing" almost all of the lateral actions and significantly reducing the deformations and displacements of the existing structure, which is left to only bear gravitational actions.

INTRODUZIONE

L'elevata vulnerabilità sismica del territorio italiano ed il suo ormai vetusto patrimonio edilizio, ricco di stili e destinazioni d'uso, richiedono sempre più attenzione sia dal punto di vista tecnologico che architettonico e strutturale. Il costruito esistente, oltre ad aver oltrepassato per circa il 60% del totale la vita nominale di 50 anni sulla base della quale fu progettato¹, presenta infatti numerose carenze progettuali e strutturali significative riferite prevalentemente al periodo di costruzione ed al tipo di materiale utilizzato, come la muratura ed il cemento armato, nonché inadeguatezze e carenze anche dal punto di vista energetico. Se a tali aspetti si aggiunge anche la mancanza di progettazione per resistere alle forze orizzontali (prevalentemente forze di tipo sismico), si conviene che la risposta antisismica di tali edifici risulta del tutto inadeguata, sia in termini prestazionali strutturali che di salvaguardia della vita degli occupanti.

L'istantanea dell'attuale situazione presenta, quindi, tali importanti questioni strettamente collegate tra loro, ovvero la presenza di immobili con scarsa risposta strutturale legata alla sismicità del territorio nazionale. Per questo motivo, è ora più che mai necessario cominciare a riqualificare il patrimonio edilizio italiano limitando la costruzione di nuovi edifici e puntando alla manutenzione dell'esistente, valutandone la sicurezza e gli eventuali interventi in termini di progettazione antisismica.

L'obiettivo della presente tesi è, quindi, la progettazione e la modellazione dinamica di una struttura in acciaio esterna autoportante per la protezione sismica di un edificio esistente realizzato in calcestruzzo armato. In particolare, si studierà e si cercherà di proporre un approccio avanzato per affrontare il problema delle forze orizzontali utilizzando l'innovativo concetto di *esoscheletro strutturale*. Tale impianto, per mezzo di un collegamento rigido non dissipativo con la struttura esistente, crea un sistema accoppiato di impalcato rigido nel piano che, in seguito ad un'azione orizzontale, irrigidisce la struttura in calcestruzzo armato.

¹ Censimento ISTAT, 2011.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Inoltre, esso presenta il vantaggio di “avvolgere” dall’esterno l’edificio da controllare, senza apportare modifiche ad esso. Ciò significa che la struttura esistente risulta essere continuamente fruibile ed utilizzabile.

È importante sottolineare che tale tipologia di miglioramento strutturale è indispensabile laddove si voglia controllare edifici con finalità di tipo rilevante e/o strategico come le scuole e gli ospedali, poiché le attività all’interno di tali strutture non possono essere interrotte.

A tal proposito, l’edificio preso in considerazione nell’analisi è la “Piastra Polifunzionale” (edificio di pronto soccorso e sale operatorie) appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico Agostino Gemelli” di Roma realizzato agli inizi degli anni 2000 ed ideato dal progettista strutturale Prof. Ing. Antonio M. Michetti. Lo studio di idoneità statica e vulnerabilità sismica di tale struttura è stato effettuato nell’anno 2010 dal Dott. Ing. Armando Centioni e dai consulenti-collaboratori Proff. Ingg. Franco Braga² e Giuseppe Ferro³, dal quale è emerso che, soprattutto dal punto di vista delle azioni orizzontali, l’edificio deve essere adeguatamente migliorato e rafforzato. Per tale motivo, il presente lavoro propone una soluzione tanto innovativa quanto efficiente per far fronte a detti problemi strutturali, con il fine ultimo di rendere antisismico l’edificio, rafforzando una struttura prima inadeguata.

Il progetto del suddetto esoscheletro verrà realizzato mediante il software di calcolo CDS Win 2020⁴ implementando il modello 3D della struttura esistente già realizzato.

La struttura del presente elaborato sarà, quindi, suddivisa in tre parti: la prima riguarderà un breve accenno agli edifici strategici partendo dall’evoluzione della normativa antisismica in Italia. La seconda parte tratterà nello specifico gli esoscheletri strutturali, partendo dalla loro generale descrizione a fini ingegneristici, fino alla progettazione della struttura esoscheletrica oggetto del lavoro di tesi. Infine, la parte conclusiva cercherà di riassumere, in seguito alla tipologia di esoscheletro progettata, in *primis* come la risposta alle azioni sismiche

2 Professore Ordinario di “Costruzioni in zona sismica” presso l’Università “La Sapienza” di Roma.

3 Professore Ordinario di “Scienza delle costruzioni” presso l’Università “Politecnico” di Torino.

4 Il CDS Win è un software tecnico-scientifico di calcolo strutturale basato sull’utilizzo di elementi finiti.

di un edificio in cemento armato possa essere altamente migliorata in seguito al suo collegamento con una struttura autoportante esterna in grado di irrigidirla e di assorbire le azioni orizzontali, consentendo all'edificio esistente di assolvere solamente alla funzione statica di resistenza ai carichi verticali. In secondo luogo, tale elaborato si propone come esempio per un'eventuale futura modifica della normativa italiana (*"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"* – NTC-2018) riguardo le strutture secondarie. Infatti, si cercherà di dimostrare come non sarà necessario, per rendere una struttura secondaria, attribuire al contributo totale alla rigidezza e resistenza degli elementi secondari una quota inferiore od uguale al 15% dell'analogo contributo degli elementi primari, ma basterà eseguire un controllo degli spostamenti alla testa dei pilastri di piano. Infatti, se tali valori rimarranno inferiori al valore che si ottiene moltiplicando la capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento (ϑ_y) per l'altezza del piano considerato (che può essere considerato come valore limite di plasticizzazione dell'elemento in esame), allora la struttura non raggiungerà mai il campo plastico, ma rimarrà in campo elastico recuperando totalmente la sua deformazione in seguito alle forze orizzontali.

In conclusione, il presente lavoro di tesi si propone sia come esempio di adeguamento sismico di un edificio strategico esistente attraverso lo studio e la progettazione di un esoscheletro strutturale in grado di migliorarne le prestazioni ed il comportamento strutturale globale che come proposta di modifica alla normativa italiana vigente.

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

CAPITOLO 1: GLI EDIFICI STRATEGICI

1.1 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA ANTISISMICA ITALIANA

L'Italia è uno dei paesi del Mediterraneo a maggiore rischio sismico a causa della frequenza ed intensità dei terremoti che nei secoli hanno interessato il suo territorio. La sismicità della penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica che la vede situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica. A causa di ciò, essa è sottoposta a forti spinte compressive che provocano la subduzione delle due placche rocciose. L'elasticità meccanica delle placche consente l'accumulo di energia che viene liberata una volta raggiunte le tensioni di rottura, manifestandosi sotto forma di terremoti.

Negli ultimi 2500 anni l'Italia è stata interessata da più di 30.000 terremoti di "moderata" e "piuttosto forte" intensità (IV-V grado della scala Mercalli – MCS) e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della medesima scala.

SCALA MERCALLI	
I - Strumentale	Avvertita solo dagli strumenti
II - Debole	Avvertita solo da poche persone sensibili in condizioni particolari
III - Leggera	Avvertita da poche persone
IV - Moderata	Avvertita da molte persone; tremiti di infissi e cristalli; oscillazione di oggetti sospesi
V - Piuttosto forte	Avvertita da molte persone, anche addormentate; caduta di oggetti
VI - Forte	Qualche lesione agli edifici
VII - Molto forte	Caduta di comignoli; lesione agli edifici
VIII - Distruttiva	Rovina parziale di alcuni edifici; vittime isolate
IX - Rovinosa	Rovina totale di alcuni edifici; molte vittime; crepacci nel suolo
X - Disastrosa	Crollo di parecchi edifici; numerose vittime; crepacci evidenti nel terreno
XI - Molto disastrosa	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci; frane; maremoto
XII - Catastrofica	Danneggiamento totale; distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto

Figura 1 - Scala MCS.

Tali numeri risultano abbastanza elevati anche se dati veri e propri di questi eventi sono difficili da conoscere ed interpretare in quanto classificabili solo per l'evidenza del danno. I terremoti più forti che hanno colpito la penisola hanno

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

causato danni economici consistenti, ai quali si devono aggiungere le conseguenze non traducibili in valore economico sul patrimonio storico, artistico, monumentale e di perdite di vite umane.

In Italia, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso di tali eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri paesi extraeuropei ad elevata sismicità quali la California od il Giappone. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa ed alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio. Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali, modalità di costruzione, scarsa manutenzione, etc), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta.

Ma le conseguenze di un terremoto non sono sempre gravi: molto dipende infatti dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. Ecco allora che, a partire dall'inizio del secolo scorso ed in seguito agli eventi sismici più significativi che hanno colpito la penisola negli ultimi decenni, ha iniziato a prendere forma quella che oggi è la normativa antisismica italiana.

Il primo regolamento edilizio risale ai primi anni del 1900 in seguito ai terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina che portarono all'emanazione del Regio Decreto⁵ il quale definisce le cosiddette *“Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni.”*. Nello specifico, esso è suddiviso in varie parti: la prima riguarda le nuove costruzioni, la seconda le ricostruzioni totali o parziali di strutture esistenti, la terza le riparazioni intese a modificare o consolidare le strutture resistenti degli edifici o di qualche loro parte essenziale e la quarta parte esamina le norme igieniche. Per quanto attiene gli edifici di nuova costruzione, con tale decreto viene proibita l'edificabilità su terreni inadatti (franosì, paludosi, etc), vengono escluse le

⁵ Regio Decreto n. 193 del 18 Aprile 1909 (G.U. n. 95 del 22 Aprile 1909).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

strutture spingenti, gli edifici vicini tra loro devono essere collegati, è imposta una limitazione di 5 metri tra le strutture portanti e le nuove costruzioni devono essere realizzate con “un'ossatura di membrature di legno, di ferro, di cemento armato, o di muratura armata, capaci di resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio.”⁶. Infine, vengono considerate per la prima volta le azioni dinamiche, in quanto il decreto impone di considerare nei calcoli strutturali di stabilità e resistenza delle costruzioni non solo le azioni statiche “dovute al peso proprio ed al sopraccarico, aumentate di una percentuale che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie”, ma anche le azioni dinamiche “dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni (lunghezza e larghezza) ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione.”⁷.

Ma il primo vero documento che prevede una classificazione sismica nazionale del territorio fu emanato solamente 70 anni dopo e riguarda la Legge del 2 febbraio 1974⁸ recante “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”. Tale classificazione è stata solamente l’embrione di quella che il 20 marzo 2003 diverrà la prima vera ordinanza⁹ in materia di classificazione sismica e norme antisismiche. Emanata anche in tale caso dopo uno degli eventi sismici più importanti della storia sismica italiana – il terremoto del 31 ottobre 2002 che ha colpito i territori al confine tra il Molise e la Puglia di intensità pari a 5.8 della scala Richter – ed a differenza di quanto previsto dalla normativa precedente, tale ordinanza classifica come sismico tutto il territorio nazionale suddividendolo in quattro zone caratterizzate da pericolosità sismica decrescente ed individuate da quattro classi di accelerazione massima del suolo (a_g) (considerato di categoria A) che per molti anni ha costituito l’azione sismica da utilizzare nella progettazione delle nuove costruzioni. In ogni zona è prevista l’applicazione della progettazione antisismica con livelli differenziati di severità

6 Art. 7, Regio Decreto n. 193 del 18 Aprile 1909 (G.U. n. 95 del 22 Aprile 1909).

7 Art. 24, Regio Decreto n. 193 del 18 Aprile 1909 (G.U. n. 95 del 22 Aprile 1909).

8 Legge 2 febbraio 1974, n. 64.

9 ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 marzo 2003 recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.» (G.U. Serie Generale n.105 del 08-05-2003 - Suppl. Ordinario n. 72).

salvo che nella zona 4 dove viene data facoltà alle regioni di imporre o meno l'obbligo di tale esecuzione.

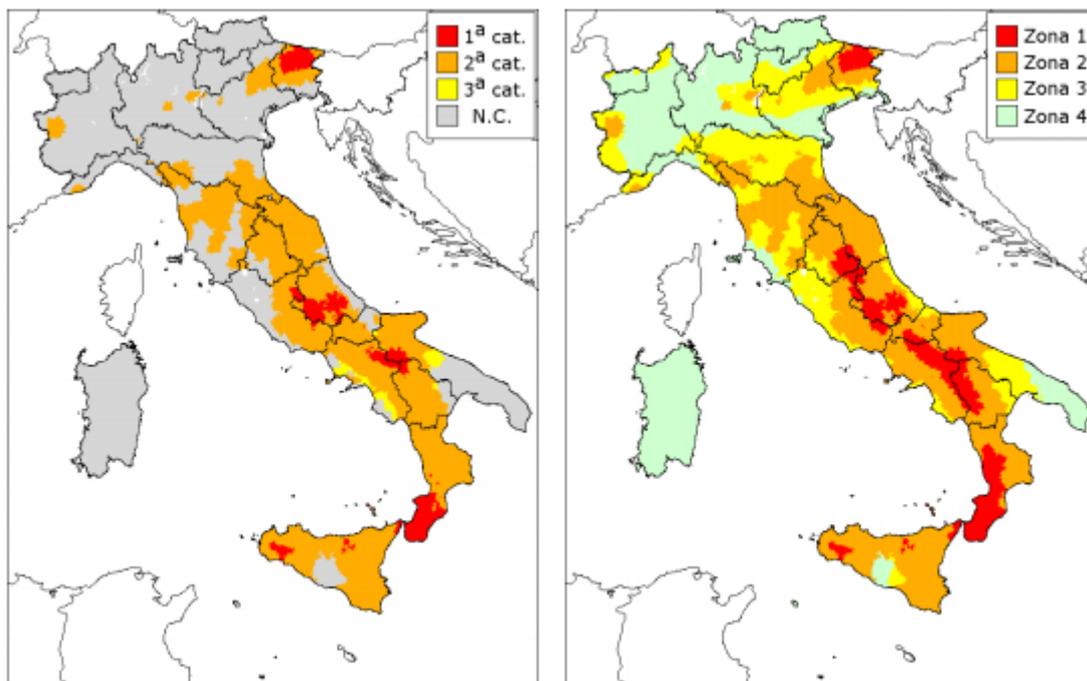


Figura 2 – Zonazione sismica del territorio italiano: a sinistra zonazione in vigore dal 1984 ed a destra zonazione in vigore dal 2003.

La descrizione delle 4 zone sismiche caratterizzanti il territorio nazionale è riportata nella seguente

Tabella 1 in cui è indicato anche il valore dell'accelerazione (a_g), espresso come frazione dell'accelerazione di gravità (g), da adottare in ciascuna delle zone sismiche:

ZONA SISMICA	RISCHIO	CONSIDERAZIONI	VALORE DI a_g
Zona 1	Alto	Possono verificarsi forti terremoti.	0.35g
Zona 2	Medio	Possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	0.25g
Zona 3	Basso	Possono essere soggetti a scuotimenti modesti.	0.15g
Zona 4	Molto basso	Possibilità di danni sismici molto basse.	0.05g

Tabella 1 - Descrizione zone sismiche del territorio italiano in vigore dal 2003.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Per la prima volta si recepiscono i contenuti degli Eurocodici¹⁰ con i quali si inizia ad applicare una tipologia di progettazione che favorisce la plasticizzazione di alcune parti della struttura rispetto ad altre (il cosiddetto Criterio di Gerarchia delle Resistenze). Infine, è proprio con detta ordinanza che inizia a prendere forma quello che oggi è classificato essere un edificio di interesse strategico “[...] la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.”¹¹. Per tale motivo nasce sempre più la necessità di salvaguardare e progettare in modo antisismico tale tipologia di strutture di primaria utilità ed importanza. Tali edifici, infatti, anche e soprattutto a seguito di eventi eccezionali come i terremoti, devono rimanere completamente fruibili ed accessibili. Per quanto riguarda, invece, gli edifici di rilevanza strategica realizzati prima del 1984, con la sopracitata ordinanza si impone di effettuare, entro qualche anno dalla sua pubblicazione, la valutazione della vulnerabilità sismica. Essa è il passo necessario ed essenziale al fine di valutare e conoscere lo stato di conservazione di una struttura in modo da poter pianificare e progettare gli eventuali interventi di miglioramento od adeguamento, nonché calcolare le risorse economiche necessarie.

Negli anni a seguire, questa zonizzazione fu ulteriormente revisionata per mezzo dell’ordinanza del 28 aprile 2006¹² che fornì uno strumento più aggiornato per la classificazione del territorio. Essa infatti introduceva degli intervalli di accelerazione e non più dei singoli valori da attribuire alle quattro zone sismiche, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni.

10 Gli Eurocodici (EC) sono norme europee per la progettazione strutturale. Definiscono il riferimento generale delle norme nazionali vigenti e consentono al professionista l'utilizzo di criteri di calcolo comuni ed adottabili anche all'estero.

11 Art. 2, comma 3, ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 marzo 2003 Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (G.U. Serie Generale n.105 del 08-05-2003 - Suppl. Ordinario n. 72).

12 ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 28 aprile 2006 Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone. (Ordinanza n. 3519). (G.U. Serie Generale n.108 del 11-05-2006).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

ZONA SISMICA	ACCELERAZIONE CON PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PARI AL 10% IN 50 ANNI
Zona 1	$0.25g < a_g < 0.35g$
Zona 2	$0.15g < a_g < 0.25g$
Zona 3	$0.05g < a_g < 0.15g$
Zona 4	$\leq 0.05g$

Tabella 2 – Intervalli di accelerazione delle zone sismiche del territorio italiano in vigore dal 2006.

Un ulteriore passo in avanti è stato fatto con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008¹³ il quale definisce le “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” – NTC-2008. Entrato in vigore il giorno 1 luglio 2009 in seguito al terremoto dell’Aquila del precedente aprile, tale norma ribadisce la centralità del metodo semiprobabilistico agli stati limite nella verifica della sicurezza delle costruzioni ed il metodo delle tensioni ammissibili viene ancora citato, ma il suo utilizzo è limitato al caso di edifici ordinari ricadenti in zone a bassissima sismicità. La vera novità di tale decreto è l’introduzione del concetto di “pericolosità sismica locale”: è stata implementata la concezione del territorio italiano diviso in zone sismiche ed è stata formulata una completa microzonazione mediante l’adozione di un reticolo i cui vertici sono dotati di caratteristiche puntuali di pericolosità sismica.

13 MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.» (G.U. Serie Generale n.29 del 04-02-2008 - Suppl. Ordinario n. 30).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

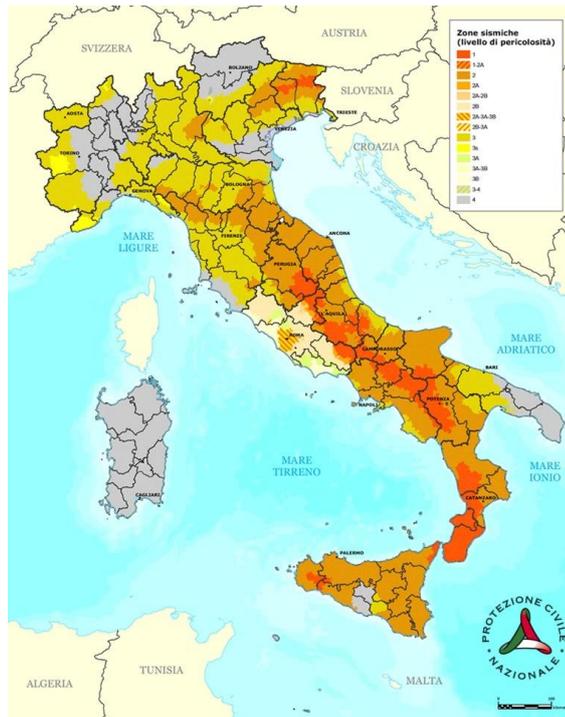


Figura 3 - Classificazione sismica in Italia.¹⁴

Diversamente dalla precedente normativa l'azione sismica non viene più valutata riferendosi ad una zona sismica, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, ma viene valutata sito per sito e costruzione per costruzione, sia in termini di accelerazione del suolo (a_g) e di forma dello spettro di risposta. Ad esempio, occorre tenere conto delle coordinate geografiche del sito di costruzione, della vita nominale della struttura e della sua destinazione d'uso, etc.

Infine, dopo circa 10 anni è stato pubblicato ed è da poco entrato in vigore il nuovo Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018¹⁵ il quale comprende l'«*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*» – NTC-2018. Tale decreto porta con se alcune differenze rispetto al precedente, anche se non molto rilevanti, riguardanti le verifiche di resistenza, duttilità, il taglio negli elementi tozzi nelle strutture dissipative, etc. Ma per quanto riguarda l'azione sismica e tutti gli aspetti ad essa

¹⁴ Fonte: Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile.

¹⁵ MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».» (18A00716) (G.U. Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

legati, invece, alcune delle differenze più importanti che il nuovo decreto prevede sono:

- L'introduzione delle definizioni di "capacità" e "domanda" riferite alla struttura in esame. Nello specifico, nel primo caso per "capacità di un elemento strutturale o di una struttura" si intende "l'insieme delle caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità da essa manifestate, quando soggetta ad un prefissato insieme di azioni"¹⁶ e conseguibile attraverso il concetto di Gerarchia delle Resistenze; nel secondo caso, la "domanda su un elemento strutturale o su una struttura" è "l'insieme delle caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni"¹⁷.
- L'introduzione del rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (ζ_E);
- L'eliminazione di ogni riferimento alla precedente zonazione sismica: ora le aree a "bassa sismicità" sono definite come zone caratterizzate, nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)¹⁸, da un valore dell'accelerazione al suolo $a_g S \leq 0.075g$, dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto SLV riguardante un sito di riferimento rigido. In tale zona è richiesta solamente la verifica nei confronti dello SLV, è annullata l'applicabilità delle tensioni ammissibili, fino ad ora ammesse nelle zone a basso quoziente sismico ed è possibile effettuare un'analisi statica con forze equivalenti al posto dell'analisi dinamica lineare.

¹⁶ Cap 7, Par. 7.1, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

¹⁷ Cap. 7, Par. 7.1, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

¹⁸ "A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali." [Fonte: Cap. 3, Par. 3.2.1, NTC-2018].

- L'adozione di un fattore di struttura compreso tra 1 ed 1.5, avvicinando così la nostra normativa agli Eurocodici e permettendo una modellazione più aderente al vero;
- Modifiche riguardanti gli elementi non strutturali e gli impianti;
- La sostituzione della formula relativa all'analisi lineare statica con un'altra conforme all'Eurocodice che consente una stima più accurata del periodo fondamentale di vibrazione (T_1);
- Etc.

Con tale ultimo decreto le NTC-2018 si rivelano uno strumento fondamentale e necessario sia per gli edifici di nuova costruzione che per l'adeguamento ed il miglioramento di quelli esistenti. Esse definiscono le regole di riferimento ed i principi da seguire per il progetto, la verifica e l'esecuzione delle costruzioni, specificando le prestazioni che gli edifici devono raggiungere in termini di resistenza meccanica e stabilità.

1.2 DEFINIZIONE DI “EDIFICIO STRATEGICO”

Il termine “edificio strategico” viene menzionato per la prima volta con la citata Ordinanza del 20 marzo 2003 che definisce tale tipologia di immobile “[...] edificio [...] la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile”. Tale Ente, che svolge attività riguardanti la difesa del cittadino, ha come obiettivo principale la salvaguardia della vita umana e la tutela dei beni e dell'ambiente dai danni derivanti da situazioni causate da disastri naturali o di altra natura. Per conseguire tale compito è importante che, prevalentemente in caso di terremoto, gli edifici strategici possano continuare a svolgere le proprie funzionalità in piena sicurezza, sia dal punto di vista delle attività per le quali sono stati costruiti che dal punto di vista strutturale. Alcuni esempi di edifici classificati come “strategici” sono le strutture ospitanti funzioni di comando, le sale operative, le strutture per l'assistenza e l'informazione alla popolazione, le strutture ed i presidi ospedalieri, etc.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

Dal punto di vista strutturale, un immobile di tale rilevanza deve innanzitutto possedere una bassissima vulnerabilità sismica per evitare che, al verificarsi del terremoto, le persone e l'edificio stesso possano subire danni e le attività in esso esercitate interruzioni. Mentre le strutture di nuova costruzione sono adeguatamente progettate per assolvere a tale funzione, considerando l'azione sismica della zona in cui l'edificio verrà costruito, per quanto riguarda le costruzioni esistenti è necessario effettuare preliminarmente la verifica dei livelli di sicurezza già presenti. Le strutture esistenti nella maggior parte dei casi risultano antecedenti l'entrata in vigore delle NTC-2008¹⁹, data oltre la quale è obbligatoria la progettazione antisismica per le strutture su tutto il territorio nazionale, e, per tale motivo, spesse volte non rispettano i criteri di sicurezza e stabilità strutturale imposti dalle normative nazionali vigenti, oltre a presentarsi già molto vulnerabili. Occorre, quindi, individuare le eventuali limitazioni da imporre nell'uso della costruzione, nonché definire gli interventi di riparazione, miglioramento ed eventualmente adeguamento necessari per rendere la costruzione adeguata ai criteri di sicurezza in vigore riportati nelle nuove NTC-2018 al fine di raggiungere gli opportuni livelli di vulnerabilità sismica.

Considerando, ad esempio, le strutture ospedaliere, è possibile notare nella maggior parte degli edifici situati sul territorio nazionale che tali immobili sono caratterizzati da:

- Elevata complessità, traducibile in complessità strutturale, impiantistica e funzionale. Basti pensare alla geometria di tali edifici, spesso articolata ed irregolare al fine di disporre nel miglior modo possibile tutti i vari reparti senza errate intersezioni, come è possibile notare nell'esempio riportato nella seguente Figura 4:

¹⁹ Nello specifico la progettazione antisismica di tutte le strutture sul territorio nazionale è stata resa obbligatoria a partire dal giorno 1 luglio 2009, data ufficiale di entrata in vigore della sopracitata NTC-2008.



Figura 4 - Esempio di layout di ospedale esistente.

- Elevata vulnerabilità alle azioni sismiche: molti ospedali esistenti non sono progettati secondo una procedura di tipo antisismico e tenendo conto delle azioni provenienti dai terremoti, poiché la zona in cui sono situati è stata classificata come “sismica” solo dopo la loro costruzione;
- Elevata esposizione: le strutture ospedaliere sono edifici utilizzati a tempo pieno e spesso soggetti ad elevato affollamento, comprendente sia il personale medico che i visitatori ed i pazienti, i quali possono anche non essere autonomi. Inoltre, un altro aspetto di primaria importanza è la presenza di sofisticate apparecchiature e tecnologie di elevato valore, caratterizzate da elevati costi di acquisto e funzionamento, nonché dalla presenza di sostanze che potrebbero essere pericolose ed a rischio in caso di terremoti (ossigeno, gas, sostanze radioattive, etc).

In seguito a ciò, il rischio sismico che caratterizza tale tipologia di strutture è molto alto e si rivela sempre più necessaria ed evidente l’esigenza di valutare la vulnerabilità sismica cui tali strutture sono soggette, con la conseguenza di ottenere una notevole diminuzione di tale rischio. Esso è definito come l’insieme delle possibili conseguenze (economiche, ambientali, sociali) derivanti da eventi sismici pericolosi che possono verificarsi in un determinato territorio in un dato

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

periodo di tempo, in relazione alla probabilità di accadimento ed al relativo grado di intensità (severità del terremoto). È importante, quindi, considerare non solo l'evento in se e per se, ma anche e soprattutto gli effetti che esso provoca come, ad esempio, il crollo di edifici, di ponti, l'innescò di frane, le vittime, etc. Per tale motivo è essenziale capire quanto ed in che modo una struttura è predisposta al crollo (ovvero la sua vulnerabilità sismica) e progettare edifici adeguati al contesto ambientale in cui saranno inseriti, nonché migliorare ed irrobustire il comportamento strutturale di quelli già esistenti.

In termini matematici, il rischio sismico è inteso come il prodotto tra vulnerabilità (V) ed esposizione (E) unitamente alla pericolosità (P), definita come la probabilità che un fenomeno di determinata intensità si verifichi in un dato luogo ed in un certo periodo di tempo, traducibile nella formula:

$$R = V * E * P$$

In Italia il problema delle costruzioni strategiche esistenti è di fondamentale importanza, non solo poiché in caso di eventi eccezionali esse devono continuare a svolgere le loro funzioni, ma anche dal punto di vista economico-ambientale e del valore storico-architettonico che esse hanno sul patrimonio edilizio italiano. Per tale motivo tali strutture devono essere progettate in maniera adeguata al contesto in cui verranno realizzate, nonché adeguatamente irrobustite nel caso si tratti di edifici già esistenti.

1.2.1 LA PROGETTAZIONE ANTISISMICA DEGLI EDIFICI STRATEGICI SECONDO LA NTC-2018

La progettazione antisismica delle strutture, comprendenti quelle di tipo strategico, è diventata obbligatoria in Italia a partire dal giorno 1 luglio 2009, data in cui sono entrate in vigore su tutto il territorio nazionale le NTC-2008. L'analisi e la progettazione di tali strutture di rilevanza strategica segue lo stesso iter utilizzato per la realizzazione di edifici ad uso civile ed industriale, ma, a causa dell'importanza da essi rivestita, deve considerare tutta una serie di aspetti ed

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

obblighi normativi specifici. Questi si traducono nell'utilizzo di appositi parametri e coefficienti, nonché nell'impiego di stati limite e verifiche più restrittive rispetto a quelle utilizzate per le altre tipologie di strutture.

Le azioni sismiche di progetto che la struttura in esame deve “sopportare” sono valutate a partire dal concetto di “pericolosità sismica di base”, ovvero sono definite considerando il sito di costruzione in cui si intende costruire l'edificio. Si intende eseguire, quindi, un progetto adeguato al contesto ambientale in cui sarà inserito e basato sulla pericolosità sismica del luogo nel quale esso verrà realizzato. In tale modo le azioni sismiche, in base alle quali si valuterà il rispetto dei diversi stati limite, sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sito di costruzione. Nello specifico, la pericolosità sismica è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito un parametro che descrive il moto sismico superi un valore prefissato. Tale lasso di tempo (espresso in anni) è denominato “periodo di riferimento (V_R)” e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR})”. Nelle NTC-2018 la pericolosità sismica è descritta in funzione dell'accelerazione massima del suolo attesa “in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale [...], nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} [...]”²⁰.

Gli Stati Limite di Esercizio (SLE) ed Ultimi (SLU) che devono essere rispettati dalle azioni sismiche di progetto sono individuati sulla base delle prestazioni che deve garantire la costruzione e riguardano sia gli elementi strutturali che quelli non strutturali; la NTC-2018 prende in considerazione anche gli impianti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli SLE e gli SLU si suddividono in due sottocategorie, come riportato nella seguente Figura 5:

²⁰ Cap 3, Par. 3.2, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Figura 5 - SLE e SLU nei confronti delle azioni sismiche [Cap 3, Par 3.2.1, NTC-2018].

Come si evince dalla descrizione, gli stati limite presentano, al progressivo aumentare dell'azione sismica, un grado di danneggiamento della struttura via via crescente dallo Stato Limite di Operatività (SLO) allo Stato Limite di Collasso (SLC) per il quale i danni e le rotture degli elementi strutturali sono considerevoli e la loro resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali è pressoché nulla. In particolare, lo SLO è utilizzato come riferimento progettuale per gli edifici strategici in quanto essi devono rimanere sempre operativi, sia durante che dopo il terremoto.

A ciascuno stato limite corrisponde una specifica probabilità di superamento (P_{VR}) cui bisogna riferirsi per valutare l'azione sismica, come evidenziato nella seguente Tabella 3:

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

Tabella 3 - Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato [Tab. 3.2.1, NTC-2018].

I valori di probabilità riportati, immutati qualsiasi sia la classe d'uso della struttura e valutati nel periodo di riferimento (V_R) proprio della stessa, definiscono la probabilità che, in un dato lasso di tempo, l'azione sismica di progetto superi lo

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

stato limite considerato e consentono di valutare, per ognuno di essi, l'azione sismica corrispondente. Analizzando nel dettaglio, la classe d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R) sono descritti dalla NTC-2018 come:

- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, si fa riferimento “alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso”²¹. Le costruzioni sono, quindi, suddivise in classi in base all'importanza da esse esercitata in:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 6 - Classi d'uso [Cap 2, Par 2.4.2, NTC-2018].

Sono presenti quattro classi con importanza ed affollamento crescenti e gli edifici di tipo strategico ricadono nella classe IV in quanto essi sono costruzioni con importanti funzioni pubbliche in caso di calamità;

- V_R : tale parametro si ricava moltiplicando la vita nominale di progetto (V_N) della costruzione per il coefficiente d'uso (C_U) mediante la formula:

$$V_R = V_N * C_U$$

La vita nominale di progetto (V_N) di una struttura è un parametro espresso in anni e corrisponde “al numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali”²². Ovvero, per gli anni indicati, la costruzione deve garantire prefissati livelli di durabilità e resistenza al fine di resistere alle azioni a cui è sottoposta e svolgere le funzioni per le quali è stata costruita.

21 Cap 2, Par. 2.4.2, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

22 Cap 2, Par. 2.4.1, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

I valori di V_N da utilizzare, anche per azioni che dipendono dal tempo, sono:

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4 - Valori minimi della vita nominale (V_N) di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

Gli edifici sono, quindi, suddivisi in tre categorie in base al livello di prestazioni che essi devono garantire e le strutture di tipo strategico ricadono nella terza classe, presentando una vita nominale di 100 anni.

Il valore del coefficiente C_U , invece, è definito al variare della classe d'uso, come riportato nella seguente Tabella 5:

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

Tabella 5 - Valori del coefficiente d'uso (C_U) [Tab. 2.4.II, NTC-2018].

Come si evince dalla tabella, le strutture di tipo strategico come gli ospedali presentano un coefficiente pari a 2.

In definitiva, per le strutture ricadenti in classe d'uso IV, ovvero quelle di rilevanza strategica, il periodo di riferimento (V_R) è posto pari a:

$$V_R = 100 * 2 = 200 \text{ anni}$$

La circolare esplicativa²³ delle NTC-2018 riporta una tabella riassuntiva di tale coefficiente, dove emerge che esso non sarà mai inferiore a 35 anni:

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 6 - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U [Tab. C2.4.I, Circolare NTC-2018].

23 CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (19A00855) (G.U. n.35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).

Quindi, il periodo di riferimento (V_R) riveste notevole importanza, poiché, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo poissoniano²⁴, esso è utilizzato per valutare il periodo di ritorno (T_R) dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica, fissata la probabilità di superamento (P_{VR}) corrispondente allo stato limite considerato. Il periodo di ritorno (T_R) del sisma è definito come il tempo che intercorre tra il verificarsi di un evento e del successivo di uguale entità o superiore; esso si ricava, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza (P_{VR}), per mezzo della seguente relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{VR})$$

I coefficienti in esso contenuti sono il periodo di riferimento (V_R), la probabilità di eccedenza (P_{VR}), il coefficiente d'uso (C_U) e la vita nominale della costruzione (V_N). Si otterrà, quindi, un diverso valore del periodo di ritorno (T_R) al variare dei diversi stati limite considerati.

I parametri finora introdotti sono necessari per definire l'importanza della struttura che si andrà a progettare, ovvero la sua durabilità nel tempo in termini prestazionali. Ne consegue che, al fine di garantire una maggiore durabilità e, di conseguenza un aumento della sicurezza della costruzione, è necessario definire e progettare per mezzo di un'azione sismica più grande, in modo che la struttura possa resistere ad azioni maggiori.

Per procedere alla caratterizzazione dell'azione sismica di progetto in base al sito di costruzione dell'opera, è necessario individuare la tipologia di terreno sottostante la struttura interessata. Come riportato nella circolare esplicativa precedentemente menzionata, "Le condizioni del sito di riferimento rigido non corrispondono, in generale, alle condizioni reali. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in

²⁴ Un processo di Poisson, dal nome del matematico francese Siméon-Denis Poisson, è un processo stocastico che simula il manifestarsi di eventi che siano indipendenti l'uno dall'altro e che accadano continuamente nel tempo. (Fonte: Wikipedia).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale²⁵.²⁶ A tal fine, la NTC-2018 fa riferimento ad un procedimento semplificato che consiste nel riconoscimento della categoria del sottosuolo in funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) nei vari strati del terreno fino a 30 m di profondità rispetto al piano campagna. Tali valori sono ottenuti mediante prove specifiche oppure sono valutati tramite relazioni empiriche come, ad esempio, le prove penetrometriche dinamiche o statiche. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo del metodo semplificato e considerate dalla NTC-2018 sono riportate nella seguente Tabella 7:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 7 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato [Tab.3.2.II, NTC-2018].

In aggiunta, le categorie topografiche semplificate, riferite a configurazioni geometriche del terreno prevalentemente bidimensionali, sono definite dalla NTC-2018 come:

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

Tabella 8 - Categorie topografiche [Tab. 3.2.III, NTC-2018].

25 Si definisce "risposta sismica locale", l'azione sismica che emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. [...] si assume come superficie il piano di riferimento [...]. (Fonte: Circolare esplicativa NTC-2018).

26 Cap C3, Par. C3.2.2, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 recante «Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Il metodo semplificato può essere utilizzato solo se l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta, ma non se essa è descritta mediante storie temporali del moto del terreno. Quindi, la determinazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento. Tale moto sismico è descritto da tre componenti traslazionali tra loro indipendenti:

- Due componenti orizzontali (X e Y) tra loro perpendicolari;
- Una componente verticale (Z), considerata solamente in presenza di elementi orizzontali di luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, etc ed a patto che il sito in cui è presente la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo pari ad $a_g \geq 0.15g$.

La NTC-2018 afferma che tali componenti possono essere descritte mediante tre diverse rappresentazioni a seconda della tipologia di analisi adottata; esse sono:

- L'accelerazione massima in superficie;
- L'accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- La storia temporale del moto del terreno (accelerogramma).

Per quanto riguarda le due componenti orizzontali, esse sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta (o dalle due componenti di accelerazione orizzontale), mentre la componente verticale ha un proprio spettro (od una specifica componente di accelerazione verticale).

In conclusione, per poter applicare le azioni sismiche ed eseguire le relative analisi e verifiche, occorre definire lo spettro di risposta elastico e lo spettro di progetto della struttura in esame che dipendono dai parametri precedentemente definiti, relativi sia al sito in cui è presente la costruzione sia alla costruzione stessa. Essi sono graficizzati all'interno di piani cartesiani che presentano sull'asse delle ascisse il periodo (T) espresso in secondi e sull'asse delle ordinate l'accelerazione normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (g). Esistono anche spettri di risposta elastici in spostamento ottenuti dalla corrispondente risposta elastica in accelerazione.

Lo spettro di risposta elastico ($S_e(T)$) in accelerazione è la risposta ad un assegnato terremoto, ma ai fini progettuali occorre prevedere gli spettri relativi ai terremoti che la struttura potrebbe subire. Ciò è fatto analizzando per ciascun sito le registrazioni di sismi storici, involupando i relativi spettri ed ottenendo uno spettro convenzionale di forma regolare. Esso è definito dalla NTC-2018 mediante “una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale”²⁷. Esso si differenzia per le componenti orizzontali e verticale ed è definito mediante tre parametri fondamentali su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito od accelerazione di picco al suolo (Peak Ground Acceleration - PGA);
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione.

Al variare della probabilità di eccedenza (P_{VR}) possono variare sia la forma spettrale che il valore dell'accelerazione orizzontale massima, quindi gli spettri dipendono dallo stato limite considerato.

Ogni spettro presenta quattro tratti caratteristici che lo definiscono:

- Il primo tratto è lineare crescente dove l'accelerazione cresce col periodo (T). Esso presenta inizio nel punto a periodo nullo ($T = 0$) in corrispondenza del valore pari alla PGA;
- Il secondo tratto è una porzione orizzontale ad accelerazione costante;
- Il terzo tratto, non lineare decrescente, presenta velocità massima costante ed accelerazione che varia in maniera inversamente proporzionale al periodo (T);

²⁷ Cap 3, Par. 3.2.3.2, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

- Il quarto tratto, anch'esso non lineare decrescente, è caratterizzato da spostamento massimo costante ed accelerazione che varia in modo inversamente proporzionale al quadrato del periodo.

Ognuno di tali tratti è caratterizzato da un'espressione analitica differente ottenuta moltiplicando i tre parametri precedentemente descritti ed un parametro (S) dipendente dalla natura del terreno e che incide sull'amplificazione del moto. La NTC-2018, infatti, riconosce grande capacità agli strati superficiali del terreno di influenzare il moto sismico proveniente dallo strato roccioso di base (*bed rock*).

Lo spettro di progetto, invece, è ottenuto riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico considerando le risorse duttili della struttura in esame attraverso l'utilizzo di un fattore q definito fattore di comportamento. Esso è un parametro fondamentale utilizzato per definire le capacità dissipative di una struttura che, nel caso di comportamento strutturale dissipativo, dipende dalla tipologia strutturale dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione utilizzati.

La NTC-2018 suddivide gli spettri di progetto in due categorie in base allo stato limite considerato: quelli relativi allo SLO e quelli relativi, invece, ai restanti stati limite.

Per lo SLO, lo spettro di progetto ($S_d(T)$) da utilizzare nelle analisi è il medesimo dello spettro di risposta elastico corrispondente, sia per le componenti orizzontali che verticale, riferito alla probabilità di eccedenza (P_{VR}) considerata.

Invece, per lo Stato Limite di Danno (SLD), SLV e SLC lo spettro di progetto corrisponde a quello di risposta elastico, sempre per entrambe le componenti orizzontali e verticale, ma in tale caso le ordinate sono ridotte sostituendo nelle formule che lo definiscono il fattore η ²⁸ con il valore $1/q$. Questo vale nel caso di analisi lineare statica o dinamica, mentre nel caso di analisi non lineare statica si pone semplicemente $\eta = 1$.

È svolto tale procedimento di utilizzo di uno spettro "ridotto" rispetto a quello elastico in modo da utilizzare un'analisi elastica ed evitare di impiegare in fase di progettazione analisi non lineari. La riduzione delle forze elastiche è effettuata al

²⁸ η è il fattore che altera le ordinate dello spettro elastico per valori di smorzamento ξ diversi dal 5%.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

fine di considerare la capacità dissipativa della struttura, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa in campo non elastico della stessa, la sua sovraresistenza e l'incremento del suo periodo proprio di vibrazione in seguito a plasticizzazioni.

I parametri ed i coefficienti sin qui introdotti, oltre a definire l'azione sismica presente nel luogo di costruzione della struttura in esame, servono anche a definire la modellazione dell'azione sismica di progetto con la quale l'immobile dovrà essere progettato e, conseguentemente, verificato. La NTC-2018, infatti, afferma che “le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.”²⁹, ovvero il sistema strutturale deve essere dotato di meccanismi resistenti, appositamente progettati, disposti secondo due direzioni principali tra loro perpendicolari al fine di resistere alle sollecitazioni indotte da un eventuale terremoto.

A tal proposito, la NTC-2018 propone diversi metodi di analisi delle strutture al fine di confrontare l'entità della domanda proveniente dalla scossa sismica con la capacità dell'opera che si deve realizzare. In particolare, le caratteristiche della struttura ed il modello di comportamento adottato definiscono due tipologie principali di modellazione dell'azione sismica: quella lineare e quella non lineare, a loro volta suddivise in analisi statiche o dinamiche. La normativa, per ciascuno degli stati limite e per ogni modalità di modellazione dell'azione sismica, considera la seguente Tabella 9:

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1,0 § 3.2.3.4	q = 1,0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tabella 9 - Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica [Tab. 7.3.1, NTC-2018].

²⁹ Cap 7, Par. 7.2.2, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

Come si può dedurre, solo le analisi lineari fanno riferimento al fattore di comportamento (q), quelle non lineari considerano il calcolo della risposta sismica attraverso l'integrazione delle equazioni del moto nel caso di analisi dinamica e mediante l'associazione al sistema reale di un sistema strutturale equivalente non lineare nel caso di analisi statica.

Nel seguito si farà riferimento solamente alle analisi lineari di tipo dinamico in quanto esse sono la tipologia di modellazione che sarà utilizzata nello studio di un caso reale, come descritto nei successivi capitoli.

Come precedentemente accennato, la domanda sismica nel caso di analisi lineare può essere ridotta attraverso il fattore di comportamento q , sia per strutture a comportamento non dissipativo³⁰ che dissipativo³¹. I valori di q variano al variare delle caratteristiche della struttura in esame (tipologia, grado di iperstaticità, criteri di progettazione e capacità dissipative del materiale) e dello stato limite considerato, nonché della direzione considerata per l'azione sismica. Le strutture, infatti, possono appartenere ad una tipologia in una direzione ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale opposta, considerando per entrambe il fattore di comportamento opportuno (che quindi può anche essere differente).

Nel caso di strutture a comportamento dissipativo la normativa propone una formulazione per la valutazione del valore limite del fattore di comportamento, essa è:

$$q_{lim} = q_0 * K_R$$

Dove q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, dipendente dalla Classe di Duttività (CD) "A"³² o "B"³³, dalla tipologia strutturale dell'opera considerata e dal rapporto α_u/α_l tra il valore dell'azione sismica per il quale si ha la plasticizzazione in un certo numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale

30 Comportamento strutturale non dissipativo: nella valutazione della domanda tutte le membrature ed i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. [Fonte: Cap. 7, Par. 7.2.2, NTC-2018].

31 Comportamento strutturale dissipativo: nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico. [Fonte: Cap. 7, Par. 7.2.2, NTC-2018].

32 CD "A": Classe di Duttività Alta, ad elevata capacità dissipativa. [Fonte: Cap.7, Par. 7.2.2, NTC-2018].

33 CD "B": Classe di Duttività Media, a media capacità dissipativa. [Fonte: Cap.7, Par. 7.2.2, NTC-2018].

raggiunge la plasticizzazione a flessione; tale valore si diversifica in base alla regolarità in pianta della struttura. La NTC-2018 propone una tabella con i valori massimi di q_0 allo SLV; nel seguito sono riportati solamente quelli relativi alle costruzioni in calcestruzzo (tipologia di interesse del presente elaborato):

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_d/α_1	3,0 α_d/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_d/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Tabella 10 - Valori massimi del valore base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per le costruzioni in calcestruzzo [Tab. 7.3.II, NTC-2018].

Il termine K_R è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche di regolarità in elevazione della costruzione considerato pari ad 1 per costruzioni regolari e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di edifici a comportamento strutturale non dissipativo, invece, è opportuno utilizzare un fattore di comportamento (q_{ND}) pari a:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD "B"} \leq 1.5$$

Tale formulazione permette di calcolare un fattore ridotto di 2/3 rispetto al valore minimo relativo alla CD "B".

Finora sono state sempre considerate le componenti orizzontali dell'azione sismica, per quanto riguarda la componente verticale, invece, la NTC-2018 afferma che essa deve essere considerata in presenza di "elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento [...]"³⁴. In aggiunta, in riferimento a tale componente, il valore del fattore di comportamento (q) allo SLV è considerato pari ad 1.5 per qualunque

³⁴ Cap 7, Par. 7.2.2, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

tipologia strutturale e materiale (ad eccezione dei ponti per i quali si impone $q = 1$).

Considerando, quindi, l'analisi lineare di tipo dinamico, essa costituisce lo studio di riferimento per definire gli effetti che l'azione sismica provoca su un edificio con comportamento strutturale sia dissipativo che non dissipativo. Viene anche definita "analisi lineare dinamica" od "analisi modale con spettro di risposta". Questo è conseguente al fatto che lo studio della struttura è basato sulla determinazione dei modi di vibrare della stessa (ovvero delle sue forme modali) e l'azione sismica è trattata attraverso lo spettro di progetto che associa ad ogni periodo di vibrazione la massima accelerazione sismica corrispondente. Ma in che modo si legano gli spettri di risposta ed i modi di vibrare di una struttura? Il primo passo da effettuare è quello di svolgere un'analisi modale: essa calcola i modi di vibrare di un edificio, in numero pari ai suoi Gradi Di Libertà (GDL), e per ciascuno di essi determina la massa partecipante, ovvero la massa eccitata dal modo di vibrare, ed il periodo di vibrazione.

Grazie a tali due parametri è lecito schematizzare la struttura attraverso un oscillatore semplice, come rappresentato nella seguente Figura 7:

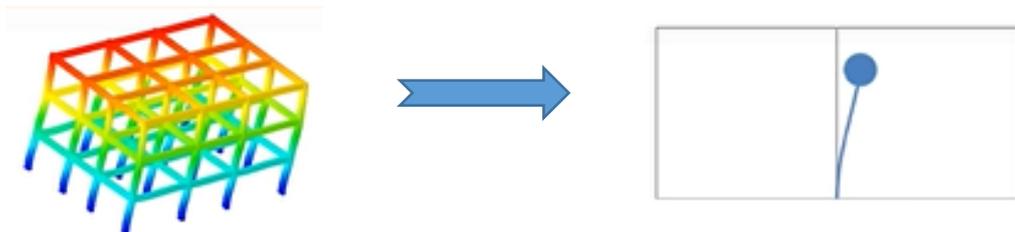


Figura 7 - Schematizzazione di una struttura mediante un oscillatore semplice.

L'oscillatore costituisce un sistema vibrante ad un solo GDL dotato di massa e periodo di vibrazione corrispondenti rispettivamente alla massa partecipante della struttura ed al periodo del singolo modo di vibrare. Ogni oscillatore ha, quindi, le medesime proprietà dinamiche del modo di vibrare corrispondente. Nello specifico, i modi di vibrare sono configurazioni deformate dell'edificio in esame e sono una caratteristica propria della struttura, poiché sono individuati in assenza di forzante e sono caratterizzati da un proprio periodo e da un fattore di smorzamento convenzionale (ξ), nonché da una propria forma. In funzione

dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della configurazione deformata. In riferimento a ciò, la NTC-2018 afferma che “Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa.”³⁵. Ciò significa che nell’analisi è opportuno considerare “tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%”³⁶ al fine di cogliere gli effetti dell’azione sismica sulla struttura con soddisfacente approssimazione e trascurare solamente i modi meno significativi in termini di massa partecipante. Per determinarli l’analisi modale si basa sulla risoluzione delle equazioni del moto della struttura in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna), scritte nella seguente forma:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = 0$$

Dove [M] e [C] sono rispettivamente la matrice delle masse e la matrice delle rigidezze della struttura. {u} è il vettore spostamento, considerato anche con la sua derivata prima (che rappresenta una velocità) e seconda (che rappresenta un’accelerazione) moltiplicato per le matrici precedentemente definite.

Il secondo passo da effettuare è il calcolo degli effetti massimi dell’azione sismica attraverso la considerazione dello spettro di progetto per ciascuno dei modi di vibrare della struttura. Infatti, riducendo una struttura a più GDL ad un oscillatore ad un solo GDL, è possibile entrare all’interno dello spettro di progetto con il periodo di vibrazione dell’oscillatore, ottenendo in tale modo la massima accelerazione sismica che esso subirà:

35 Cap 7, Par. 7.3.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

36 Cap 7, Par. 7.3.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

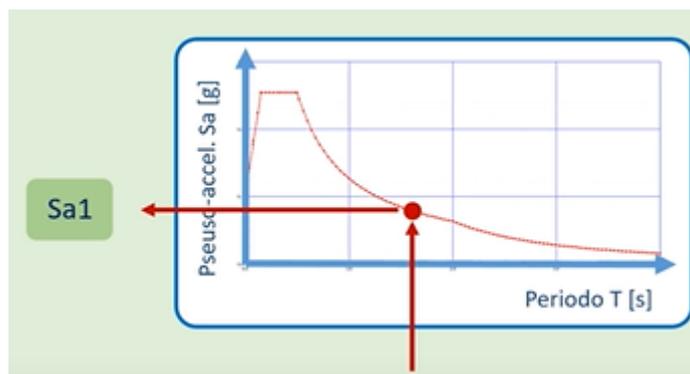


Figura 8 - Accelerazione sismica corrispondente al periodo di vibrazione del modo di vibrare.

È fondamentale la determinazione di tale accelerazione, in quanto, se moltiplicata per la massa partecipante, fornisce il tagliante sismico alla base della struttura, ovvero l'azione sismica massima che sollecita l'edificio per quel singolo modo di vibrare. Tale procedimento è ripetuto per ciascun modo di vibrare della struttura, ottenendo un proprio tagliante alla base.

Ma in che modo si traduce tale forza sulla struttura nel suo insieme? Il tagliante sismico è distribuito in altezza in funzione delle masse di ciascun impalcato, degli spostamenti di impalcato dei singoli modi di vibrare e del fattore di partecipazione modale, coefficiente adimensionale che indica quanto il singolo modo di vibrare contribuisce al moto totale della struttura, come evidenziato nella seguente Figura 9:

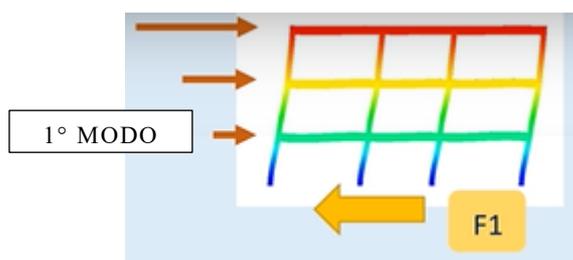


Figura 9 - Ripartizione del tagliante sismico di base sull'intera struttura a livello di piano.

Da tale distribuzione di forze, per ciascun modo, si ottengono le sollecitazioni di momento, taglio e sforzo normale sulla struttura, il cui calcolo è ripetuto per ciascun modo di vibrare.

Per combinare tra loro tali sollecitazioni appartenenti ai vari modi di vibrare della struttura non è possibile eseguire una sommatoria, poiché lo spettro riporta

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

l'accelerazione massima che subisce la struttura in funzione del suo periodo. Ma l'accelerazione massima di ogni singolo oscillatore si verifica in un preciso istante di tempo appartenente al periodo totale di risposta sismica. Quindi, per ciascun oscillatore semplice la massima accelerazione ed il massimo effetto si verificherà per un istante di tempo diverso da tutti gli altri. Di conseguenza, sommando le sollecitazioni ottenute dai diversi modi di vibrare si sommerebbero effetti che non si verificano nello stesso istante temporale, ma che la struttura subisce in istanti di tempo diversi.

La NTC-2018 propone, per la combinazione delle sollecitazioni ottenute per ciascun modo di vibrare, un procedimento approssimato di natura probabilistica denominato Combinazione Quadratica Completa (CQC) che tiene conto dello sfasamento temporale. Essa combina gli effetti relativi a ciascun modo attraverso la seguente formulazione che considera, all'interno del parametro ρ_{ij} lo smorzamento della struttura ed il rapporto tra l'inverso dei periodi dei modi di vibrare:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} * E_i * E_j}$$

Dove E_j è il valore dell'effetto relativo al modo j e ρ_{ij} è un coefficiente che correla il modo i ed il modo j , calcolato con la formula seguente:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i * \xi_j} * (\beta_{ij} * \xi_i + \xi_j) * \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 * \xi_i * \xi_j * \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) * \beta_{ij}^2}$$

In cui β_{ij} è, come precedentemente accennato, il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia $i-j$ di modi di vibrare ($\beta_{ij} = T_j/T_i$) e $\xi_{i,j}$ rappresenta lo smorzamento viscoso dei modi i e j che, nel caso di uguale smorzamento dei modi i e j ($\xi_i = \xi_j$), modifica la precedente equazione in:

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

Nei confronti del parametro relativo allo smorzamento, la circolare esplicativa della NTC-2018 afferma che “Tranne che per casi particolari, quali ad esempio

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

quelli di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore del fattore di smorzamento convenzionale ξ ossia $\xi = 5\%$ ³⁷.

La combinazione considerata degenera nella più semplice regola “*Square Root of Sum of Squares*” (SRSS), anch’essa valida nell’ipotesi in cui il contributo massimo di ogni modo non si verifichi contemporaneamente agli altri. La sua formulazione presenta la seguente forma:

$$E = \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2 + \dots}$$

Come si può osservare dalla formula e dal relativo nome, essa considera la radice quadrata della somma dei quadrati e consiste nell’elevare al quadrato le sollecitazioni ottenute da ciascun modo di vibrare, sommarle e farne la radice quadrata.

Oggigiorno, tale combinazione non è ampiamente utilizzata, ma viene applicata solamente come riferimento per il controllo dei risultati. Va sottolineato che, quando il periodo di vibrazione di un modo differisce per più del 10% da quello degli altri modi, le differenze tra le due combinazioni sono trascurabili.

L’analisi modale con spettro di risposta può essere, quindi, riassunta con la seguente procedura:

- Determinazione dei modi di vibrare propri della struttura in esame (analisi modale);
- Calcolo degli effetti dell’azione sismica, descritta mediante lo spettro di progetto, per ogni modo di vibrare;
- Combinazione degli effetti massimi.

Essa si rivela il metodo principale per lo studio di una struttura nei confronti di azioni di tipo sismiche.

Il terremoto, però, non agisce sempre e solo in una direzione, ma può variare nello spazio, agendo sia lungo la direzione X, sia lungo la direzione Y, che ortogonalmente al terreno, ovvero lungo la direzione Z verticale. Al fine di

37 Cap. C7, Par. C7.3.3.1, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 recante «Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

considerare tale variabilità, la normativa per la tipologia di analisi considerata applica la seguente espressione con la quale la risposta sismica è valutata unitariamente per le tre componenti:

$$1.00 * E_x + 0.30 * E_y + 0.30 * E_z$$

In cui E_i rappresenta l'effetto dell'azione sismica secondo una direzione.

Con tale formulazione si suppone di applicare l'azione nella sua totalità secondo una direzione ed il 30% della stessa secondo le restanti due, ripetendo la medesima cosa in maniera alternata e facendone l'involuppo. Vanno in aggiunta considerati anche i segni delle forze, poiché esse, lungo una direzione, possono invertirsi.

Se il centro di massa della struttura è considerato perfettamente nel centro dell'edificio si ottengono otto combinazioni (trascurando la direzione verticale), come riportato nella seguente Figura 10:

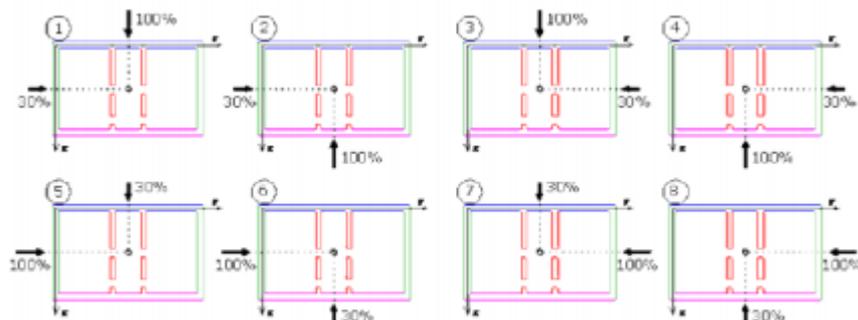


Figura 10 - Azione sismica diretta lungo le due componenti principali.

La posizione del centro di massa, però, è da considerarsi sempre soggetta ad un'eccentricità accidentale definita su quattro quadranti in modo da tener conto di un'eventuale asimmetria della struttura.

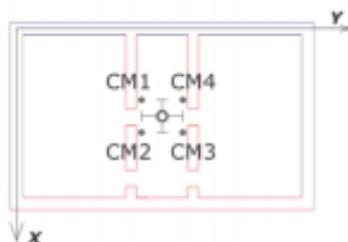


Figura 11 - Eccentricità accidentali del centro di massa.

Il valore dell'eccentricità, solitamente posto pari ad $e_i = \pm 5\%$, provoca uno spostamento del centro di massa dalla sua posizione centrale ed un conseguente aumento delle combinazioni che risultano essere pari a 32 (8 moltiplicate per le quattro posizioni dei centri di massa).

Le azioni sismiche sono quindi calcolate per le verifiche agli stati limite insieme agli altri tipi di sollecitazione agenti sulla struttura in esame secondo la combinazione delle azioni fornita dalla NTC-2018 espressa come:

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

Dove il termine E corrisponde alle azioni derivanti dai terremoti, G_1 corrisponde al peso proprio di tutti gli elementi strutturali, G_2 è il peso proprio degli elementi non strutturali, P corrisponde alla precompressione se presente nella struttura in esame e Q_{ki} si riferisce all'azione dei carichi variabili, moltiplicato per il relativo coefficiente correttivo ψ_{ij} che ne riduce l'entità. È, infatti, poco probabile che i carichi variabili agiscano tutti contemporaneamente sulla struttura con la massima intensità.

Il rispetto degli stati limite, ultimi e di esercizio, da parte di una struttura sottoposta ad azioni sismiche riguarda non solo gli elementi strutturali primari e secondari mediante i quali è stata progettata, ma anche gli elementi non strutturali e gli impianti. Per ognuno di essi è opportuno verificare che il valore della domanda di progetto sia inferiore al corrispondente valore di capacità di progetto. Nello specifico, la NTC-2018 afferma che “le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono [...] in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidità (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidità (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA) [...] in dipendenza della

Classe d'Uso (CU)³⁸, secondo quanto indicato nella relativa Tabella 11 di seguito riportata:

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

Tabella 11 - Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti [Tab. 7.3.III, NTC-2018].

Come si può dedurre, si dovrebbe procedere alle sole verifiche di SLD e SLV, rispettivamente nelle condizioni di esercizio ed ultime, ma le strutture in Classe d'Uso III e IV necessitano anche di verifiche di SLO relativamente agli elementi strutturali, per i quali sono richieste verifiche di rigidezza, ed agli impianti, per i quali sono richieste, invece, verifiche in termini di funzionamento. Più precisamente, la verifica in termini di rigidezza deve appurare che gli elementi non strutturali subiscano danni tali da rendere l'edificio temporaneamente inagibile in seguito alle deformazioni degli elementi strutturali. Per ovviare a tale inconveniente, la normativa impone che gli spostamenti di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti relativi allo SLD per costruzioni ricadenti in Classe d'Uso I o II. Tale valore soglia, in presenza di tamponature collegate in modo rigido alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, è posto pari a:

$$qd_r \leq 0.0050 * h \quad \rightarrow \quad \text{nel caso di tamponature fragili}$$

$$qd_r \leq 0.0075 * h \quad \rightarrow \quad \text{nel caso di tamponature duttili}$$

Dove q è il fattore di comportamento, d_r è lo spostamento di interpiano ed h è l'altezza del piano della struttura considerata.

38 Cap 7, Par. 7.3.6, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Per tamponature progettate in modo da non subire danni in seguito a spostamenti di interpiano (d_{rp}) per effetto della loro deformabilità intrinseca o dei collegamenti alla struttura deve risultare, invece:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0.0100 * h$$

Analogamente, per la verifica di funzionamento degli impianti la NTC-2018 cita che “per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all’effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo stato limite (SL) e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d’uso degli impianti stessi”³⁹.

Per le Classi d’Uso III e IV, invece, ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d’interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Gli edifici di tipo strategico, quindi, devono garantire la continuità delle funzionalità per i quali essi sono stati realizzati, anche dal punto di vista impiantistico ed in conseguenza allo stato limite considerato.

1.2.2 GLI EDIFICI STRATEGICI ESISTENTI: INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO OD ADEGUAMENTO SECONDO LA NTC-2018

Nel corso dei decenni le norme sismiche si sono rinnovate più volte in seguito alle conseguenze che i terremoti hanno prodotto nei confronti di persone e cose al fine di trovarsi in una condizione tale da poter rispondere più efficacemente ad una eventuale scossa futura. La nuova NTC-2018 ha posto sempre più l’attenzione sulle costruzioni esistenti, modificando ed implementando con nuove regole e conoscenze tecniche la precedente normativa (in particolare il capitolo 8). Questo è dovuto principalmente al fatto che, come evidenziato, il patrimonio edilizio italiano risulta essere ormai vecchio e fortemente danneggiato, sia in conseguenza degli eventi sismici che si sono verificati negli ultimi decenni, sia

³⁹ Cap 7, Par. 7.3.6.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

perché la grande maggioranza del costruito risulta aver oltrepassato la propria vita utile. In aggiunta a ciò, si stima che oltre l'80% delle strutture presenti in Italia sia stata realizzata prima della classificazione sismica risalente all'anno 2003 e che "il 40% degli edifici di edilizia residenziale pubblica, localizzati in zona sismica 1 (la più pericolosa), sono stati costruiti prima del 1980 e quindi non rispondono agli attuali requisiti antisismici [...]"⁴⁰ entrati in vigore a partire dall'anno 2009. Per tale motivo, gli edifici costruiti prima di tale anno e dell'entrata in vigore della progettazione antisismica obbligatoria su tutto il territorio nazionale presentano scarsa qualità dei materiali ed uno stato di decadimento strutturale e funzionale. Si rendono quindi necessari interventi di rafforzamento ed ottimizzazione di particolare urgenza ed accuratezza sia nei confronti delle azioni verticali che orizzontali al fine di ridurre la vulnerabilità di tali strutture e, di conseguenza, il rischio sismico cui sono soggette. È ormai noto, infatti, che la vita di una costruzione possa essere allungata tramite una buona diagnostica e controlli adeguati.

A tal proposito, la NTC-2018 propone un modello per la valutazione della sicurezza o vulnerabilità di una struttura esistente e la definisce come "un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa"⁴¹, svolta in relazione al comportamento strutturale che si vuole far assumere all'immobile. Tale stima, espressa in termini di rapporto tra capacità e domanda, è da effettuarsi ogni volta che vengano proposti interventi di miglioramento od adeguamento su di una struttura ed esplicitando il livello di sicurezza precedente all'intervento e valutando quello raggiunto con esso. Tale livello di sicurezza è incrementato operando globalmente sulla struttura in esame per mezzo di specifici interventi, ma anche attraverso operazioni strettamente locali.

Nello specifico, la valutazione della sicurezza segue un iter costituito dai seguenti passaggi:

⁴⁰ Fonte: Il sole 24 ore, 25 luglio 2017, «Casa, non è antisismico 40% edifici popolari in zone a rischio.»

⁴¹ Cap. 8, Par. 8.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

- Analisi storico-critica che comprende la ricostruzione del processo di realizzazione e le successive modifiche subite dalla costruzione fino al momento di inizio dell'analisi;
- Rilievo geometrico-strutturale della geometria complessiva dell'edificio, individuando l'organismo resistente della costruzione, nonché i quadri fessurativi ed i meccanismi di danno;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali attraverso la documentazione disponibile, le verifiche e le indagini sperimentali in situ;
- Definizione dei livelli di conoscenza dei parametri coinvolti e dei conseguenti fattori di confidenza, coefficienti riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali via via minori con il crescere del livello di conoscenza e da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. La NTC-2018 considera il Livello di Conoscenza 1 (LC1), minimo consentito, il Livello di Conoscenza 2 (LC2), intermedio, ed il Livello di Conoscenza 3 (LC3), massimo possibile. Essi si differenziano per il grado di approfondimento delle indagini e per le modalità con cui esse sono effettuate nelle fasi conoscitive descritte ai punti precedenti;
- Definizione delle azioni da considerare nel calcolo del livello di sicurezza e relativa analisi strutturale per il progetto degli interventi.

All'interno della NTC-2018 sono citate tre tipologie di intervento da poter applicare al costruito al fine di ottimizzarne la risposta dal punto di vista strutturale; esse sono:

- Interventi di riparazione o locali che interessano singole parti o singoli elementi strutturali e che non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti. Tali interventi non devono modificare il comportamento globale della costruzione o di altre sue parti.
- Interventi di miglioramento che aumentano la sicurezza strutturale preesistente dell'edificio senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza indicati dalla normativa. La valutazione della sicurezza e l'intervento stesso devono riguardare tutte le parti della struttura interessate da modifiche di comportamento.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

- Interventi di adeguamento che aumentano la sicurezza strutturale preesistente dell'edificio, ma che, a differenza del caso precedente, conseguono i livelli di sicurezza previsti dalla normativa.

Alcuni dei casi in cui la NTC-2018 obbliga la realizzazione di tale intervento si verificano quando si intende:

- “ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10% [...];
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; [...].”⁴²

Ricade nell'ultima tipologia il caso dell'adeguamento mediante l'utilizzo di un particolare sistema costruttivo definito *esoscheletro strutturale*. Esso, agendo dall'esterno come fosse una gabbia, irrigidisce la struttura esistente ed in certi casi può assorbire la totalità delle azioni laterali (sisma) e rendere la costruzione soggetta solamente ai carichi gravitazionali verticali.

Gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono senza dubbio gli interventi più invasivi e complicati a livello strutturale in quanto il progetto riguarda l'intera costruzione e non solo le sue singole parti.

Ogni immobile è caratterizzato, quindi, da una sua specifica ottimizzazione conseguente alla valutazione della sicurezza che si rivela essere ideale e potrà essere eseguita con riferimento ai soli SLU. Nel caso degli edifici di interesse strategico (così come per tutte le costruzioni in classe d'uso IV) vanno, invece, effettuate anche le verifiche agli SLE.

Dal punto di vista della combinazione sismica, invece, possono essere eseguite le verifiche agli SLU rispetto alla condizione di SLV od, in alternativa, SLC in termini di rigidezza, resistenza e duttilità, secondo quanto riportato al Par. 7.3.6 della NTC-2018. In aggiunta, il livello di sicurezza di una costruzione è

⁴² Cap. 8, Par. 8.4.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

quantificato attraverso il parametro ζ_E , definito indice di vulnerabilità sismica dell'immobile. Esso rappresenta un fattore indicativo per il confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per la nuova. Nello specifico, tale parametro è il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura in esame e quella che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione nel medesimo sito e con le medesime caratteristiche. Salvo casi diversamente specificati, si confronterà l'accelerazione al suolo a_{gS} o PGA. Quindi, la definizione del livello di vulnerabilità o capacità della struttura è rapportato alla potenza del sisma e permette di conoscere lo stato di sicurezza dell'edificio e se esso risulta adeguato alla normativa vigente.

La formula di tale indice è espressa come:

$$\zeta_E = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Dove i pedici C e D indicano, rispettivamente, l'azione sismica sopportabile dalla struttura in esame (ovvero la Capacità dell'edificio) che la porta al raggiungimento dello stato limite considerato e l'azione utilizzata nel progetto di una nuova costruzione (ovvero la Domanda del sisma), ossia l'accelerazione di picco dello spettro di progetto.

Risulta evidente che tale indice si differenzia per le costruzioni nuove e quelle esistenti: mentre le nuove strutture sono progettate per riuscire a sopportare l'intera azione sismica di progetto e, quindi, il parametro ζ_E risulta sempre essere maggiore od al limite uguale ad 1 ($\zeta_E \geq 1$), le strutture realizzate prima dell'entrata in vigore della progettazione antisismica presentano, invece, un indice di vulnerabilità sicuramente inferiore all'unità ($\zeta_E < 1$). Ciò implica che la struttura non ha capacità sufficiente a far fronte ad un evento sismico e sarà necessario prevedere interventi di miglioramento od adeguamento sismico.

Il percorso da seguire quando ci si occupa di una struttura esistente per il calcolo del parametro ζ_E e la definizione del corretto intervento è articolato in più passaggi, di seguito elencati:

- Bisogna considerare la “quota” di sisma che lo stato di fatto (SDF) della costruzione è in grado di sopportare, mediante la realizzazione del modello strutturale;
- Bisogna valutare l’intervento più idoneo per la costruzione in esame attraverso la valutazione del livello di sicurezza;
- Bisogna determinare nuovamente la “quota” di sisma che lo stato di progetto (SDP) è in grado di sopportare a valle del potenziamento;
- Bisogna assicurarsi che il parametro ζ_E ottenuto rispetti i minimi previsti dalla NTC-2018.

In base alla tipologia di intervento scelta, infatti, la normativa impone dei limiti da considerare al fine di soddisfare le verifiche:

- In seguito ad un intervento ai miglioramento, il valore del parametro ζ_E può essere minore dell’unità, ma:
 - Per le costruzioni in classe d’uso III ad impiego scolastico e IV (edifici strategici) l’indice di vulnerabilità non deve essere minore di 0.6;
 - Per le costruzioni in classe d’uso III (oltre a quelle precedentemente considerate) e II il parametro ζ_E deve essere aumentato di un valore pari a 0.1 rispetto a quello ottenuto prima dell’intervento.
- In seguito ad un intervento di adeguamento, invece, il valore di ζ_E dipende dalla tipologia di intervento effettuata; in ogni caso esso deve essere maggiore od al limite uguale a 0.80. Nello specifico, considerando i tre casi precedentemente descritti ad esempio dell’intervento di adeguamento, per la verifica della struttura nella prima e nell’ultima situazione il valore dell’indice di vulnerabilità deve sempre essere maggiore od uguale all’unità, mentre nel caso intermedio esso si può assumere maggiore od uguale a 0.80.

Ogni tipologia di intervento su una struttura esistente definisce, quindi, un proprio indice di vulnerabilità che, oltre ad indicare il livello di sicurezza di un immobile, diventa anche uno strumento che consente di valutare quale intervento garantisca le prestazioni migliori.

In conclusione, la valutazione dell'indice di vulnerabilità costituisce il passo essenziale e necessario, il primo da effettuare per conoscere lo stato di conservazione del patrimonio edilizio, al fine di procedere con la pianificazione sia degli interventi che delle risorse economiche necessarie per metterli in pratica.

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

CAPITOLO 2: GLI ESOSCHELETRI STRUTTURALI

Negli ultimi decenni si stanno studiando e sperimentando, sempre con maggiore attenzione e dettaglio, nuove tecniche di intervento strutturale per il consolidamento ed il potenziamento di edifici esistenti grazie all'azione combinata dei progressi sia nell'ambito dell'ingegneria strutturale che della scienza dei materiali. Le principali motivazioni per l'incremento di potenzialità di tali strutture sono la ridotta capacità dissipativa e/o una elevata vulnerabilità sismica, spesso dovute a diversi fattori sia di carattere strutturale che tecnologico. La costruzione di nuovi fabbricati sta sempre più lasciando il posto al miglioramento strutturale di immobili vetusti attraverso l'utilizzo delle più diverse ed opportune strategie ingegneristiche. Al fianco delle comuni tecniche di intervento, quali ad esempio l'isolamento sismico alla base, i controventamenti per mezzo di dispositivi di dissipazione energetica od il confinamento di elementi strutturali, si stanno sperimentando soluzioni sempre più efficaci e sostenibili anche dal punto di vista ambientale.

Tra queste tecniche di miglioramento, negli ultimi anni sta trovando spazio, soprattutto per le strutture realizzate in calcestruzzo armato, una particolare tecnica di *retrofitting* strutturale, ovvero di adeguamento strutturale, basato sulla realizzazione di una struttura in grado di avvolgere esternamente l'edificio. Tale soluzione prevede l'utilizzo di una "seconda pelle" che, al contrario delle precedenti tecniche, non solo migliora il comportamento strutturale dell'edificio sul quale è realizzata, ma è una metodologia polifunzionale di "progettazione integrata" che coinvolge diverse figure professionali le quali apportano all'intervento ognuna il proprio contributo in base alle specifiche competenze, permettendo così di raggiungere un risultato di elevata qualità non solo dal punto di vista strutturale ma anche tecnologico ed ambientale. Nello specifico, la tecnica costruttiva di *retrofitting* strutturale prende il nome *esoscheletro strutturale*. Detta metodologia prevede l'installazione di un sistema autoportante in acciaio che, collegato per mezzo di appositi dispositivi alla struttura esistente, permette di

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

conseguire un miglioramento della sua risposta nei confronti delle azioni laterali provenienti dall'esterno e, laddove necessario, anche in campo statico.

Oggigiorno la sua diffusione sta diventando sempre più frequente non solo dal punto di vista strutturale in quanto aumenta i livelli di sicurezza della costruzione esistente, ma anche poiché tale soluzione si presta ad essere impiegata anche come *retrofit* globale dell'intero sistema edilizio. Nello specifico, ciò è dovuto prevalentemente alla possibilità di realizzare la struttura esterna in modo sicuro ed efficace senza dover interrompere l'operatività dell'edificio esistente, aggiungendone, inoltre, nuove funzionalità e tecnologie molto avanzate, anche dal punto di vista energetico. Infatti, grazie alle potenzialità dei sistemi intelaiati installati in maniera diffusa lungo tutto il perimetro dell'edificio, è possibile un'estensione laterale dei volumi della struttura nel caso in cui questa sia consentita, l'applicazione di moderne tecnologie di efficientamento energetico sulle pareti laterali esterne della costruzione e, nei casi più estremi, permette di evitare l'abbattimento completo dell'immobile, portandone così un grande beneficio anche dal punto di vista economico.

Nel presente capitolo, dopo una dettagliata analisi della definizione, descrizione, tipologie ed esempi di applicazione di tali strutture, si procederà all'illustrazione del modello strutturale e della teoria alla base di tali sistemi costruttivi, nonché dei vantaggi e prestazioni perseguibili attraverso tale tecnologia che sono la premessa per la progettazione e la realizzazione degli esoscheletri strutturali nell'ambito dell'ingegneria civile.

2.1 DEFINIZIONE

Derivante dalla zoologia in cui la parola *esoscheletro* indica una struttura esterna più o meno rigida che fa da protezione agli organi vitali dell'animale, anche in ingegneria civile tale termine viene utilizzato per definire un sistema strutturale autoportante solitamente realizzato in acciaio, leggero ed altamente performante in termini di rigidezza e capacità dissipativa, posto all'esterno ed opportunamente

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

collegato ad un edificio esistente al fine di irrigidirlo e migliorarne le caratteristiche strutturali e di stabilità nei confronti delle azioni laterali. L'esoscheletro è, quindi, un sistema sismo-resistente che funge da protesi per l'edificio, dotato di proprie caratteristiche la cui applicazione garantisce un innovativo miglioramento ed adeguamento della struttura alla quale è applicato sia dal punto di vista della stabilità, della sicurezza, nonché per nuove caratteristiche estetiche.



Figura 12 - Palazzina Uffici pre e post intervento di adeguamento sismico.

Questa tecnologia è basata nel sorreggere la struttura esistente e nel farsi carico dell'aliquota maggiore delle forze orizzontali durante l'azione sismica tramite l'inserimento di collegamenti puntuali (rigidi, a molla dissipativa, etc). Inoltre, può eventualmente prevedere anche la realizzazione di una copertura per unire le due porzioni laterali dell'esoscheletro creando una geometria a telaio, come rappresentato nella seguente Figura 13.

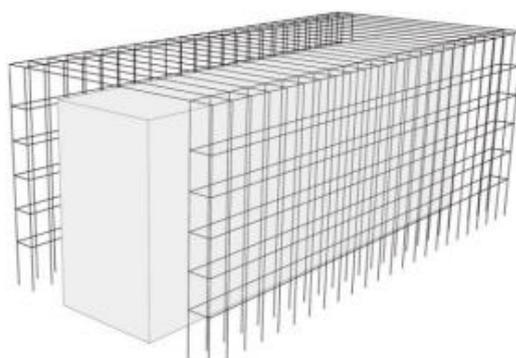


Figura 13 - Concetto generale di "esoscheletro strutturale".

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

L'obiettivo primario che si persegue con l'applicazione dell'esoscheletro è la salvaguardia della vita umana ottenuto attraverso l'incremento della resistenza e della rigidezza laterale globale dell'immobile. In particolare, l'esoscheletro è progettato per assorbire le forze esogene danneggiandosi al posto della struttura da salvaguardare, evitandone così il collasso e la prematura crisi delle sue parti strutturali.

A differenza dei tradizionali sistemi di isolamento e/o dissipazione (sistemi di controvento, confinamento di elementi strutturali), l'esoscheletro è un sistema "additivo", opzionalmente "adattivo", poggiante su fondazioni autonome ed applicato e collegato dall'esterno alla struttura esistente su una porzione significativa della sua superficie laterale. Esso è pensato come un macro-sistema costruito attraverso l'utilizzo di moduli collegati tra loro in modo più o meno complesso e continuo, capaci di adattarsi il più possibile alla costruzione esistente. I moduli vengono distribuiti lungo tutto il perimetro della struttura, spesso anche sulla copertura ottenendo un sistema definito *integrale*, e servono per assicurare il corretto trasferimento delle azioni e, di conseguenza, l'efficacia dell'applicazione. Ne consegue che ad una più articolata combinazione modulare viene associato un aumento delle performance della nuova struttura. Trattandosi, quindi, di un sistema modulare, realizzato prevalentemente con materiali metallici installati mediante avanzate tecnologie a secco che consentono una più veloce cantierizzazione dell'intervento, è possibile ottenere diverse configurazioni che si adattino il più possibile alla struttura esistente con la possibilità di aumentarne i volumi e le superfici, ottenendo nuovi spazi con nuove geometrie dal valore funzionale ed estetico ineguagliabile.



Figura 14 - Morpheus Hotel a Macau progettato dallo studio Zaha Hadid Architects.

Il professore Ing. Antonio Formisano⁴³ scrive: “Gli esoscheletri [...] si integrano con l'involucro mediante addizioni laterali (seconda pelle) e consentono di effettuare, implementando la visione olistica in chiave ‘life cycle’, un retrofit globale (deep renovation), ovvero strutturale, energetico e formale/funzionale.”. Ovvero, la sicurezza strutturale, l’efficienza energetica, ambientale, funzionale ed architettonica vengono migliorate e combinate in modo coordinato attraverso l’utilizzo e le potenzialità di tale tipologia costruttiva.



Figura 15 - Retrofit globale degli esoscheletri strutturali.

43 Professore aggregato di Tecnica delle Costruzioni presso DIST, Università di Napoli Federico II.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

Per quanto riguarda le prerogative strutturali, tale soluzione apporta alla struttura esistente un miglioramento sia statico che sismico. Alcune strutture spesso non soddisfano i requisiti minimi di resistenza e sicurezza nei confronti di carichi verticali e orizzontali (requisiti descritti all'interno della NTC-2018) ed/od hanno già raggiunto e superato il loro limite di vita utile di 50 anni. Pertanto, in questi casi, l'esoscheletro risulta indispensabile per:

- assorbire le varie azioni agenti evitando che esse vadano a gravare sull'edificio esistente o sulle sue fondazioni;
- prevedere un incremento di portanza (resistenza e rigidezza) e duttilità;
- apportare un incremento di sicurezza rispetto a tutti i principali stati limite (SLD e SLV) e una conseguente riduzione della classe di rischio sismico;
- procurare un miglioramento di carattere locale riguardante i nodi non confinati, al fine di evitare la prematura attivazione di meccanismi fragili che possano portare alla riduzione di schianto della capacità portante;
- spalmare il carico ambientale che caratterizza la costruzione lungo un lasso di tempo più lungo in seguito all'allungamento della vita utile dell'edificio, operazione che risulta essere impossibile nei casi di demolizione e ricostruzione.

Le prerogative di tipo ambientale interessano il nuovo involucro che può essere opportunamente progettato e realizzato in modo da aumentarne l'efficienza energetica e la sostenibilità ambientale del fabbricato principale grazie ad un futuro incremento della classe energetica della struttura alla quale viene applicato. Per fare ciò è possibile installare sulle pareti dell'esoscheletro tecnologie rinnovabili come pannelli fotovoltaici, collettori solari termici od, in generale, elementi costruttivi per la gestione dei guadagni di calore ed energia solare.

Infine, dal punto di vista delle prerogative di tipo architettonico, l'esoscheletro riqualifica esteticamente la struttura e ne migliora il relativo inserimento nel contesto urbano (strutture spesso prive di pregi architettonici) per mezzo di svariate nuove morfologie e geometrie correlate alle funzionalità dell'immobile. Il nuovo involucro permette l'ampliamento laterale della struttura, consentendone così la formazione di nuovi spazi. Durante le fasi di costruzione dell'esoscheletro,

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

agendo dall'esterno, è possibile limitare al minimo la ricollocazione degli occupanti l'immobile esistente ed evitare di interrompere la loro operatività in quanto non vi è alcuna interferenza con le funzioni che essi svolgono all'interno dell'edificio. Tale vantaggio è fondamentale per le strutture di tipo strategico come i presidi ospedalieri, le scuole e le caserme in quanto in tali casi è possibile agire sulla struttura esistente senza alterarne l'operabilità e l'usabilità interna. Inoltre, contrariamente alle operazioni di demolizione e ricostruzione, le cui tempistiche sono più lunghe ed onerose, le operazioni di riqualificazione sono più rapide da eseguirsi.

In definitiva, gli esoscheletri strutturali presentano numerosi ed innovativi vantaggi grazie alle sopracitate potenzialità dovute ad una progettazione integrata multifunzionale: miglioramenti dal punto di vista ecologico, economico e del fabbricato esistente dal punto di vista strutturale, architettonico che del suo valore immobiliare, favorendone, inoltre, anche la rigenerazione e modernizzazione urbanistica del contesto in cui esso è inserito.

2.2 TIPOLOGIE

Il miglioramento e l'adeguamento strutturale di un edificio comportano, in prima battuta, la scelta della strategia di intervento più performante sulla base degli obiettivi che si intendono perseguire. In generale, tali strategie sono orientate verso l'incremento della capacità strutturale e/o la riduzione della domanda sismica e si attuano attraverso interventi di natura locale e/o globale. Mentre i primi mirano ad incrementare la capacità di deformazione in campo plastico del sistema e riguardano nello specifico rinforzi puntuali dei nodi del telaio, delle travi e dei pilastri mediante placcaggio ed incamiciatura, gli interventi di tipo globale prevedono l'introduzione nell'organismo strutturale esistente di elementi od interi sistemi sismo-resistenti che ne modificano il comportamento sia in regime statico che dinamico.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Gli esoscheletri strutturali appartengono alla seconda categoria di interventi in quanto la loro applicazione induce un incremento complessivo di resistenza e rigidità dell'edificio che si vuole controllare e poiché comprendono nuove strutture che possono essere concepite come sovra-resistenti o dissipative. Lo studio e la progettazione dell'esoscheletro da adottare per una specifica struttura prende in considerazione non solo la tipologia di immobile da proteggere, ma anche il contesto urbanistico ed ambientale in cui esso dovrà essere inserito, tematiche oggi particolarmente sensibili e sempre più tenute in considerazione. Sorge, quindi, sempre più la necessità di progettare ed applicare una struttura esterna all'edificio di riferimento che ne migliori la struttura esistente sia dal punto di vista strutturale che dell'impatto paesaggistico-ambientale.

Dal punto di vista strutturale, la progettazione dell'esoscheletro si articola in diverse fasi che si susseguono e che riguardano la scelta dei sistemi e delle membrature più idonei al tipo di intervento che si intende eseguire e che può essere concepito attraverso due vie principali:

- una “soluzione a pareti” che prevede l'utilizzo di controventi di varie tipologie che vanno dalle soluzioni tradizionali con reticolari in acciaio (soluzione più utilizzata) ai setti in calcestruzzo pieno. Questi sono disposti su vere e proprie pareti che possono essere collocate ortogonalmente alla facciata o parallelamente ad essa. Tale scelta è influenzata dalle caratteristiche architettoniche del manufatto: qualora lo spazio disponibile fosse limitato si opterà per una soluzione parallela alla facciata, mentre in caso contrario è possibile ricorrere alla soluzione ortogonale. Tale seconda opzione è da preferire all'altra poiché ha il vantaggio di svincolarsi dallo scheletro strutturale dell'edificio sul quale si interviene.
- una soluzione più innovativa utilizzata per edifici con un numero significativo di piani che prevede la progettazione dell'involucro come un sistema scatolare sismo-resistente. Tale seconda opzione che comprende soluzioni di tipo reticolare è denominata “soluzione a guscio” e permette di ridurre le azioni gravanti sulle fondazioni della struttura da controllare.

Si riportano nella seguente Figura 16 esempi di entrambe le soluzioni strutturali:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

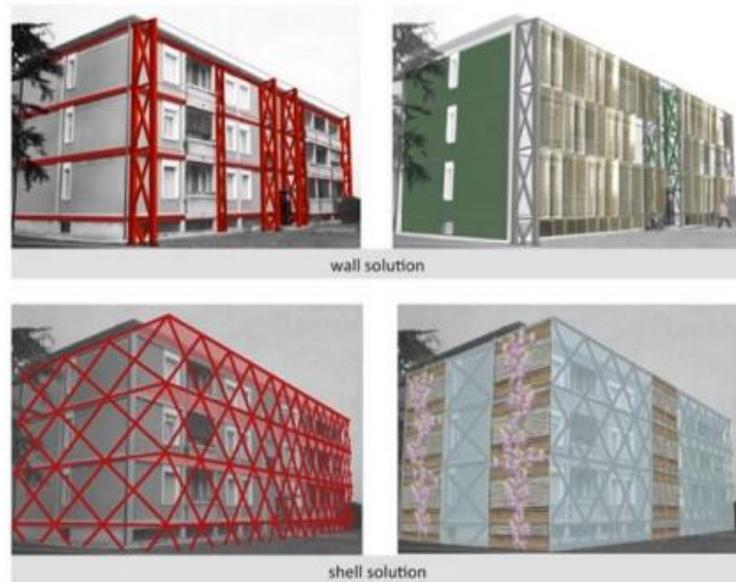


Figura 16 - Esempi di esoscheletro adattivo: soluzione a pareti (sopra) e soluzione a guscio (sotto).

La scelta della tipologia da utilizzare dipende anche dalla rigidità iniziale dell'edificio da controllare. Mentre il sistema a pareti consiste nell'inserire elementi di controvento, connessi alla struttura esistente mediante collegamenti rigidi o dissipativi, il sistema a guscio è più completo e può essere disegnato e progettato ad hoc in base alle caratteristiche ed alla forma dell'edificio esistente. Inoltre, la soluzione scatolare permette di contenere maggiormente le sollecitazioni negli elementi, riducendone lo spessore.

In entrambi i casi, per la componente strutturale, si prevede l'inserimento di un sistema reticolare di profili in acciaio la cui disposizione deve rispettare la conformazione dell'edificio ed essere il più possibile regolare in pianta, in modo da evitare effetti torsionali e garantire maggiore uniformità della risposta sismica. Inoltre, strutture di questo tipo possono essere modulabili in relazione al contesto geografico (susceptibilità sismica), climatico ed urbanistico.

Per ragioni essenzialmente dimensionali, le "soluzioni a parete" possono essere convenientemente utilizzate per il *retrofit* strutturale di edifici mono o multipiano di modesta altezza. Oggigiorno l'esempio più eclatante dell'applicazione di tale soluzione è l'edificio della società Magneti Marelli S.p.a. (Figura 17) realizzato nel comune di Crevalcore in provincia di Bologna. In tale caso, in seguito al

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

terremoto che ha colpito l'Emilia nell'anno 2012, per la prima volta è stato applicato un sistema esoscheletrico per l'adeguamento sismico.



Figura 17 - Edificio della società Magneti Marelli S.p.a. in seguito ad intervento di adeguamento sismico.

Per quanto riguarda le “soluzioni a guscio”, invece, esse variano a seconda del tipo e dimensione della struttura da “avvolgere”. Possono essere realizzati esoscheletri a guscio, a diagrid oppure a pseudo-diagrid. Tale ultima tipologia è attualmente la più diffusa ed utilizzata soprattutto per edifici di grande altezza in cui le forze laterali sono contrastate da sistemi tubolari rinforzati che risultano più performanti grazie agli elementi di rinforzo delle diagonali disposti ad X, K o V. In tal modo, al nucleo centrale rimangono da assorbire solamente i carichi gravitazionali.

Inizialmente tali tipologie strutturali erano evitate, poiché gli elementi diagonali potevano ostruire la vista dall'interno, ma con il tempo esse sono diventate un sistema simbolo nella progettazione di edifici alti, tali da rappresentare non solo un elemento progettuale fondamentale, ma anche un elemento artistico di grande valore rendendo gli edifici unici nel proprio genere.



Figura 18 - Struttura esoscheletrica con diagrid (IBM Building, Pittsburgh).

La soluzione proposta nel presente lavoro, come meglio descritto ed analizzato nei successivi capitoli, potrebbe essere classificata come “soluzione a guscio”, con l’unica differenza che la gabbia strutturale ipotizzata per la struttura esistente in esame non avvolge la copertura. La struttura esoscheletrica, progettata completamente in acciaio a parte la struttura di fondazione, avvolge l’immobile lungo tutto il perimetro per l’intera altezza della costruzione, lasciando libera la sommità. Come precedentemente descritto, però, essa si presenta essere una soluzione poco invasiva, poiché permette di operare completamente dall’esterno senza alterarne l’usabilità e la fruibilità interna che, nel caso in esame, non può assolutamente essere interrotta in quanto si tratta di una struttura ospedaliera di tipo strategico.

Prima di analizzare nel dettaglio il caso studio del presente elaborato, è necessario indagare il modello di comportamento che sta alla base di tale sistema strutturale, considerando le equazioni che lo governano e che rendono possibile la sua effettiva progettazione.

2.3 MODELLO STRUTTURALE

Il principale obiettivo di un esoscheletro strutturale è, come si è precedentemente descritto, quello di migliorare il comportamento dell'edificio al quale è collegato sia da un punto di vista strutturale che dinamico nei confronti delle azioni laterali provocate dai terremoti. Relativamente a tale tipologia di sollecitazioni, l'esoscheletro viene applicato per permettere ad una struttura esistente di raggiungere livelli di sicurezza più elevati, nonché di ridurre le vibrazioni indotte dal sisma. Oggigiorno tali problematiche vengono risolte collegando le due strutture indipendenti (quella esistente e l'esoscheletro), le cui masse non sono trascurabili, tramite un collegamento (prevalentemente rigido non dissipativo) al fine di creare un sistema accoppiato in cui ogni livello costruito mostra un comportamento rigido nel proprio piano, mantenendo comunque separata la loro risposta alle azioni sismiche. Il collegamento scelto rappresenta anche il modo in cui l'edificio interno può scaricare le sollecitazioni al telaio esterno in acciaio, essenzialmente destinato a proteggere il primo.

Il presente studio mira ad esplorare le prestazioni sismiche di un esoscheletro strutturale ed il modo in cui questa soluzione riesce a ridurre le vibrazioni in un edificio esistente. Nel seguito verrà dettagliatamente descritta l'analisi dinamica di entrambe le strutture la quale permetterà di evidenziarne le principali proprietà dell'intero modello: le frequenze ed i periodi di vibrazione, gli spostamenti di piano ed i tagli alla base degli edifici.

2.3.1 ANALISI DINAMICA

Il comportamento dinamico del sistema accoppiato, composto da una struttura principale connessa ad una struttura esoscheletrica, dipende dalle proprietà dinamiche di ogni sottosistema, nonché dalle caratteristiche meccaniche del dispositivo di collegamento. Per svolgere tale tipo di analisi è necessario innanzitutto definire le componenti del modello strutturale.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

La struttura esistente viene discretizzata attraverso l'utilizzo di un telaio piano a traversi rigidi così strutturato:

- I traversi corrispondono ai piani orizzontali dell'edificio nei quali è supposta essere concentrata tutta la massa;
- I pilastri che congiungono un piano all'altro corrispondono alle rigidezze della struttura.

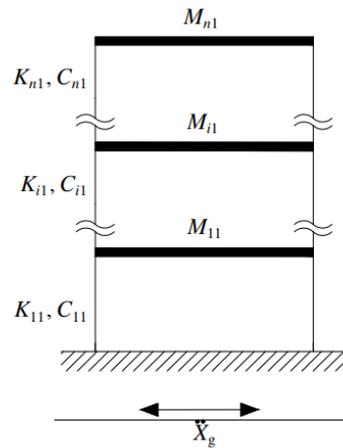


Figura 19 - Modellazione dinamica della struttura esistente: telaio.

Un'ulteriore semplificazione è effettuata rendendo il sistema equivalente ad un oscillatore visco-elastico semplice al fine di ottenere un solo grado di libertà. In tale modo la massa è concentrata soltanto in un punto, la rigidità è individuata da una molla priva di massa e la dissipazione energetica è garantita dalla presenza di uno smorzatore.

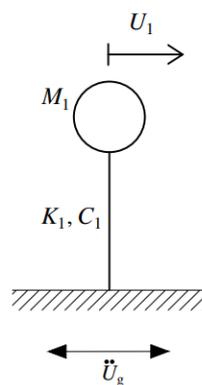


Figura 20 - Modellazione dinamica della struttura esistente: oscillatore.

L'esoscheletro, utilizzato per “assorbire” i carichi sismici al fine di proteggere la struttura esistente e prevenirne il danneggiamento durante l'eccitazione sismica, presenta una massa che non può essere considerata trascurabile ed è connesso alla struttura primaria per mezzo di un collegamento. In particolare, anche tale struttura viene modellata sotto forma di telaio le cui caratteristiche e proprietà in termini di massa, rigidezza e smorzamento possono essere variate, con l'obiettivo principale di controllare la risposta dell'edificio al quale è collegato.

S'introducono, quindi, i concetti di struttura *controllata* e *non controllata*: mentre la prima tipologia consiste unicamente nell'edificio esistente discretizzato per mezzo di un telaio piano (Figura 19), la seconda aggiunge alla precedente struttura il telaio relativo all'esoscheletro esterno ed il collegamento tra essi.

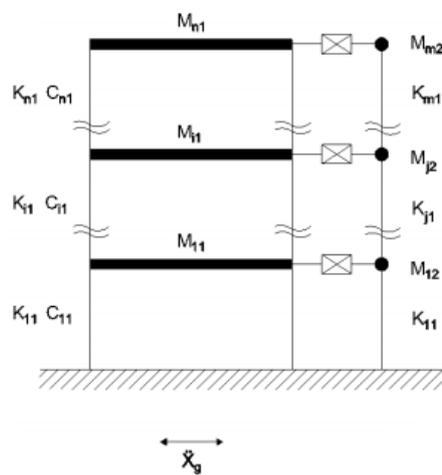


Figura 21 - Modellazione dinamica della struttura controllata: telaio.

Anche in tale caso è possibile effettuare un'ulteriore semplificazione rendendo il complesso equivalente ad un sistema composto da due oscillatori visco-elastici semplici uniti per mezzo di un collegamento. È necessario indagare la tipologia di tale connessione e come un collegamento di tale tipo influenza la risposta dinamica della struttura esistente.

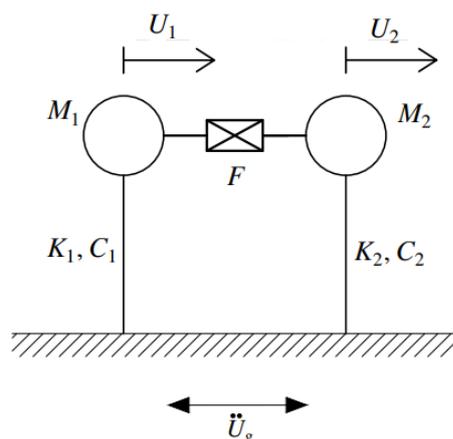


Figura 22 - Modellazione dinamica della struttura controllata: oscillatore.

Per indicare la massa, la rigidezza e lo smorzamento dell'elemento considerato si utilizzano rispettivamente le lettere M , K e C . X ed U indicano, invece, lo spostamento dell'elemento strutturale e del terreno nelle due configurazioni adottate: nel primo caso nella configurazione discretizzata mediante un telaio e nel secondo in quella che utilizza gli oscillatori semplici. Infine, per indicare la forza scambiata tra la struttura primaria e l'esoscheletro tramite la connessione si utilizza la simbologia "F".

Prima di esaminare la tipologia di collegamento che può essere utilizzata per connettere le due strutture, edificio esistente ed esterno, si analizza come lavora il modello dinamico del sistema composto dai due oscillatori collegati che si dimostra essere rappresentativo del modello modale di strutture accoppiate a più gradi di libertà.

Si considera il sistema controllato costituito dall'edificio principale connesso all'esoscheletro e discretizzato attraverso l'utilizzo di due oscillatori visco-elastici tra loro collegati per mezzo di un dispositivo (Figura 22). Il primo oscillatore, la cui massa, rigidezza e smorzamento sono rispettivamente M_1 , K_1 e C_1 , rappresenta la struttura principale da controllare ed il secondo oscillatore, caratterizzato dai medesimi coefficienti ma con pedice 2, corrisponde alla struttura esoscheletrica. Il tipo di connessione tra i due oscillatori non è ancora preso in considerazione, si studia per il momento solamente la forza $F(t)$ scambiata attraverso tale dispositivo

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

di collegamento. Un modello di tale tipo è detto anche *sistema a due gradi di libertà* (2-DOF).

Quando il suolo è sollecitato da una forza come, ad esempio, un'azione di tipo sismico, esso risulta essere soggetto ad un'accelerazione e le strutture poste su di esso subiscono degli spostamenti relativi al suolo stesso. In tale caso sono indicati con $U_1(t)$ ed $U_2(t)$ e riguardano rispettivamente il primo ed il secondo oscillatore. Le equazioni del moto del sistema delle due strutture soggette all'accelerazione di base $U_g(t)$ sono scritte nella forma seguente:

$$\begin{aligned} M_1 \ddot{U}_1(t) + C_1 \dot{U}_1(t) + K_1 U_1(t) &= -M_1 \ddot{U}_g(t) + F \\ M_2 \ddot{U}_2(t) + C_2 \dot{U}_2(t) + K_2 U_2(t) &= -M_2 \ddot{U}_g(t) - F \end{aligned}$$

Dove i simboli $\ddot{U}_1(t)$ ed $\dot{U}_1(t)$ indicano rispettivamente la derivata prima e seconda dello spostamento $U_1(t)$ rispetto al tempo. Analogamente vale per $\ddot{U}_2(t)$ e $\dot{U}_2(t)$. Si analizza, quindi, il sistema in forma adimensionale introducendo innanzitutto i valori caratteristici di frequenza, spostamento e forza rappresentati dalle seguenti formulazioni:

$$\begin{aligned} \Omega^* &= \sqrt{\frac{K_1}{M_1}} = \Omega_1 \quad \rightarrow \quad \text{FREQUENZA} \\ U^* &= \frac{M_1 * g}{K_1} \quad \rightarrow \quad \text{SPOSTAMENTO} \\ F^* &= M_1 * g \quad \rightarrow \quad \text{FORZA} \end{aligned}$$

Dove Ω_1 è la frequenza naturale disaccoppiata del primo oscillatore e g è l'accelerazione di gravità.

Il secondo passaggio necessario per scrivere le precedenti equazioni del moto in forma adimensionale è l'introduzione delle seguenti variabili, anch'esse in forma adimensionale:

$$\begin{aligned} \tau &= \Omega^* * t \\ u_1 &= \frac{U_1}{U^*} \quad u_2 = \frac{U_2}{U^*} \\ f &= \frac{F}{F^*} \end{aligned}$$

dove f riguarda il tipo di collegamento, e dei successivi parametri:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

$$\zeta_1 = \frac{C_1}{2\sqrt{K_1 M_1}} \quad \zeta_2 = \frac{C_2}{2\sqrt{K_2 M_2}}$$

$$\mu = \frac{M_2}{M_1}$$

$$\alpha = \frac{\Omega_2}{\Omega_1}$$

Dove $\Omega_1 = \sqrt{\frac{K_2}{M_2}}$ è la frequenza naturale disaccoppiata del secondo oscillatore, ζ_1 e ζ_2 sono i rapporti di smorzamento calcolati come se i due oscillatori fossero disaccoppiati e fissati a priori noti i materiali delle due strutture e μ ed α sono rispettivamente il rapporto tra le masse ed il rapporto tra le frequenze.

In seguito a tali passaggi, le equazioni del moto delle due strutture scritte in forma adimensionalizzata diventano:

$$\ddot{u}_1 + 2\zeta_1 \dot{u}_1 + u_1 = -\ddot{u}_g + f$$

$$\mu \ddot{u}_2 + 2\zeta_2 \alpha \mu \dot{u}_2 + \alpha^2 \mu u_2 = -\mu \ddot{u}_g - f$$

Dove $\ddot{u}_g(\tau) = \frac{\ddot{u}_g(t)}{g}$ è l'accelerazione di base del suolo scalata rispetto all'accelerazione di gravità che in tale caso dipende dal tempo adimensionale τ .

La prima espressione riguarda la struttura primaria e la seconda l'esoscheletro esterno; in entrambe interviene di nuovo il termine “ f ” legato al tipo di collegamento e noto in seguito alla sua definizione.

Risolvendo tali equazioni, qualunque sia il tipo di dispositivo di collegamento tra le due strutture, si conduce comunque uno studio del moto nel dominio della frequenza, rappresentazione naturale ed efficace quando si tratta di prestazioni di strategie di controllo strutturale. I conseguenti risultati porteranno a descrivere il comportamento dinamico del sistema accoppiato degli oscillatori e di comprendere il principio di funzionamento dell'esoscheletro in termini di controllo delle vibrazioni. Nello specifico, le Funzioni di Risposta in Frequenza (FRFs) sono definite ed utilizzate come valutatori delle prestazioni per tutte le grandezze di riposta di interesse: spostamento “ u_1 ” relativo alla base, accelerazione “ \ddot{u}_2 ” del sistema accoppiato e forza “ f ” trasmessa dal suolo alla massa del sistema dei due oscillatori.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

Per introdurre in modo esaustivo le grandezze che sono coinvolte nell'analisi, si descrivono le tipologie di collegamento che possono essere utilizzate per connettere la struttura esistente (o primaria) e l'esoscheletro strutturale (od esterna).

2.3.1.1 COLLEGAMENTO STRUTTURA-ESOSCHELETRO: MODELLI REOLOGICI

Al fine di creare una connessione e poter in tale modo controllare e migliorare le prestazioni della struttura esistente, è possibile collegare tale edificio con l'esoscheletro strutturale attraverso varie tipologie di dispositivi. I modelli reologici⁴⁴ più utilizzati sono il modello di Hooke che consiste nell'utilizzo di una molla, il modello di Newton che considera un dissipatore, il modello di Kelvin-Voigt che comprende sia una molla che un dissipatore posti in parallelo tra loro, il modello di Maxwell nel quale invece la molla ed il dissipatore sono posti in serie ed, infine, il link rigido.

Alcuni esempi di tali collegamenti sono riportati nella seguente Figura 23.

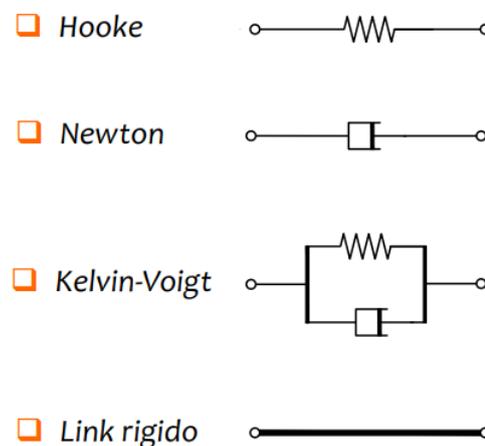


Figura 23 - Collegamento struttura-esoscheletro: modelli reologici.

⁴⁴ I modelli reologici studiano l'andamento delle deformazioni della materia (in questo caso del collegamento tra le due strutture) sotto l'effetto dell'applicazione di un sistema di sollecitazioni (in questo caso l'azione sismica). Il modello reologico non è legato solo al tipo di materiale, ma anche e soprattutto al fenomeno fisico che lo interessa.

La definizione della forza adimensionale “ f ” contenuta all’interno delle precedenti equazioni del moto, nonché la relativa espressione analitica, dipende dal modello costitutivo adottato e serve per descrivere il comportamento meccanico delle due strutture accoppiate ed il funzionamento dell’esoscheletro.

Viene ora preso in considerazione la tipologia di collegamento di tipo rigido non-dissipativo, accennando solo brevemente ad un secondo modello di tipo, invece, dissipativo visco-elastico, nonostante l’accoppiamento tra le due strutture sia sempre effettivamente di tipo dissipativo (utilizzando dissipatori di tipo viscoso, visco-elastico od isteretico) volto a fornire dissipazione di energia.

In che modo il collegamento di tipo rigido non-dissipativo influenza la risposta dinamica della struttura esistente? Può tale connessione essere utile per il controllo delle vibrazioni di strutture sottoposte a carichi sismici? Il collegamento di tipo rigido presente tra la struttura primaria (edificio esistente) e l’esoscheletro strutturale rappresenta il caso limite di una connessione lineare elastica (modello di Hooke), ovvero tale connessione riproduce il caso di una molla con rigidità tendente ad infinito: $K \rightarrow \infty$.

La legge costitutiva per il modello di Hooke è espressa come:

$$F = K(U_2 - U_1)$$

Allora, le equazioni del moto del sistema delle due strutture soggette all’accelerazione di base $U_g(t)$ possono essere indicate nella forma seguente:

$$M_1\ddot{U}_1(t) + C_1\dot{U}_1(t) + K_1U_1(t) = -M_1\ddot{U}_g(t) + K(U_2 - U_1)$$

$$M_2\ddot{U}_2(t) + C_2\dot{U}_2(t) + K_2U_2(t) = -M_2\ddot{U}_g(t) - K(U_2 - U_1)$$

Ma, per $K \rightarrow \infty$, lo spostamento $U_2 \rightarrow U_1$, allora le due precedenti espressioni possono essere sostituite da un’unica equazione del moto di un sistema ad un solo grado di libertà (S-DOF). Essa è scritta nella seguente forma:

$$(M_1 + M_2)\ddot{U}_1(t) + (C_1 + C_2)\dot{U}_1(t) + (K_1 + K_2)U_1(t) = -(M_1 + M_2)\ddot{U}_g(t)$$

In forma adimensionale, per dare una descrizione più generale al problema, è possibile scrivere:

$$f = \beta_k(u_2 - u_1)$$

Dove $\beta_k = K/K_1$ è un parametro di progetto che descrive il legame stesso; esso rappresenta la rigidità della molla.

Allora, dato che nel caso dimensionale $K \rightarrow \infty$, in tale caso $\beta_k \rightarrow \infty$ da cui segue che $u_2 \rightarrow u_1$. Riscrivendo la precedente equazione del moto scalata rispetto ai valori caratteristici di frequenza (Ω_1), spostamento (U^*) e forza (F^*) ed utilizzando le variabili adimensionali precedentemente introdotte, si ottiene l'equazione:

$$(1 + \mu)\ddot{u}_1 + (2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu)\dot{u}_1 + (1 + \alpha^2\mu)u_1 = -(1 + \mu)\ddot{u}_g$$

Quindi, anche in tale caso è possibile ricondursi per sostituzione ad un'unica equazione del moto di un sistema ad un grado di libertà in cui l'unica incognita è lo spostamento relativo u_1 .

Si analizza il comportamento dinamico del sistema accoppiato oscillatore primario-oscillatore secondario nel dominio della frequenza in modo da valutare l'efficacia delle strutture esoscheletriche come mezzo per il controllo delle vibrazioni dovute a carichi dinamici (terremoti). Il risultato che si ottiene dalla precedente equazione adimensionale è l'accelerazione alla base, anch'essa adimensionale ed assunta di tipo armonico, riportata con la seguente formulazione:

$$\ddot{u}_g(t) = a_{g0}(\omega)e^{i\omega t}$$

Dove $\omega = \Omega/\Omega_1$ è la frequenza adimensionale circolare data dal rapporto tra la pulsazione che comprende entrambe le strutture e quella della struttura primaria. Conducendo lo studio del moto nel dominio della frequenza, la risposta dinamica del sistema accoppiato è caratterizzata da FRFs di tipo complesso che esprimono il rapporto tra l'ampiezza delle risposte stazionarie e l'ampiezza dell'eccitazione. Tali funzioni, denominate anche *funzioni di amplificazione dinamica*, indicano l'ampiezza della risposta stazionaria del sistema eccitato alla base a seguito dell'applicazione di un input sinusoidale, perciò di tipo armonico, al variare della frequenza. Indicate con la lettera "H", si determinano per via analitica, sostituendo la precedente funzione armonica nell'equazione del moto.

Nello specifico, per quanto riguarda l'oscillatore primario le risposte di interesse sono lo spostamento relativo al suolo $u_1(\tau)$ e l'accelerazione assoluta $\ddot{u}_{a1}(\tau)$, somma dell'accelerazione relativa della struttura rispetto al suolo e l'accelerazione del terreno. Tali parametri rappresentano, dal punto di vista della protezione

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

sismica, i parametri della domanda ingegneristica alla quale danni strutturali (sensibili alla deformazione) e non strutturali (sensibili alla deformazione ed all'accelerazione) sono correlati. Le FRFs corrispondenti sono determinate analiticamente in due diverse configurazioni del sistema:

- nella configurazione non controllata;
- nella configurazione controllata (con collegamento rigido non-dissipativo).

Il caso di configurazione non controllata è quello di esoscheletro strutturale assente: è presente solamente la struttura primaria la cui risposta dinamica è non controllata. Le FRFs relative allo spostamento relativo ed all'accelerazione assoluta dell'oscillatore primario sono date dalle seguenti formulazioni rispettivamente:

$$H_{u_1/\ddot{u}_g}(\omega) = -\frac{1}{-\omega^2 + i\omega 2\zeta_1 + 1}$$

$$H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}(\omega) = 1 + \frac{\omega^2}{-\omega^2 + i\omega 2\zeta_1 + 1}$$

Nel caso di configurazione controllata, invece, l'esoscheletro esterno è presente ed, in questo caso, è collegato alla struttura principale per mezzo di un collegamento rigido. Le FRFs in tale caso risultano essere pari a:

$$H_{u_1/\ddot{u}_g}(\omega) = -\frac{1 + \mu}{-\omega^2(1 + \mu) + i\omega(2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu) + (1 + \alpha^2\mu)}$$

$$H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}(\omega) = 1 + \frac{\omega^2(1 + \mu)}{-\omega^2(1 + \mu) + i\omega(2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu) + (1 + \alpha^2\mu)}$$

In tale caso la risposta in termini di spostamento è una funzione complessa e si deve considerare in valore assoluto. La seconda espressione riguarda, invece, l'accelerazione assoluta, data dalla somma dell'accelerazione relativa della struttura rispetto al suolo e l'accelerazione del terreno.

In tale caso i parametri indipendenti che governano il comportamento dinamico del sistema accoppiato sono 4: μ , α , ζ_1 e ζ_2 .

Ma per capire appieno l'efficacia della struttura esoscheletrica in termini di diminuzione delle vibrazioni della struttura primaria e, quindi, in termini di

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

riduzione della risposta dinamica, è necessario tracciare graficamente le FRFs prima descritte, sia in termini di spostamento relativo che di accelerazione assoluta. In particolare, si riporta per ogni grafico il confronto tra le funzioni relative alla struttura non controllata ed alla struttura controllata mediante collegamento rigido:

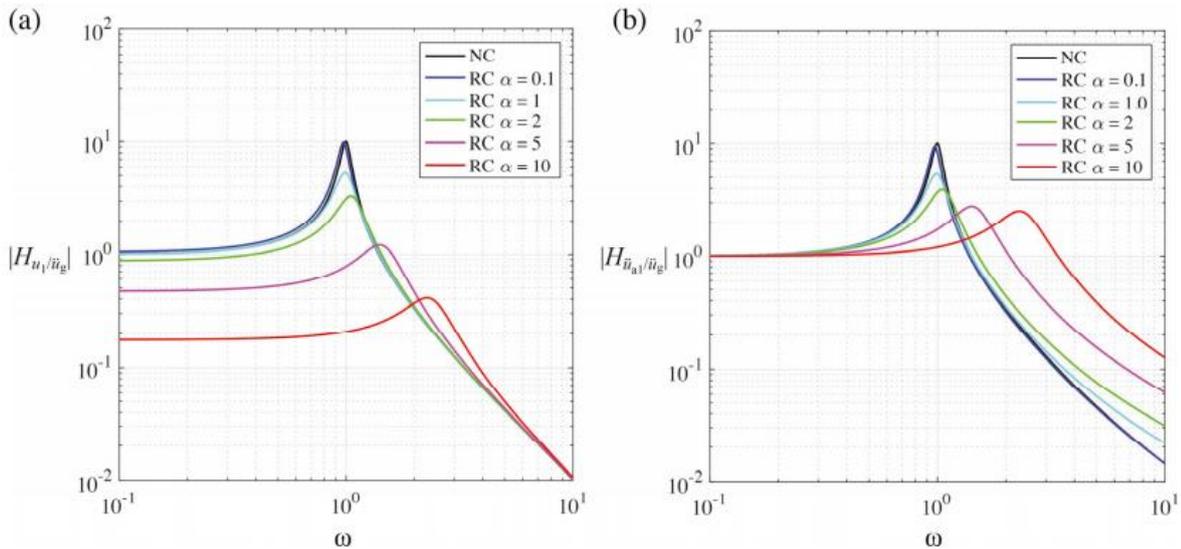


Figura 24 - Ampiezza delle FRFs per l'oscillatore primario variando il rapporto tra le frequenze (a) in termini di spostamento relativo (a) e di accelerazione assoluta (b). Confronto tra configurazione non controllata e configurazione con collegamento rigido. [Reggio et al. 2018].

Entrambi i grafici presentano sull'asse delle ascisse la frequenza dell'eccitazione (ω) mentre sull'asse delle ordinate è presente nel caso (a) lo spostamento relativo H_{u_1/\ddot{u}_g} e nel caso (b) l'accelerazione assoluta $H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}$. Tali grandezze sono espresse in valore assoluto in quanto sono funzioni complesse.

In entrambi i casi, le varie ampiezze delle FRFs sono state trovate facendo variare i parametri indipendenti che governano il comportamento dinamico del sistema accoppiato, in particolare in tale caso sono stati mantenuti costanti il rapporto tra le masse ($\mu = 0.05$) ed i rapporti di smorzamento ($\zeta_1 = 0.05$ e $\zeta_2 = 0.02$) ed è stato fatto variare il rapporto tra le frequenze α nell'intervallo $[0.1; 10]$. L'aumentare di $\alpha = \frac{\Omega_2}{\Omega_1}$ è dovuto ad un irrigidimento dell'oscillatore secondario rispetto al primario e si può notare come, in entrambi i casi, esso causi uno spostamento del picco della funzione, maggiormente evidente nel primo dei due grafici. Tale picco rappresenta

la frequenza di risonanza del sistema accoppiato e si sposta contemporaneamente verso il basso e verso valori della frequenza naturale del sistema accoppiato (ω) più alti. Tale fenomeno accade sia per lo spostamento relativo che per l'accelerazione assoluta ed è dovuto ad un cambiamento delle proprietà dinamiche del sistema, poiché se ne sta variando la rigidezza, avendo fissato il rapporto di massa. Quindi, variando il parametro α è possibile quantificare l'efficacia del controllo della struttura esoscheletrica, valutando quanto tale sistema è adatto a ridurre la risposta strutturale dal punto di vista dello spostamento e dell'accelerazione assoluta.

Considerando, nello specifico, solamente le FRFs della struttura non controllata (variazione dell'ampiezza della risposta stazionaria in termini di spostamento ($H_{u_1/\ddot{u}_g}(\omega) = H_D$) ed accelerazione assoluta ($H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}(\omega) = H_{AA}$)):

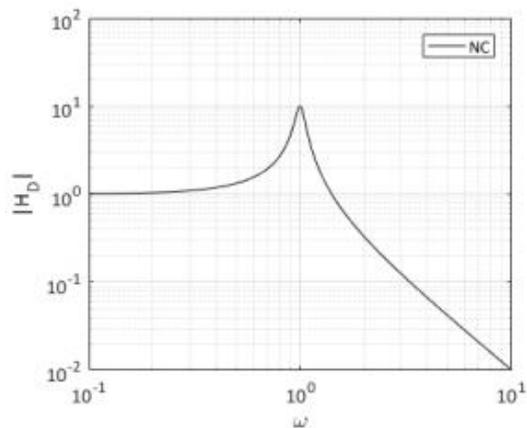


Figura 25 - FRF dello spostamento relativo della struttura non controllata [Martelli, 2018].

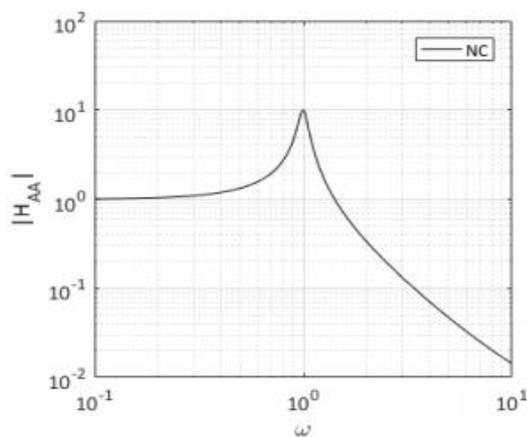


Figura 26 - FRF dell'accelerazione assoluta della struttura non controllata [Martelli, 2018].

È possibile notare che per entrambi i grafici il picco si riferisce al modo di vibrare di un sistema S-DOF, infatti sull'asse delle ascisse il valore della pulsazione è unitario ($\omega = 1$, condizione di risonanza). Ciò significa che l'esoscheletro strutturale non è presente e si tratta proprio di una struttura non controllata.

Mentre il primo grafico è fondamentale e correlato al danneggiamento degli elementi strutturali, il secondo è importante, al contrario, per gli elementi non strutturali (macchinari ed impianti) sensibili alle accelerazioni assolute. Infatti, nel caso delle strutture di tipo strategico come gli ospedali (come analizzato nel presente lavoro di tesi), mentre gli elementi di tipo strutturale non devono assolutamente danneggiarsi in seguito ad una scossa sismica, anche gli elementi non strutturali non devono rappresentare un pericolo per le persone. Per gli elementi non strutturali di tipo architettonico tale fattore è controllato tramite la verifica allo SLD che valuta i *drift* di interpiano ai quali tali elementi sono soggetti, mentre per gli elementi non strutturali come macchinari ed impianti il controllo ricade sulle accelerazioni assolute dal suolo all'edificio poiché sono ad esse vulnerabili. La NTC-2018 a tal proposito afferma: “Per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più o meno vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.”⁴⁵

Tali considerazioni sono conseguenti al fatto che l'obiettivo di edifici di tale rilevanza è il mantenimento della loro operatività e funzionalità anche durante eventi eccezionali come i terremoti. In tale caso, infatti, a parità di intensità di terremoto si devono garantire livelli prestazionali strutturali superiori.

In seguito all'analisi di tali grafici in cui è stato fatto variare il parametro α , si può in definitiva dedurre che, utilizzando semplicemente un collegamento rigido non-dissipativo tra la struttura originaria e l'esoscheletro, il comportamento dinamico del sistema 2-DOF risulta essere migliore dal momento che si ha un netto abbassamento del picco della funzione. Con riferimento a questi risultati, quindi,

45 Cap. 7, Par. 7.3.6.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»».

è possibile valutare quanto la struttura esoscheletrica riesca a ridurre la risposta strutturale.

Se rendessimo variabile anche il rapporto tra le masse (μ), l'analisi sarebbe caratterizzata da due grandezze non costanti. In tale caso, è possibile diagrammare il comportamento strutturale del sistema attraverso una superficie all'interno di un piano tridimensionale che presenta sugli assi orizzontali le grandezze μ ed α e sull'asse verticale la grandezza di interesse, oppure facendo intersecare tale superficie con dei piani orizzontali in modo da ricavare delle curve di livello, come evidenziato nella seguente Figura 27:

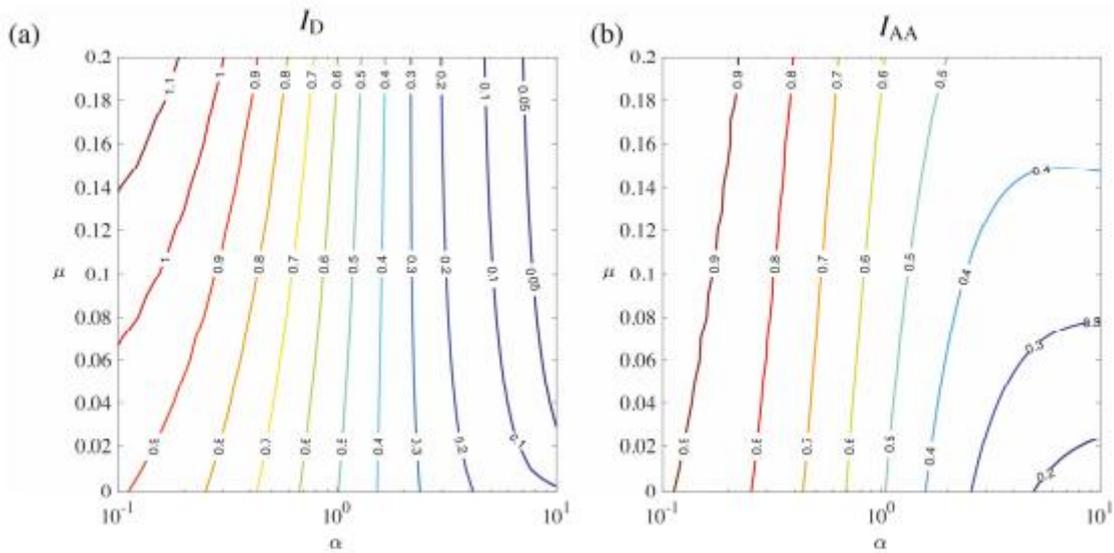


Figura 27 – Indici prestazionali relativi all'oscillatore primario nella configurazione controllata con collegamento rigido variando il rapporto tra le frequenze e tra le masse (α e μ) in termini di spostamento relativo (a) e di accelerazione assoluta (b). [Reggio et al. 2018].

Analiticamente l'efficacia del controllo delle vibrazioni è determinata per mezzo di due indici prestazionali (I_D ed I_{AA}) definiti come segue:

$$I_D = \frac{\max |H_{u_1/\ddot{u}_g}|^{RC}}{\max |H_{u_1/\ddot{u}_g}|^{NC}}$$

$$I_{AA} = \frac{\max |H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}|^{RC}}{\max |H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}|^{NC}}$$

Essi sono determinati attraverso il rapporto tra le ampiezze dei picchi delle FRFs, sia in termini di spostamento (H_{u_1/\ddot{u}_g}) che di accelerazione assoluta ($H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}$), relative al sistema controllato con collegamento rigido non-dissipativo ed al sistema non controllato.

Nello specifico, valori di tali indici inferiori ad 1 indicano una riduzione della risposta di risonanza dell'oscillatore primario (analogamente l'abbassamento del picco di $|H|$), in termini di spostamento relativo ed accelerazione assoluta rispettivamente, in virtù del collegamento con l'oscillatore secondario (esoscheletro strutturale). Quindi, essi, confrontando la situazione *post operam* (RC) con quella *ante operam* (NC), quantificano l'efficacia del sistema di controllo nell'abbattimento della risposta strutturale, ovvero il beneficio ottenibile con l'utilizzo di tale sistema.

Analizzando più dettagliatamente i precedenti grafici, è possibile notare che il rapporto tra le frequenze (μ) è stato fatto variare nel range $[0; 0.2]$, mentre il rapporto tra le masse (α) tra $[0.1; 10]$, lasciando costanti i rapporti di smorzamento, pari rispettivamente a $\zeta_1 = 0.05$ e $\zeta_2 = 0.02$. E' inoltre evidente che, nonostante non siano presenti valori di minimo delle curve, entrambi i grafici assumono valori inferiori all'unità per la maggior parte dei parametri analizzati. Ciò si traduce nelle seguenti importanti considerazioni:

- il collegamento, nonostante sia di tipo rigido non-dissipativo, consente di ottenere riduzioni significative della risposta del sistema in termini di spostamento;
- tale tipologia di controllo tramite esoscheletro strutturale rappresenta una soluzione efficace per il controllo delle vibrazioni dovute all'azione sismica.

Inoltre si evince che il parametro dominante e che influenza maggiormente il sistema è α , ovvero il rapporto tra le frequenze, poiché le curve sono quasi rettilinee e parallele all'asse verticale di μ . In conseguenza a ciò, fissato il rapporto tra le frequenze in un certo range di valori, la prestazione della struttura non cambia significativamente al variare del rapporto di massa. Si può quindi dedurre che da un lato è possibile ottenere buoni risultati, in termini di controllo delle

vibrazioni, anche quando si ha a che fare con rapporti di massa ridotti e dall'altro che il rapporto di frequenza è il parametro sul quale intervenire per ottenere delle prestazioni migliori, in quanto variazioni del rapporto di massa non variano significativamente la risposta del sistema.

Analoghe considerazioni possono essere fatte riguardo la forza trasmessa alla massa del sistema dovuta al movimento del terreno. Come per il caso precedente, considerando valori di costanti del rapporto tra le masse e tra gli smorzamenti e variando il rapporto tra le frequenze ($\mu = 0.05$, $\zeta_1 = 0.05$, $\zeta_2 = 0.05$ e $\alpha = [0.1; 10]$) è possibile ottenere il seguente grafico relativo alla forza totale trasmessa:

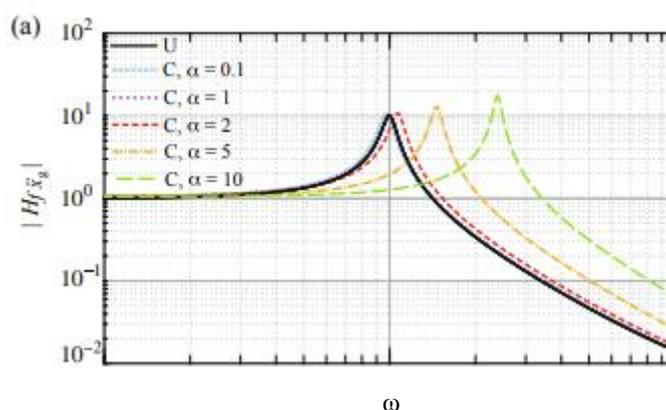


Figura 28 - Ampiezza delle FRFs relative alla forza trasmessa al sistema variando il rapporto tra le frequenze (α). Confronto tra configurazione non controllata e configurazione con collegamento rigido. [Reggio et al. 2018].

Anche in tale caso è possibile notare che il picco della funzione presenta valori maggiori di ω per la struttura controllata, valori che crescono al crescere del rapporto tra le frequenze α .

È possibile concludere, quindi, che il collegamento di tipo rigido non-dissipativo rappresenta una soluzione efficace per il controllo delle vibrazioni di strutture esistenti in calcestruzzo armato.

2.3.1.1.1 COLLEGAMENTO VISCO-ELASTICO

Al fine di confrontarne analiticamente le performances ed illustrarne le differenze rispetto al collegamento di tipo rigido non-dissipativo, è ora presa in considerazione un'altra tipologia di connessione, nello specifico il collegamento di tipo visco-elastico. Denominato anche modello di Kelvin-Voigt, è anch'esso largamente utilizzato nell'ingegneria civile per il controllo di edifici esistenti ed a differenza del precedente, è costituito da una molla e da un dissipatore, rispettivamente di rigidezza K e coefficiente di smorzamento C , posti in parallelo tra loro.

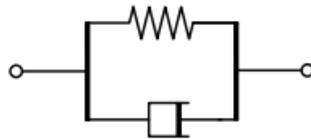


Figura 29 - Modello reologico di Kelvin-Voigt.

Come nel caso precedente, anche il modello visco-elastico presenta una propria legge costitutiva, espressa come:

$$F = K(U_2 - U_1) + C(U_2' - U_1')$$

che, in forma adimensionale, può essere riscritta come:

$$f = \beta_K(u_2 - u_1) + \beta_C(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)$$

dove i termini β_K e β_C sono due parametri adimensionali che descrivono le proprietà meccaniche del collegamento visco-elastico, ovvero la rigidezza della molla ed il coefficiente di smorzamento del dissipatore, e sono espresse come:

$$\beta_K = \frac{K}{K_1}$$
$$\beta_C = \frac{2\zeta_1 C}{C_1}$$

O, analogamente, come:

$$\beta_K = \frac{K}{M_1 \Omega_1^2}$$

$$\beta_C = \frac{C}{M_1 \Omega_1}$$

Considerando la forma adimensionale, le equazioni del moto del sistema 2-DOF che ne descrivono il comportamento possono allora essere scritte come:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_1 + 2\zeta_1 \dot{u}_1 + u_1 &= -\ddot{u}_g + \beta_K(u_2 - u_1) + \beta_C(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \\ \mu \ddot{u}_2 + 2\zeta_2 \alpha \mu \dot{u}_2 + \alpha^2 \mu u_2 &= -\mu \ddot{u}_g - \beta_K(u_2 - u_1) + \beta_C(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \end{aligned}$$

Dove la prima espressione si riferisce alla struttura primaria, mentre la seconda riguarda la struttura con l'esoscheletro. I termini adimensionali che intervengono sono gli stessi precedentemente citati e riguardano i rapporti di smorzamento ζ_1 e ζ_2 , calcolati come se i due oscillatori fossero disaccoppiati e fissati a priori noto il materiale delle strutture, il rapporto tra le masse μ ed il rapporto tra le frequenze α . I parametri indipendenti che governano il comportamento dinamico del sistema accoppiato con collegamento visco-elastico sono, quindi, sei (ζ_1 e ζ_2 , μ , α e β_K e β_C).

In forma matriciale, invece, le equazioni del moto del sistema possono essere scritte come:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Mr\ddot{u}_g$$

dove $u(t)$ è il vettore dello spostamento rispetto al suolo, r è il vettore di influenza legato all'accelerazione al suolo \ddot{u}_g ed M , C e K sono rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema.

Anche in questo caso si mantiene l'attenzione sulla risposta in frequenza e le FRFs di entrambi gli oscillatori relativi alla struttura primaria ed all'esoscheletro risultano essere, in forma matriciale, pari a:

$$\begin{aligned} H_{u/\ddot{u}_g}(\omega) &= -(-\omega^2 M + i\omega C + K)^{-1} Mr \\ H_{\ddot{u}_a/\ddot{u}_g}(\omega) &= r + \omega^2 (-\omega^2 M + i\omega C + K)^{-1} Mr \end{aligned}$$

La risposta stazionaria al moto risulta, quindi, essere un vettore di due funzioni dove la prima espressione riguarda gli spostamenti relativi al terreno e la seconda le accelerazioni assolute.

Al fine di valutare l'efficacia del tipo di collegamento e del controllo delle vibrazioni, è possibile ricavare gli indici prestazionali relativi sia agli spostamenti

relativi che alle accelerazioni assolute. Essi sono espressi come rapporto tra le ampiezze dei picchi delle FRFs nelle configurazioni controllata da collegamento visco-elastico (VC) e non controllata (NC):

$$I_D = \frac{\max |H_{u_1/\ddot{u}_g}|^{VC}}{\max |H_{u_1/\ddot{u}_g}|^{NC}}$$

$$I_{AA} = \frac{\max |H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}|^{VC}}{\max |H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}|^{NC}}$$

È possibile affermare che valori degli indici inferiori all'unità indicano una riduzione della risposta di risonanza dell'oscillatore primario (struttura esistente) sia in termini di spostamento relativo che di accelerazione assoluta, in virtù dell'accoppiamento di tipo visco-elastico con il secondo oscillatore (esoscheletro). Anche in questo caso tali indici possono essere diagrammati all'interno di un piano cartesiano che li metta in relazione con i parametri di rigidezza e smorzamento β_K e β_C ; nello specifico β_K è fatto variare nel range [0.001, 0.1] e β_C nell'intervallo [0.01, 1.0]. Il rapporto di massa, il rapporto tra le frequenze ed i rapporti di smorzamento sono assunti pari rispettivamente a: $\mu = 0.05$, $\alpha = 2.0$, $\zeta_1 = 0.05$ e $\zeta_2 = 0.02$.

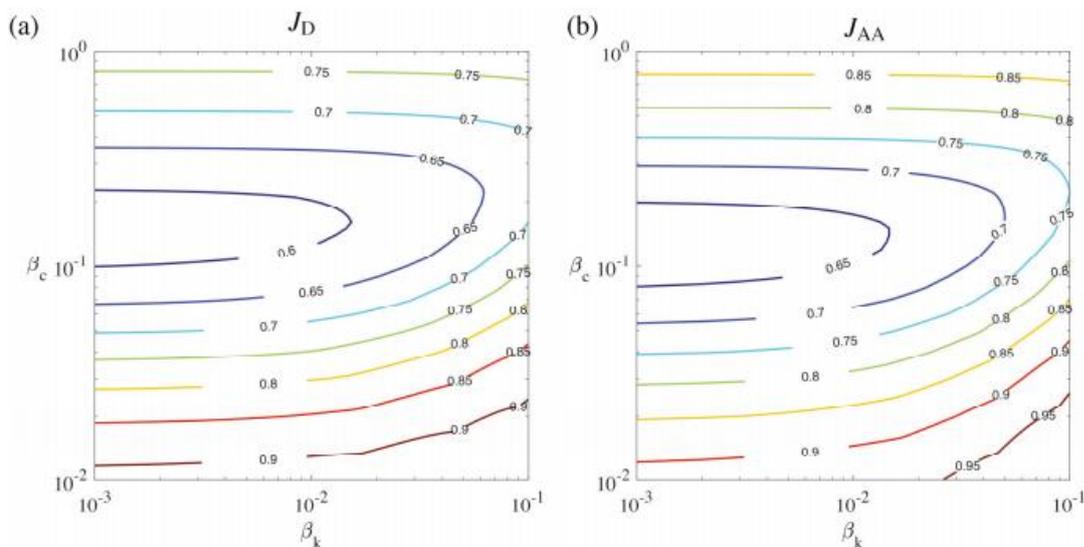


Figura 30 - Indici prestazionali relativi all'oscillatore primario nella configurazione controllata con collegamento visco-elastico variando i parametri di rigidezza e smorzamento (β_K e β_C) in termini di spostamento relativo (a) e di accelerazione assoluta (b). [Reggio et al. 2018].

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

A differenza del caso precedente con collegamento rigido non-dissipativo, nel caso di collegamento visco-elastico sono presenti valori di minimo delle curve negli intervalli dei parametri sopraccitati. Essi corrispondono alle massime riduzioni ottenibili nella risposta dell'oscillatore primario in termini di vibrazioni, consentendo l'ottimizzazione della connessione visco-elastica in termini di controllo delle prestazioni.

È possibile, quindi, concludere che, qualunque sia il tipo di legame, si ricerca sempre la risposta in frequenza e che le analisi parametriche condotte in tale dominio permettono di:

- evidenziare l'influenza dei parametri caratteristici sulle proprietà dinamiche del sistema accoppiato;
- valutare l'efficacia della struttura esoscheletrica nel controllare e ridurre la risposta dinamica (vibrazioni strutturali) della struttura esistente alla quale essa è applicata in seguito ad una sollecitazione sismica.

2.4 VANTAGGI E PRESTAZIONI

Gli esoscheletri strutturali rappresentano, al giorno d'oggi, una delle tipologie e tecniche costruttive più innovative ed all'avanguardia, ma interventi di tale tipo sono ancora abbastanza limitati e realizzati per lo più su edifici relativamente semplici e regolari, soprattutto nel nostro paese. Nonostante ciò, però, è possibile delineare con chiarezza i vantaggi ed il comportamento di tali strutture.

Come precedentemente definito, affinché risultino efficaci, le strutture esoscheletriche devono possedere una rigidità ed una resistenza tale da scaricare su di se le azioni orizzontali che, altrimenti, graverebbero unicamente sulla struttura da controllare. Tale rigidità determina una ridistribuzione nell'assorbimento dell'azione sismica tale che il contributo assorbito dalla struttura esistente risulta molto ridotto. Infatti, lo spettro di accelerazione determina modi di vibrare della struttura accoppiata caratterizzati da periodi

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

minori e frequenze naturali maggiori e da una più alta componente orizzontale dell'accelerazione. In conseguenza a ciò ed in seguito ad un'analisi sismica dell'intero sistema strutturale, l'introduzione dell'esoscheletro determina nella struttura esistente numerosi vantaggi riguardanti sia il controllo delle deformazioni e degli spostamenti, sia le forze interne (taglio alla base ed ai singoli piani). Nello specifico, l'introduzione di un esoscheletro comporta:

- la riduzione delle vibrazioni e, quindi, degli spostamenti di piano (piani considerati rigidi in seguito all'ipotesi di telaio shear-type) su tutta l'altezza della costruzione;
- la riduzione della risposta di risonanza della struttura primaria;
- la diminuzione delle forze interne nella struttura primaria sia in termini di taglio alla base che ai singoli piani dell'edificio. Questa riduzione corrisponde, al contrario, a componenti di forze maggiori sulla struttura esoscheletrica, soprattutto in termini di taglio alla base della struttura.
- l'amplificazione della risposta in accelerazione del sistema accoppiato rispetto alla struttura primaria;
- la mancanza di rafforzamento della fondazione della struttura primaria.

Tutti i sopracitati aspetti rendono la soluzione esoscheletrica una tipologia di adeguamento efficace ed all'avanguardia per il controllo strutturale in seguito a carichi di tipo sismico.

Si è visto, infatti, come le proprietà esoscheletriche (massa, rigidità e smorzamento) possono essere variate e progettate al fine di modificare la risposta dinamica della struttura primaria alla quale esso è collegato.

Inoltre, l'esoscheletro si propone come un innovativo esempio di efficientamento energetico, costituendo una sorta di "seconda pelle" in grado di avvolgere la struttura esistente ed isolarla anche dal punto di vista termico. Con tale soluzione, quindi, si vuole equilibrare in un *unicuum* carenze di tipo strutturale, estetico e funzionale tramite metodologie progettuali, politiche di sostenibilità ambientale ed uso delle risorse economiche disponibili. Un approccio di questo tipo, quindi, è accompagnato anche da numerosi vantaggi di carattere economico-ambientale e non solo strutturale come la riduzione dei volumi di materiale da produrre e da

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

smaltire rispetto ai classici interventi di miglioramento od addirittura abbattimento/ricostruzione e la significativa diminuzione dell'impatto ambientale della struttura dovuto al fatto di poter spalmare su un periodo maggiore il suo carico ambientale (prolungamento della vita utile dell'edificio).

I risultati e le analisi fin qui presentati costituiscono la base della modellazione dinamica delle strutture esoscheletriche per la protezione sismica e permettono la valutazione delle prestazioni di un immobile nei confronti delle azioni derivanti dai terremoti in seguito ad un intervento di adeguamento strutturale. L'obiettivo della seconda parte di tale lavoro di tesi, quindi, tratta la modellazione di una struttura esoscheletrica in acciaio che funga da supporto ad un immobile esistente. Nello specifico verrà analizzata la "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero del Policlinico Agostino Gemelli di Roma, partendo dall'analisi di vulnerabilità propria della struttura esistente per poi passare alla descrizione dell'esoscheletro ipotizzato per il controllo strutturale.

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

CAPITOLO 3: CASO STUDIO “PIASTRA POLIFUNZIONALE” DELL’OSPEDALE POLICLINICO AGOSTINO GEMELLI DI ROMA

Dopo una dettagliata analisi del funzionamento e comportamento dell’esoscheletro strutturale pensato come sistema irrigidente nonché di adeguamento e miglioramento di strutture esistenti alternativo alle classiche tecniche finora largamente utilizzate, si considera l’applicazione dell’esoscheletro ad un caso reale. Nello specifico, si esamina la “Piastra Polifunzionale” dell’ospedale Policlinico Agostino Gemelli di Roma. La scelta di tale struttura di importanza strategica è conseguente all’emanazione dell’art. 2 comma 3 dell’OPCM 3274⁴⁶ il quale cita: “E’ fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2, secondo quanto definito nell’allegato 1.”.

Nell’anno 2010 il Dott. Ing. Armando Centioni, in collaborazione con i Proff. Ingg. Franco Braga e Giuseppe Ferro, ha condotto le valutazioni dell’idoneità statica e della vulnerabilità sismica dell’edificio di cui sopra, al fine di valutarne le carenze dal punto di vista strutturale. Da tali studi è emerso che l’immobile necessita di un adeguamento o di un miglioramento prevalentemente dal punto di vista sismico a seconda dei livelli di vulnerabilità che si vogliono raggiungere. A tal fine, lo scopo del presente studio è la progettazione di una struttura esoscheletrica da collegare

46 ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 marzo 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (G.U. Serie Generale n.105 del 08-05-2003 - Suppl. Ordinario n. 72).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

all'immobile esistente che abbia il compito di migliorarne le caratteristiche strutturali, soprattutto nei confronti delle azioni laterali.

Il lavoro si articola, quindi, nelle seguenti fasi: dapprima si descrive la struttura esistente, poi, dopo una breve esposizione dei risultati ottenuti dagli ingegneri in seguito alle valutazioni (statiche e sismiche) sull'immobile, si procede con la progettazione dell'esoscheletro attraverso l'utilizzo del software di calcolo CDS Win. Esso verrà studiato, progettato e collegato alla struttura esistente e saranno confrontate le caratteristiche dell'immobile principale prima e dopo l'applicazione dell'esoscheletro, evidenziando le principali differenze.

3.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO ESISTENTE OGGETTO DI STUDIO

L'edificio oggetto del presente lavoro è la “Piastra Polifunzionale” (Edificio di pronto soccorso e sale operatorie) appartenente al complesso ospedaliero Policlinico Agostino Gemelli sito nel comune di Roma (Municipio XIV).



Figura 31 - Ubicazione della Piastra Polifunzionale [Google Maps].

L'immobile, realizzato nell'anno 1999-2000 ed ideato dal progettista strutturale Prof. Ing. Antonio M. Michetti (la direzione lavori è stata svolta dall'Arch. Giuseppe Manara ed il collaudo dall'Ing. Paolo Batti), non ha mai subito modifiche nel corso degli anni ed è considerato uno degli ospedali più all'avanguardia dal punto di vista sanitario dell'intero territorio nazionale. L'intera struttura ospita in

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

forma centralizzata laboratori di analisi, sale operatorie ed il dipartimento di emergenza ed accettazione (D.E.A.) di secondo livello. Per tali motivi, presenta una rilevanza di tipo strategico. Nelle seguenti figure si riportano le viste satellitari della struttura oggetto di studio in cui sono evidenziati i principali edifici che compongono l'immobile. La prima immagine è tratta dalla relazione *“Valutazione della vulnerabilità sismica”*⁴⁷ redatta nell'anno 2010 a firma del Dott. Ing. Armando Centioni in collaborazione con i Proff. Ingg. Franco Braga e Giuseppe Ferro, in seguito alle valutazioni di idoneità statica e vulnerabilità sismica effettuate sulla struttura, mentre le successive due sono state ottenute da Google Maps.

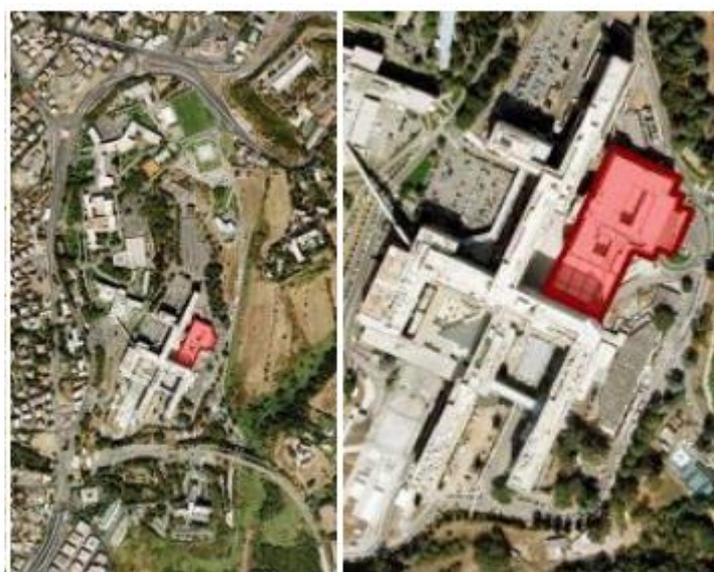


Figura 32 - Vista satellitare della Piastra Polifunzionale [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

47 Relazione tecnica che illustra le analisi condotte sulla Piastra Polifunzionale appartenente al complesso ospedaliero Policlinico A. Gemelli di Roma eseguite sulla base dell'incarico conferito da parte delle Direzione Generale dell'Ospedale Gemelli e svolte secondo le prescrizioni dettate dalle NTC-2008 (normativa vigente all'epoca dell'studio), nonché secondo le indicazioni della relativa circolare esplicativa.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

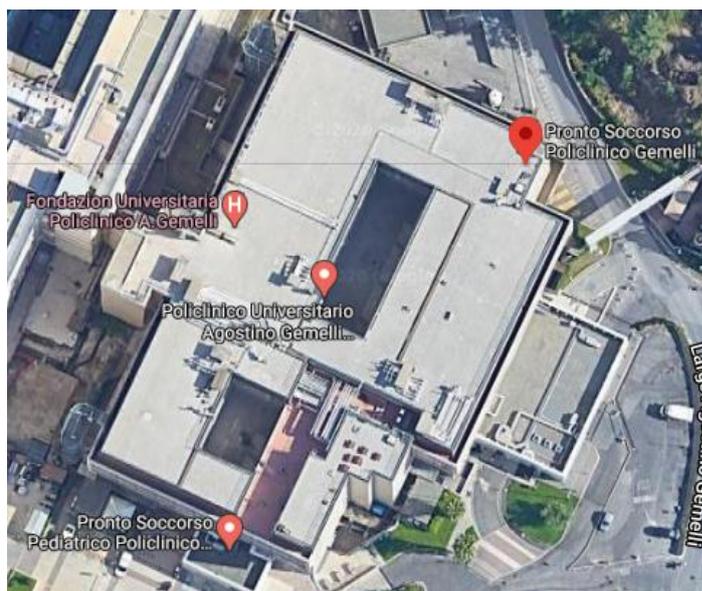


Figura 33 - Vista dall'alto della Piastra Polifunzionale [Google Maps].



Figura 34 - Vista Sud-Est della Piastra Polifunzionale [Google Maps].

Come riportato anche sulle “*Tavole di progetto strutturale*”⁴⁸, l’immobile, che raggiunge una quota di 28.6 m nella sua parte più alta (edifici A e B) e dimensioni totali di circa 110.80 x 62.6 m, è costituito da quattro edifici sismicamente indipendenti in elevazione e collegati in fondazione. Presenta una forma abbastanza regolare in pianta ma non in altezza, in quanto due dei quattro edifici

48 Tavole di progetto strutturale comprensive di piante delle diverse quote, dimensioni e armature di travi, pilastri, setti e fondazioni, documentazione tecnica acquisita dall’ufficio Tecnico dell’Ospedale Gemelli.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

(gli edifici C e D) sono estremamente più bassi degli altri. La planimetria della struttura è la seguente:

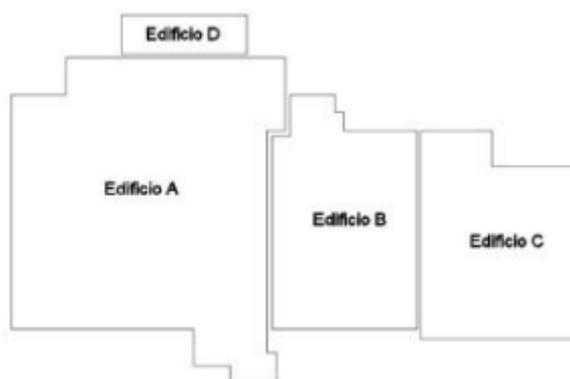


Figura 35 - Planimetria con ubicazione e denominazione edifici [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Gli edifici A e B sono le strutture che presentano le dimensioni maggiori e sono costituiti dal piano di fondazione, dal piano interrato, dal pianterreno e da cinque piani fuori terra.

Gli edifici C e D presentano, invece, dimensioni molto minori essendo il primo costituito solamente dal pianterreno ed il secondo arrestandosi al primo piano.

Ogni edificio è delimitato da giunti sismici di specifiche dimensioni pari a circa 1/100 della propria altezza.

Dal punto di vista strutturale, gli elementi portanti sono realizzati attraverso l'utilizzo di telai in calcestruzzo armato ordinario formati da travi e pilastri di dimensione variabile e da solai di tipo *a predalles* di spessore complessivo pari a 40 cm con alleggerimento in polistirolo e getto di completamento.

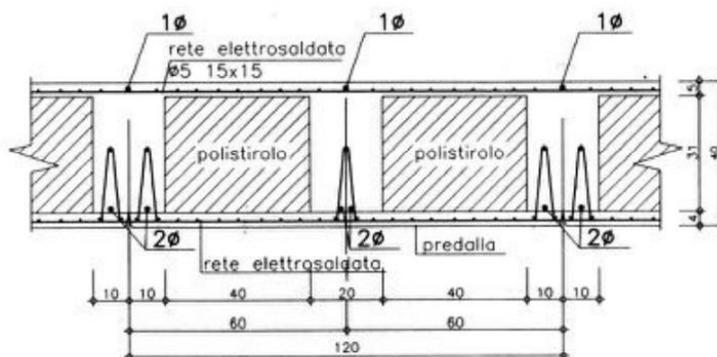


Figura 36 - Particolare del solaio a predalles da 40 cm [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Sul perimetro degli edifici sono presenti anche alcuni vani scala e vani ascensore contornati da setti in calcestruzzo armato di spessore compreso tra i 20 ed i 40 cm. Tali elementi, uniformemente distribuiti in pianta, si caratterizzano per l'azione di irrigidimento che apportano all'intera struttura nei confronti delle azioni laterali. Infine, le fondazioni, realizzate per mezzo di plinti su pali di lunghezza pari a 18 m e travi di collegamento tra i plinti stessi, sono di tipo profondo e unitario, ovvero non vi è la presenza di giunti tra le fondazioni dei vari edifici.

3.1.1 EDIFICIO A

L'edificio A è, dei quattro, l'immobile che presenta le dimensioni maggiori. Di forma in pianta quasi quadrata e con copertura piana ed accessibile, ha altezza pari a 28.6 m (corrispondente a 7 piani dell'immobile) e grandezze pari a 50 x 55 m circa. A partire dal secondo livello, è presente un patio di ampie dimensioni (28.8 x 10.8 m circa) disposto al centro della struttura.

Nello specifico, l'edificio A è costituito da pilastri formanti una maglia quadrata di lato pari a 7.2 m che, unitamente alle travi di collegamento, realizzano 8 telai in entrambe le direzioni (X e Y). Le dimensioni dei pilastri alla base dell'edificio sono pari a circa 90 x 65 cm e presentano misure maggiori rispetto a quelle degli stessi disposti sul perimetro della struttura od a quote più elevate, infatti alcuni pilastri rastremano con l'altezza. Le travi di collegamento, invece, sono ordite secondo la direzione X e presentano una forma ad "U" rovesciata di dimensioni 200 x 60 x 40 cm.

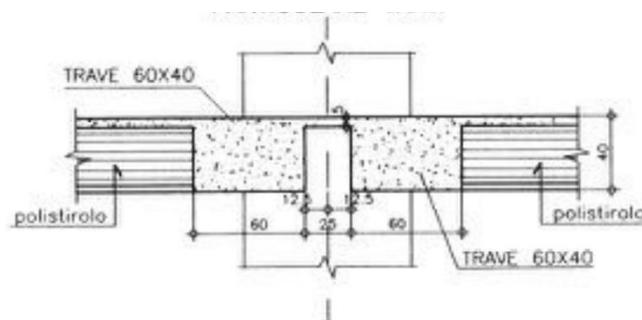


Figura 37 - Particolare delle travi di solaio [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Il solaio è del tipo *a predalles* di altezza 40 cm, come raffigurato in Figura 36. I plinti quadrati di fondazione (di dimensione pari a 190 x 190 cm ed altezza di 80 cm) sono isolati e posizionati su pali di diametro pari a 150 cm e lunghezza 18 m. Essendo il rapporto tra la profondità della base d'appoggio del palo ed il diametro del palo stesso maggiore di 10, tale topologia di fondazione è classificata come “profonda”. Travi di collegamento in calcestruzzo armato a base quadrata di lato pari a 40 cm connettono i vari plinti tra loro, come mostrato in Figura 38.

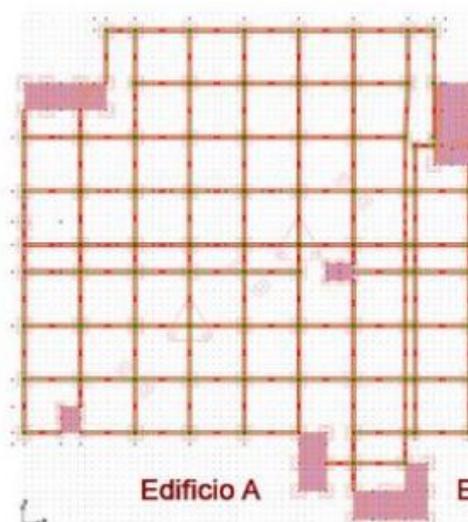


Figura 38 - Pianta delle fondazioni con plinti su pali e travi di collegamento: EDIFICIO A
[Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

3.1.2 EDIFICIO B

A differenza del precedente immobile, l'edificio B presenta una forma in pianta rettangolare di dimensioni pari a 29 x 40 m ed altezza di 28.6 m (corrispondente a 7 piani dell'immobile come per l'edificio A) con copertura piana ed accessibile. Anche in tale caso è presente, a partire dal secondo livello, un patio di dimensioni 14.4 x 10.8 m circa disposto al centro della struttura.

Come per il precedente edificio, anche questo i pilastri e le travi sono disposti a formare una maglia quadrata avente lato di dimensioni pari a 7.2 m, ma i telai che si vengono a realizzare, date le dimensioni dell'immobile, sono 7 in direzione X e

5 in direzione Y. Le misure di pilastri e travi sono le stesse del precedente edificio, come anche la tipologia del solaio.

Le fondazioni sono analoghe al caso precedente, con le stesse dimensioni di plinti e pali.

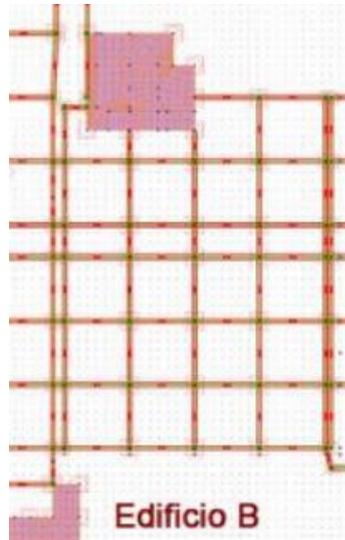


Figura 39 - Pianta delle fondazioni con plinti su pali e travi di collegamento: EDIFICIO B [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

3.1.3 EDIFICIO C

Come l'edificio B, anche il C presenta una pianta di forma rettangolare di dimensioni pari a circa 32.7 x 41.8 m ed altezza di 5.1 m. Tale valore comprende i due soli piani che compongono l'edificio ed è per tale motivo molto minore di quella che caratterizza le precedenti strutture. La copertura in tale caso è sempre piana, ma adibita a parcheggio.

La maglia formata da pilastri e travi è la stessa anche in tale caso (maglia quadrata di lato pari a 7.2 m), ma i telai che si vengono a formare sono 8 in direzione X e 6 in direzione Y. Le dimensioni dei pilastri sono di due tipologie: essi possono essere pari a 50 x 50 cm o 40 x 40 cm. Anche le travi di collegamento sono leggermente differenti dalle precedenti, in quanto presentano la medesima geometria ad "U" rovesciata, ma con dimensioni pari a 200 x 60 x 50 cm.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Il solaio è sempre del tipo *a predalles*, ma la sua altezza è di 50 cm e non più pari a 40 cm.

Le fondazioni profonde presentano le medesime geometrie dei casi precedenti (Figura 40), ma le dimensioni dei plinti e dei pali sono minori: i primi hanno dimensione di 120 x 120 cm per un'altezza di 80 cm ed i secondi presentano sempre una lunghezza di 18 m, ma un diametro di 80 cm. Le travi di collegamento sono sempre le stesse, gettate direttamente sul terreno.

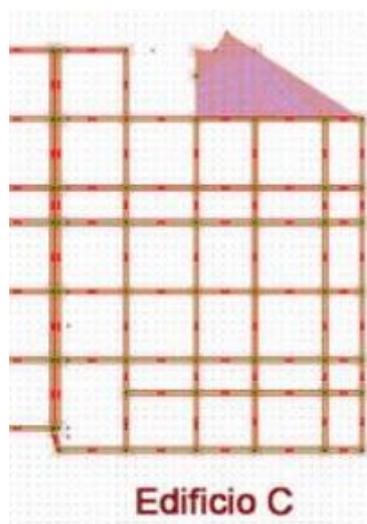


Figura 40 - Pianta delle fondazioni con plinti su pali e travi di collegamento: EDIFICIO C
[Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

3.1.4 EDIFICIO D

Tale immobile costituisce la camera calda di accesso al Pronto Soccorso e, per dimensioni, è il minore dei quattro. Esso presenta, infatti, dimensioni molto piccole (8.9 x 29 m) ed è costituito da due soli allineamenti di 5 pilastri, ciascuno di forma quadrata di lato pari a 50 cm, connessi tra loro da travi di collegamento di dimensioni pari a 50 x 60 cm.

Date le dimensioni estremamente ridotte della struttura, sia in pianta che in elevazione, tale immobile non è stato valutato dagli ingegneri nelle analisi strutturali.

3.2 ANALISI STRUTTURALI DELL'EDIFICIO ESISTENTE

Nell'anno 2010, in seguito all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri datata 20 marzo 2003 che prevede obbligatoriamente di sottoporre a verifica di vulnerabilità sismica tutti gli edifici di tipo strategico, la Direzione Generale dell'Ospedale Gemelli di Roma conferì l'incarico delle successive analisi strutturali al suddetto Dott. Ing. Armando Centioni ed ai suoi collaboratori Proff. Ing. Franco Braga e Giuseppe Ferro. Lo studio prevedeva la valutazione dell'idoneità statica e della vulnerabilità sismica dell'edificio "Piastra Polifunzionale", realizzato una decina di anni prima.

Al fine di conseguire una corretta valutazione statica e sismica dell'immobile (edifici A, B e C), le indagini sono state articolate in varie fasi: la prima è stata quella di ricerca della documentazione inerente la struttura in esame, ovvero nell'ottenimento delle relazioni di calcolo, delle tavole di progetto e delle relazioni di collaudo e specialistiche svolte dai vari professionisti. In secondo luogo, sono stati eseguiti dei sopralluoghi e delle prove in sito al fine di:

- Verificare l'effettiva corrispondenza tra le tavole di progetto e lo stato di fatto;
- Conseguire la caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti l'immobile (calcestruzzo ed acciaio da armatura). La definizione dei materiali è poi proseguita in laboratorio attraverso l'analisi di campioni prelevati in sito.

Infine, attraverso l'utilizzo del software di calcolo agli elementi finiti CDS Win è stato realizzato un modello tridimensionale della struttura in esame al fine di poterla accuratamente studiare e verificare.

Come riportato nella relazione tecnica "*Valutazione della vulnerabilità sismica*", "sia la fase preliminare di ricerca documentale e di indagine in sito, che le successive fasi di analisi strutturale tramite programma di calcolo, sono state svolte secondo le prescrizioni dettate dalle "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*" D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008 [...] nonché secondo le

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

indicazioni della “*Circolare Esplicativa*” Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 CSLPP [...]”⁴⁹.

In aggiunta, è stato fatto riferimento per tutte le attività svolte dai professionisti anche all’ordinanza 3274⁵⁰ risalente all’anno 2003 ed alle “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito, mediante prove non distruttive”⁵¹.

3.2.1 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA DELLA STRUTTURA SECONDO LA NTC-2008

In generale, il passo preliminare allo svolgimento delle analisi statiche e dinamiche, per qualsiasi tipologia di struttura, è la valutazione del livello di sicurezza che essa presenta alla data di inizio dei lavori. Essa permette di comprendere la concezione strutturale dell’edificio, il suo processo evolutivo durante gli anni a partire dalla sua realizzazione, le geometrie degli elementi strutturali, la loro disposizione e la loro armatura. Quindi, il seguente procedimento svolto dagli ingegneri preliminarmente alle analisi statiche e sismiche è stato svolto per stabilire se:

- L’utilizzo della costruzione possa continuare uguale allo stato di fatto della stessa senza interventi che ne migliorino il livello di sicurezza;
- L’utilizzo della costruzione debba essere modificato attraverso processi di declassamento, cambio di destinazione d’uso e/o limitazioni;
- L’utilizzo della costruzione necessiti di interventi di miglioramento od adeguamento al fine di aumentarne la sicurezza strutturale.

Come precedentemente descritto, tale procedura si articola in diverse fasi, tutte accuratamente svolte dagli ingegneri unitamente a società specializzate seguendo

49 Cap. 5, Par. 5.2, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

50 ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 marzo 2003 recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.» (G.U. Serie Generale n.105 del 08-05-2003 - Suppl. Ordinario n. 72).

51 Cap. 4, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

le prescrizioni della NTC-2008 (normativa vigente all'epoca di tali valutazioni); esse sono:

- Analisi storico-critica dalla quale è emerso, in seguito alla visione delle tavole di progetto e del certificato di collaudo, che la struttura è stata realizzata congruentemente con la documentazione fornita. Inoltre, non si ha evidenza di successive modifiche ad alcuno dei quattro edifici.
- Rilievo effettuato mediante numerosi sopralluoghi dai quali è emerso che le componenti strutturali principali sono distintamente riscontrabili anche in sito e non solo sulle tavole di progetto. Anche dal punto di vista delle geometrie e dimensioni dei vari elementi strutturali (travi, pilastri, setti e fondazioni) è presente tale corrispondenza. Come riportato nella relazione tecnica, “Le verifiche delle geometrie degli elementi costruttivi sono state eseguite, a campione, su ciascun piano di ciascun edificio secondo le prescrizioni dettate dalle NTC-08.”⁵².
- Caratterizzazione meccanica dei materiali (fase svolta in collaborazione con la Società IBIS Engineering S.r.l.) necessaria per valutare il valore della resistenza del calcestruzzo in opera. Lo studio sul calcestruzzo è stato svolto attraverso il prelievo di carote e lo svolgimento di misure SONREB⁵³ ad ogni piano dell'immobile, le quali hanno consentito anche la valutazione della profondità di carbonatazione.

⁵² Cap. 5, Par. 5.2, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

⁵³ Il metodo SONREB (unione delle parole SONic REBound) è un metodo di indagine di tipo non distruttivo effettuato sul calcestruzzo indurito che consente di determinarne la resistenza correlandola con la velocità ultrasonica, ottenuta con prove ultrasoniche e con l'indice di rimbalzo (S) ottenuto con prove sclerometriche. [Fonte: Wikipedia].



Figura 41 - Prelievo della carota in calcestruzzo [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].



Figura 42 - Svolgimento della prova SONREB [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

La stima della resistenza cubica a compressione (R_c), effettuata in modo separato per il calcestruzzo impiegato nelle strutture di fondazione (livello -2) e per quello impiegato per le strutture in elevazione (da livello -1 a livello +5), è stata dedotta in seguito al confronto ed allo svolgimento di entrambe le tipologie di prove: quelle eseguite in laboratorio mediante la rottura del provino cilindrico di calcestruzzo prelevato e quelle SONREB. È emerso che:

- Le prove SONREB hanno fornito valori di resistenza mediamente maggiori rispetto a quelli ottenuti con le prove di schiacciamento

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

delle carote ad eccezione del livello +1, +3 e +5. Tuttavia, i valori ottenuti in tali casi presentano lo stesso ordine di grandezza della resistenza media a compressione (R_{ck}) dichiarata in sede progettuale e pari a 30 MPa;

- La resistenza media a compressione (R_{ck}) del piano di fondazione è più bassa rispetto a quella dichiarata negli elaborati progettuali (dato riscontrato in seguito ad entrambe le tipologie di prove) e tale valutazione conduce alla conclusione che il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione dei pali di fondazione, avente un valore di resistenza media a compressione (R_{ck}) pari a 25 MPa, sia stato utilizzato anche per la realizzazione di plinti e travi di collegamento;

In seguito ai dati ottenuti è stata, quindi, effettuata una suddivisione che considera due differenti tipologie di calcestruzzo relative al livello dell'immobile in cui sono state utilizzate, nello specifico per il livello -2 (strutture di fondazione) e per tutti gli altri piani (struttura in elevazione).

Inoltre, come riportato nella relazione tecnica, “Secondo le prescrizioni dettate dalla Circolare 2 Febbraio 2009, n.617, le verifiche strutturali degli elementi dovranno essere eseguite con riferimento ai valori medi delle resistenze ottenute in situ, divisi per il fattore di confidenza, qualora si tratti della verifica strutturale di elementi duttili, moltiplicato il coefficiente parziale di sicurezza, nel caso di elemento strutturale di tipo fragile.”⁵⁴. Di conseguenza, lo studio ed il calcolo delle verifiche strutturali è stato eseguito considerando per le strutture di fondazione un valore medio della resistenza del calcestruzzo (f_{cm}) pari a 20 MPa e per le strutture in elevazione pari a 28.50 MPa, avanzando a vantaggio di sicurezza.

Infine, per quanto riguarda l'acciaio da armatura, si è riscontrato l'utilizzo del FeB44k in conformità alla relazione progettuale, ovvero del B450C come denominato secondo la più recente classificazione. Tale verifica è stata effettuata eseguendo tre prove a trazione di provini prelevati in fondazione.

54 Cap. 5, Par. 5.3.4, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

- Determinazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza necessari per la valutazione delle risorse duttili della struttura e, quindi, per effettuare l'analisi sismica. È stato assunto un fattore di confidenza pari a 3, valutato sulla base delle resistenze di calcolo conseguenti alle prove svolte, della corrispondenza della struttura con gli elaborati in termini di geometrie e dimensioni e del grado di conoscenza delle armature degli elementi strutturali principali. Tuttavia, come riporta la relazione tecnica “risultano tutt'ora incerti alcuni dettagli costruttivi dei nodi, data l'impossibilità di eseguire un'ispezione visiva e/o un rilievo delle armature.”⁵⁵ In seguito a ciò, le risorse duttili dell'immobile sono state considerate limitate e, per svolgere l'analisi sismica, è stato impiegato un fattore di struttura (ora fattore di comportamento secondo la NTC-2018) pari a 2.
- Definizione delle azioni utilizzate per lo svolgimento dei calcoli. Esse comprendono il peso proprio, il carico permanente non strutturale, il carico variabile calcolato in relazione alle tipologie di ambiente utilizzate nella struttura, il carico da neve e l'azione sismica.

In aggiunta alle fasi precedentemente citate, gli ingegneri hanno svolto anche la caratterizzazione sismica del sito sul quale sorge l'opera attraverso quattro prove in foro di tipo Down-Hole⁵⁶, effettuate da altri specialisti del settore⁵⁷. La categoria di sottosuolo dedotta in seguito a tali analisi ed ai fini della determinazione dell'azione sismica è la tipologia C. Essa, all'interno della normativa vigente all'epoca dello svolgimento delle prove, è definita come caratterizzata da “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da

55 Cap. 5, Par. 5.4, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

56 La prova down-hole è una tecnica sismica per la determinazione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni; in particolare permette di determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche di volume, di compressione e di taglio a diverse profondità, misurando il tempo che tali onde impiegano nel tragitto tra la sorgente (in superficie) e il ricevitore (posto all'interno di un foro opportunamente predisposto), e di ricavare i parametri dei terreni attraversati. [Fonte: Wikipedia].

57 Prove in foro di tipo Down-Hole effettuate dal Laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA) dell'Università di Firenze, incaricato dalla GEO geotecnica e geognostica S.r.l.

valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)⁵⁸.

Le analisi sin qui svolte e descritte costituiscono il presupposto necessario per la modellazione tridimensionale dell'immobile e per le successive analisi strutturali.

3.2.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

In seguito alla valutazione del livello di vulnerabilità della struttura e preliminarmente alle analisi statiche e sismiche, è stato necessario realizzare un modello dell'immobile attraverso l'utilizzo di un software di calcolo, al fine di svolgere nel miglior modo possibile le verifiche strutturali. Il software di calcolo agli elementi finiti CDS Win (release 2020) della società STS S.r.l. ha permesso agli ingegneri la modellazione tridimensionale di tutti gli edifici (ad eccezione dell'edificio D, come sottolineato precedentemente). In particolare ed al fine di semplificare le analisi e restituire il comportamento globale della struttura, è stato realizzato un unico modello comprendente gli edifici A, B e C, dotati peraltro di fondazioni in comune. Sono stati implementati anche i giunti sismici tra le strutture.

Il modello è formato da varie tipologie principali di elementi strutturali modellati secondo le geometrie riportate nelle tavole di progetto: le travi ed i pilastri, i solai, i setti e le piastre e le fondazioni, implementate nel modello con tutte le relative armature congruamente con il progetto esecutivo. Per quanto riguarda la scelta degli elementi utilizzati nella creazione del modello e nella discretizzazione degli elementi strutturali, è stato deciso di seguire criteri di modellazione volti alla semplificazione della struttura. Infatti, per quanto riguarda le travi ed i pilastri realizzati in calcestruzzo armato, essi sono stati discretizzati attraverso l'utilizzo dell'elemento finito "asta" avente le medesime dimensioni

58 Cap. 3, Par. 3.2.2, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

degli elementi strutturali reali, con l'unica differenza che la forma ad "U" delle travi presente nella realtà è stata sostituita nel modello con la presenza di un'unica trave priva dell'asola centrale (Figura 43).

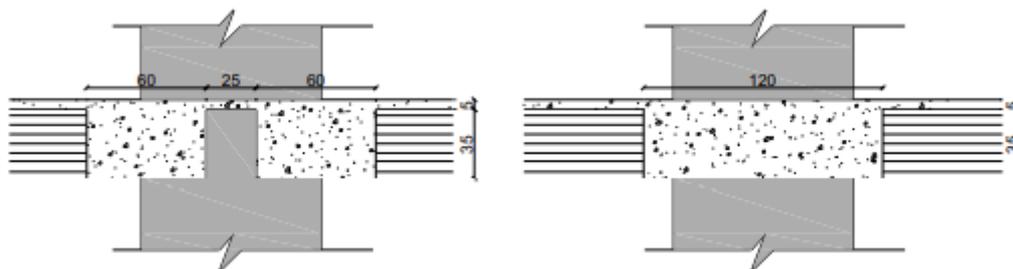


Figura 43 - Sinistra: trave di solaio come realizzata; destra: trave di solaio come discretizzata [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Tale semplificazione è possibile in quanto risulta coerente con lo schema strutturale, infatti, come riporta la relazione tecnica:

- “Il momento di inerzia, e dunque la rigidezza, rispetto l’asse orizzontale resta sostanzialmente invariato;
- I solai risultano uniformemente caricati, per cui non sono presenti significativi effetti torsionali, ed inoltre, il procedimento costruttivo di solai *a predalles* minimizza gli effetti torcenti sulle travi di bordo;
- Il momento di inerzia, e dunque la rigidezza, rispetto l’asse verticale risulta ridotto ma la presenza della rigidezza a lastra della caldana garantisce l’annullamento dei momenti flettenti sul piano verticale (M_y);
- L’area della sezione risulta sostanzialmente invariata come anche la massa.”⁵⁹

Gli ingegneri hanno considerato i nodi delle strutture in elevazione come incastri interni.

I solai di piano, considerati infinitamente rigidi nel proprio piano ad eccezione dell’ultimo piano degli edifici A e B, sono stati orditi nelle medesime direzioni riportate nel progetto, mentre per i setti e le piastre sono stati utilizzati elementi *shell* a quattro nodi. I vincoli di piano rigido sono stati modellati in maniera indipendente per ciascun edificio.

⁵⁹ Cap. 6, Par. 6.2, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

Le rampe delle scale sono state inserite ai livelli dei solai sotto forma di carichi al fine di modellarle nel miglior modo possibile in termini di masse. Tali rampe provocano un effetto irrigidente sul setto, ma trascurare la loro presenza nella modellazione è possibile da parte degli ingegneri dato che la rigidezza aggiuntiva che si ottiene è di poco maggiore.

Infine, le fondazioni sono state progettate attraverso l'utilizzo di plinti e pali trivellati. I primi sono stati modellati su suolo alla Winkler⁶⁰ ed i secondi sono stati implementati per mezzo di un incastro alla punta e sono stati schematizzati come vincoli cedevoli elasticamente (sia traslazionalmente che rotazionalmente). Le travi di collegamento delle fondazioni, gettate in opera direttamente sul terreno, sono state modellate, invece, come soggette ad un carico equivalente al peso proprio ma rivolto verso l'alto, valutato proprio al fine di annullarne il peso.

Nelle seguenti figure si riportano alcune immagini della geometria tridimensionale del modello di calcolo ottenuto per mezzo del software CDS Win:

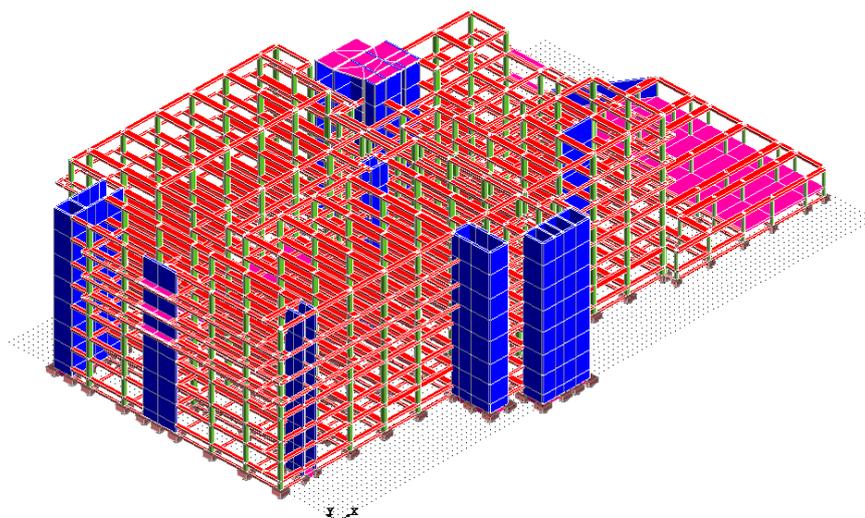


Figura 44 - Modello tridimensionale: geometria e discretizzazione degli elementi strutturali (vista Nord).

⁶⁰ La tipologia di suolo alla Winkler considera in luogo del terreno un letto di molle con rigidezza funzione delle caratteristiche del tipo di suolo considerato e della superficie di impronta della fondazione.

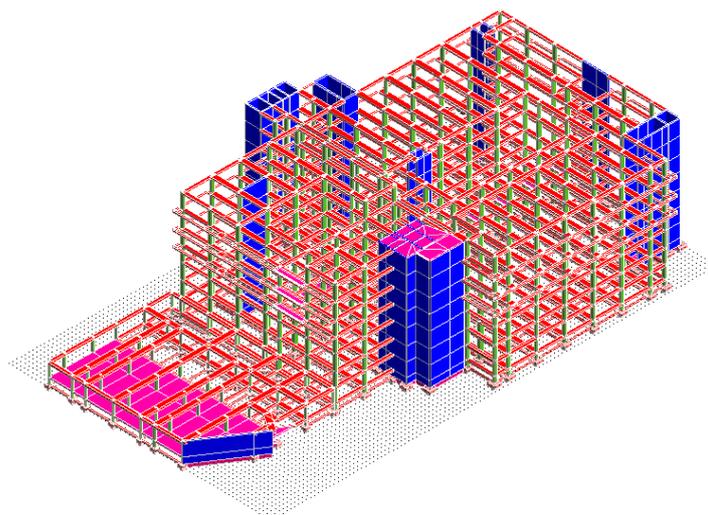


Figura 45 - Modello tridimensionale: geometria e discretizzazione degli elementi strutturali (vista Sud).

Tale modello è posto in un sistema di riferimento globale XYZ dove il lato maggiore dell'edificio è orientato lungo l'asse X, il lato minore lungo l'asse Y, mentre l'asse Z completa la terna destrorsa e risulta quindi concorde con la direzione lungo la quale si sviluppano gli elementi verticali. Tale sistema di riferimento globale verrà mantenuto per tutta la seguente trattazione, sia per lo studio dell'idoneità statica della struttura che per l'analisi della vulnerabilità sismica.

Il modello della struttura esistente implementato dagli ingegneri sarà definito nel seguito anche come “struttura non controllata” o “struttura primaria”. Nell'ipotesi in cui sia necessario un intervento di adeguamento, infatti, con tale termine si intende l'edificio esistente originario, lo stato di fatto nel momento di valutazione del livello di vulnerabilità. Sarà, invece, chiamata “struttura controllata” il modello dell'edificio con annesso l'intervento di adeguamento sismico, ovvero, nel presente caso, dell'esoscheletro strutturale.

3.2.3 ANALISI D'IDONEITA' STATICA DELLA STRUTTURA

Sulla base del modello strutturale tridimensionale descritto, gli ingegneri hanno svolto lo studio della stabilità dell'immobile in seguito all'applicazione dei carichi cui la struttura è sottoposta in condizioni di normale esercizio. Nello specifico, come illustrato nella relazione tecnica, l'analisi è stata svolta per la seguente combinazione di carico, comprensiva dei relativi moltiplicatori, la quale non considera le azioni di tipo sismico:

DESCRIZIONE	MOLTIPLICATORE
Peso Strutturale	1,3
Perm. Non strutturale	1,5
Var.Amb.affol.	1,5
Var.Par.q<30Kn	1,5
Var.Neve	1,5
Var.Coperture	1,5

Tabella 12 - Combinazione di carico per analisi statica [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Dove il peso strutturale che comprende il peso proprio degli elementi strutturali (travi, pilastri, solai in latero-cemento, setti, etc) è stato calcolato in automatico dal software di calcolo considerando le caratteristiche geometriche ed i materiali degli elementi strutturali considerati.

Sono state effettuate le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, considerando le armature effettivamente presenti in essi: dagli studi condotti si evince che la maggior parte degli elementi strutturali risultano verificati (elementi di colore verde), come illustrato nell'immagine seguente (Figura 46).

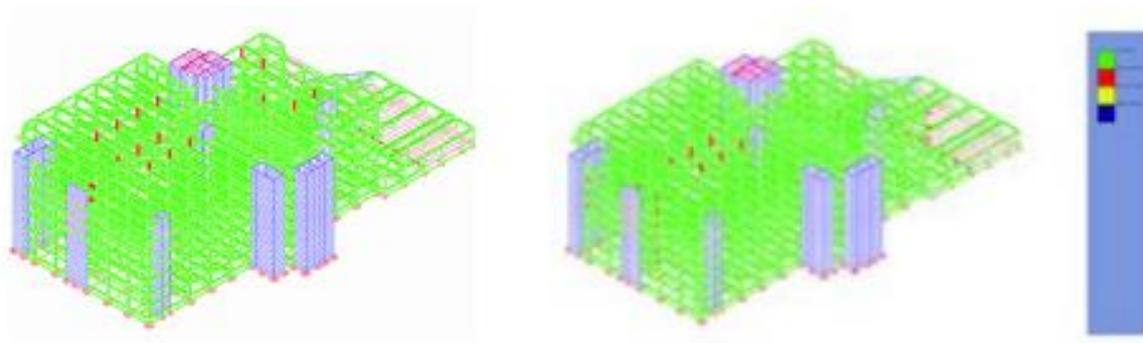


Figura 46 - Sinistra verifica a pressoflessione; destra verifica a taglio – Modello globale [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Ma, come si deduce nella relazione tecnica e nella precedente immagine, non tutti gli elementi strutturali soddisfano appieno le verifiche. Gli elementi che risultano non verificati sono:

- Le travi tozze che non rispettano la verifica a taglio;
- Alcune travi che, in numero molto ridotto, non rispettano la verifica a flessione e/o a taglio (Figura 47);
- I pilastri degli ultimi livelli della struttura (Figura 48 e Figura 49).

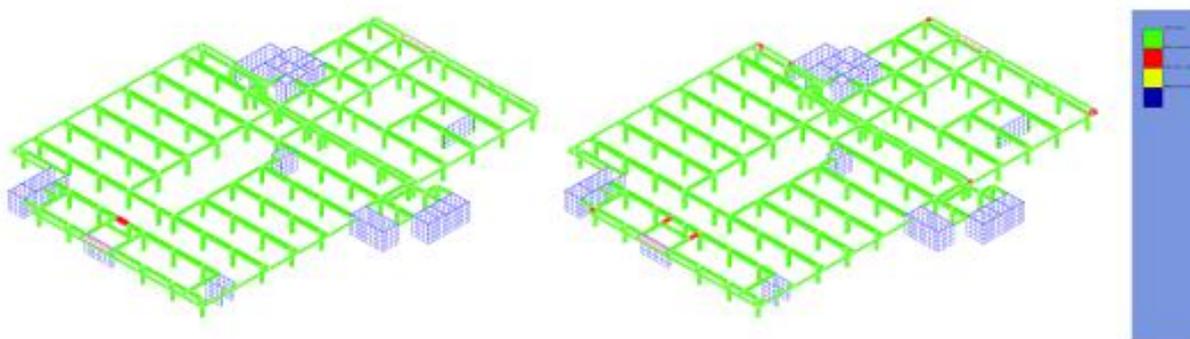


Figura 47 - Sinistra verifica a pressoflessione; destra verifica a taglio – Livello 3 [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

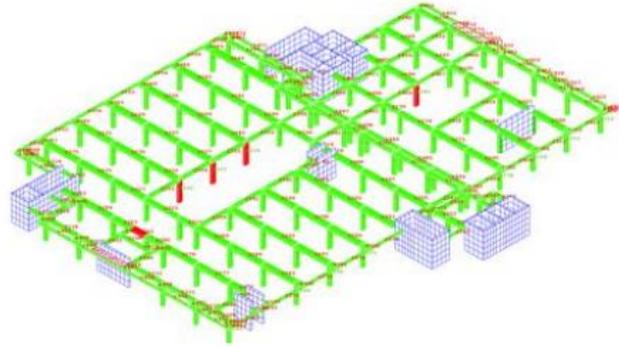


Figura 48 - Indicazione fili di pilastri non verificati – Livello 4 [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

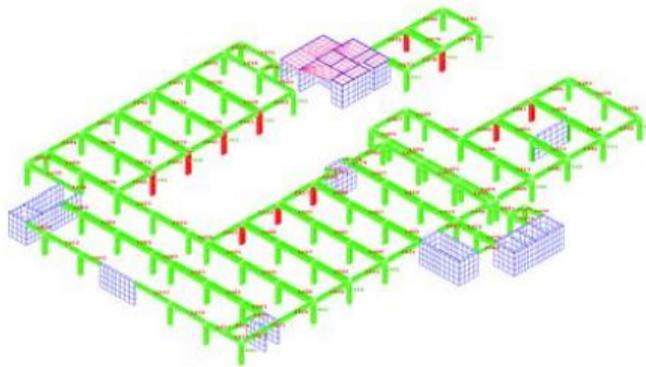


Figura 49 - Indicazione fili di pilastri non verificati – Livello 5 [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Per quanto riguarda le travi tozze, esse non soddisfano le verifiche a causa dell'effetto di una sovrasollecitazione dovuta all'elevata rigidità. Ma nella realtà tali fenomeni sono completamente assenti in quanto il calcestruzzo è un materiale che si fessura e, quindi, provoca una diminuzione della rigidità.

Di maggiore importanza è, invece, il problema dei pilastri non verificati: come riportato sulla relazione tecnica, “Gli elementi non verificati sono in corrispondenza delle zone laddove non vi è la continuità delle travi di solaio, ossia in corrispondenza dei patii centrali. [...] si rileva che il momento flettente sulle travi, che in condizione di continuità passa da una trave alla successiva, per effetto dell'interruzione delle travi si scarica interamente sui pilastri, facendo insorgere su di essi notevoli sforzi di taglio e di momento flettente. Tale situazione è

aggravata dalla presenza di un basso sforzo normale, dato dalla posizione in sommità di tali pilastri non verificati”⁶¹.

Per quanto riguarda i setti, invece, tali elementi bidimensionali risultano verificati per le azioni statiche sulla base delle armature di progetto (Figura 50).

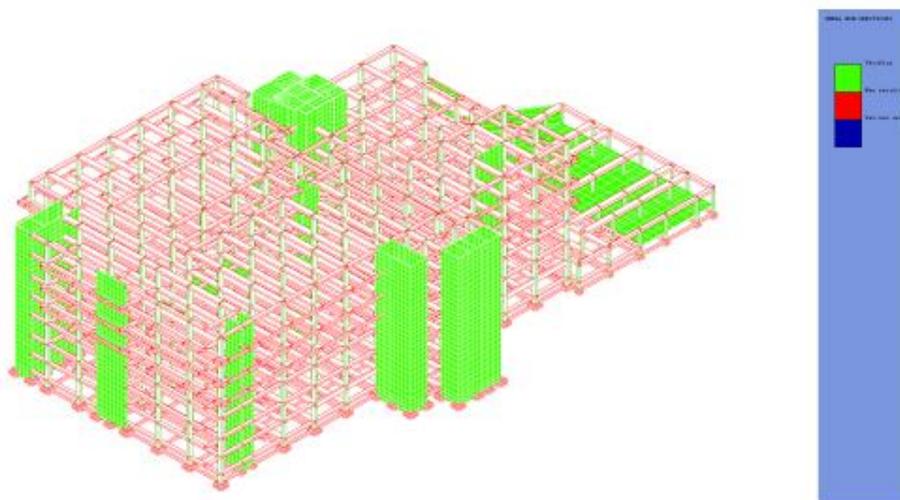


Figura 50 - Verifiche degli elementi shell sulla base delle armature di progetto [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

I risultati ottenuti dall’analisi evidenziano una buona risposta della struttura “che risulta dunque essere progettata in maniera ottimale per i carichi statici”⁶² nelle condizioni di normale esercizio, in accordo con le disposizioni dettate dalle NTC-2008.

3.2.4 ANALISI DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA

Per la valutazione della vulnerabilità sismica della “Piastra Polifunzionale” è stato eseguito sul precedente modello tridimensionale anche uno studio del comportamento della struttura nei confronti delle azioni laterali provenienti dai terremoti. Esso è stato svolto effettuando un’analisi elastica lineare di tipo dinamico con spettro di risposta, anche detta *analisi modale con spettro di*

⁶¹ Cap. 7, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

⁶² *Ibidem*.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

risposta. Quest'analisi, definita nelle norme come l'analisi di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, prevede, su una struttura con comportamento strutturale sia dissipativo che non dissipativo (nel nostro caso alla struttura è stato assegnato un comportamento non dissipativo poiché l'edificio è stato progettato senza fare riferimento al criterio di Gerarchia delle Resistenze⁶³), la definizione dei parametri di risposta del sistema strutturale tenendo in conto le caratteristiche dinamiche dell'edificio, ovvero calcolando i modi propri di vibrare della struttura.

In primo luogo, è stata considerata l'azione del sisma nella zona di costruzione dell'immobile, definita facendo riferimento alla NTC-2008. Nello specifico, sono stati considerati i seguenti parametri:

- Ubicazione dell'opera: Roma → longitudine est 12.43202, latitudine nord 41.93147;
- Vita nominale della costruzione: ≥ 100 anni ("Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica"⁶⁴);
- Classe d'uso: IV ("Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"⁶⁵) a cui corrisponde il valore del coefficiente d'uso C_U pari a 2, come mostrato nella Tabella 13 seguente:

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

Tabella 13 - Valori del coefficiente d'uso C_U [Tab. 2.4.II, NTC-2008].

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: ottenuto, per il calcolo dell'azione sismica di progetto per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U) →

$$V_R = V_N * C_U$$

63 Tale criterio è stato introdotto con la normativa NTC-2008 entrata in vigore il giorno 1 luglio 2009 e definisce l'insieme di regola da seguire nella progettazione degli elementi strutturali in base all'importanza ed al comportamento che essi assumono nella costruzione (soprattutto in campo sismico).

64 Cap. 2, Par. 2.4.1, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

65 Cap. 2, Par. 2.4.2, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

In tale caso tale prodotto risulta essere pari a: $V_R = 100 * 2 = 200$ anni.

- Categoria di sottosuolo: C (come descritto precedentemente);
- Condizione topografica: T1 (“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”⁶⁶).

In funzione di tali parametri, il software di calcolo ha restituito agli ingegneri i seguenti spettri di risposta elastici (non essendo presente la relativa immagine all’interno della relazione tecnica, la seguente Figura 51 è stata da me ottenuta tramite l’utilizzo del medesimo software) :

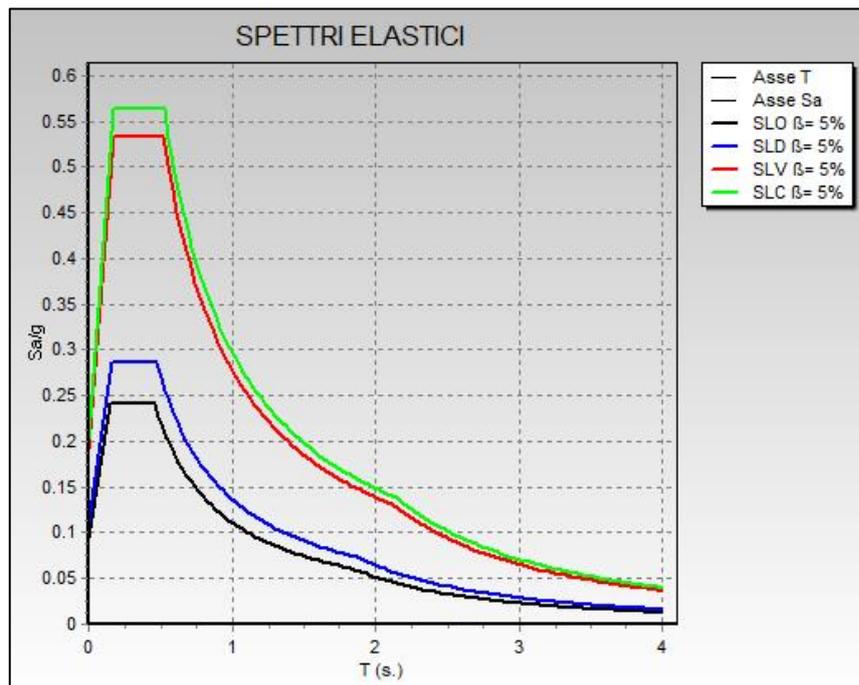


Figura 51 - Spettri di risposta elastici relativi alla struttura primaria.

I relativi parametri di pericolosità sismica sono illustrati nella seguente Tabella 14:

STATO LIMITE	TEMPO DI RITORNO (T_r)	$A_g = A_g/g$	F_0	T^*c
SLO	120	0.062	2.591494	0.2939014
SLD	201	0.073	2.619739	0.3074348
SLV	1898	0.129	2.784554	0.3516182
SLC	3899	0.137	2.801783	0.3574348

Tabella 14 - Parametri di pericolosità sismica relativi agli spettri di risposta elastici della struttura primaria.

66 Cap. 3, Par. 3.2.2, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

Dove T^*_c è il valore di riferimento del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro orizzontale.

In funzione di tali parametri, l'azione sismica è, quindi, stata determinata valutando gli spettri di progetto in accelerazione della struttura per lo SLV per valutarne il comportamento ultimo e per 2/3 dello SLD per valutarne, invece, il comportamento in esercizio. Tali spettri di progetto sono stati determinati sulla base delle caratteristiche della struttura considerando anche le sue risorse duttili (fattore di comportamento q , definito nella precedente NTC-2008 con il termine “fattore di struttura”).

Per quanto riguarda lo SLV, i parametri di pericolosità sismica che lo caratterizzano sono, nello specifico:

- Probabilità di superamento (P_{VR}): 10%.
- Periodo di ritorno (T_R): 1898 anni.
- Accelerazione orizzontale massima del sito o PGA (a_g): 0.129g;
- Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0): 2.784554;
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T^*_c): 0.3516182 s;
- Fattore di struttura (q): 2, valutato sulla base della tipologia strutturale a telaio e dei particolari costruttivi riportati nelle tavole di progetto.

Riguardo, invece, i 2/3 dello SLD, lo spettro elastico è stato moltiplicato per il fattore 2/3 in quanto la NTC-2008 impone per gli Stati Limite di Esercizio non solo verifiche di rigidità ma anche di resistenza. La NTC-2008, infatti, prescriveva che “Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali [...] deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per

ciascun tipo strutturale [...]»⁶⁷. Alla capacità della struttura si chiede dunque di confrontarsi (per le sole strutture in Classe III e IV) con la domanda relativa allo spettro di risposta elastico, moltiplicato per un fattore 2/3. I parametri di pericolosità sismica che caratterizzano tale spettro diventano, quindi:

- Probabilità di superamento (P_{VR}): 63%;
- Periodo di ritorno (T_R): 201 anni;
- Accelerazione orizzontale massima del sito o PGA (a_g):

$$\frac{2}{3} * 0.073g = 0.0487g;$$

- Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0): 2.619739;
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T^*_C): 0.3074348 s;
- Fattore di struttura (q): 1, poiché la costruzione risulta essere di concezione antecedente alle vigenti normative sismiche, quindi si è ritenuto che essa non presenti comportamento dissipativo. Tale ipotesi è cautelativa e risulta a favore di sicurezza in quanto con il fattore di struttura unitario non si va a ridurre lo spettro di progetto.

La rappresentazione degli spettri di progetto, ovvero degli spettri ridotti in funzione del fattore di comportamento adottato (q) è la seguente:

⁶⁷ Cap. 7, Par. 7.3.7.1, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

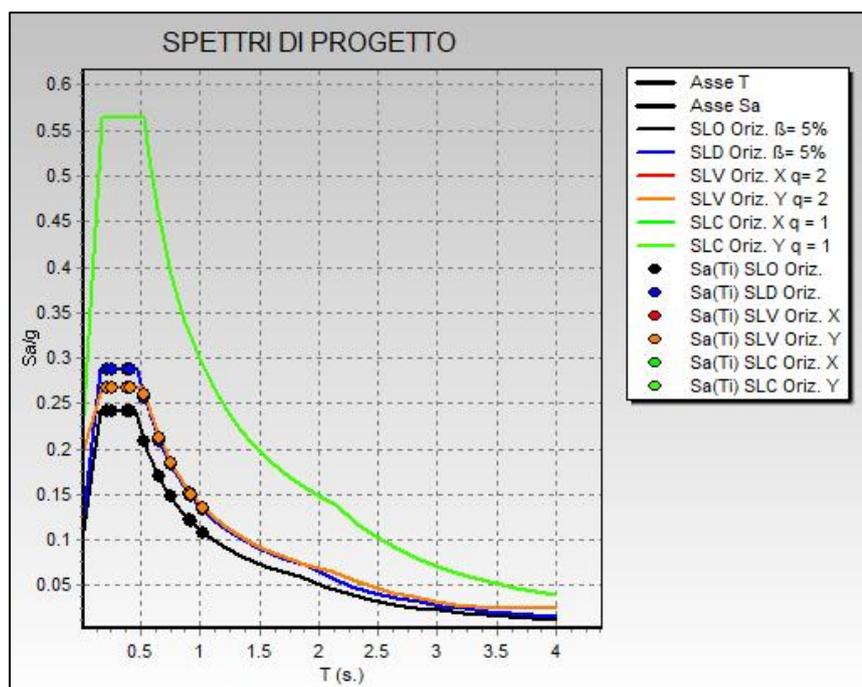


Figura 52 - Spettri di progetto relativi alla struttura primaria.

Come si evince dalla Figura 52, i diagrammi risultano scalati rispetto ai precedenti ed, inoltre, presentano dei cerchietti colorati che descrivono i valori dell'accelerazione sismica ottenuti a partire dai periodi della struttura in esame. Essi rappresentano i modi di vibrare della struttura a cui il software associa, in funzione del periodo di ciascuno di essi, il rispettivo valore dell'accelerazione spettrale. Si può notare che alcuni di essi si trovano sul plateau; questo significa che la struttura è chiamata a sopportare i valori di accelerazione più elevati tra quelli che si possono verificare nel luogo in cui è situata.

Non si possono fare le medesime considerazioni per lo spettro relativo allo SLC, in quanto tale stato limite non è stato considerato nel calcolo e nelle relative verifiche.

Sia gli spettri di risposta elastica che quelli di progetto sono rappresentati all'interno di un piano cartesiano che presenta sull'asse verticale le accelerazioni normalizzate rispetto all'accelerazione di gravità (g), mentre sull'asse orizzontale è presente il periodo (T) espresso in secondi.

Attraverso l'utilizzo di tali spettri e del modello tridimensionale della struttura, è stata in seguito eseguita un'analisi dinamica lineare od analisi modale

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

con spettro di risposta. Tale analisi è stata svolta considerando i primi 12 modi di vibrare della struttura la cui sommatoria rappresenta più dell'85% della massa partecipante dell'intera struttura. La NTC-2008, come anche l'attuale normativa, prevedeva, infatti, di considerare tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa, ovvero “tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%”⁶⁸.

L'intero studio è stato eseguito considerando l'azione sismica agente in due direzioni tra loro perpendicolari: 0°-180° e 90°-270°.

Si riportano nel seguito le rappresentazioni delle deformate modali (o modi di vibrare) che illustrano il disaccoppiamento modale tra le strutture considerate sismicamente indipendenti tra loro e permettono di capire quali modi di vibrare influenzano maggiormente la risposta strutturale:

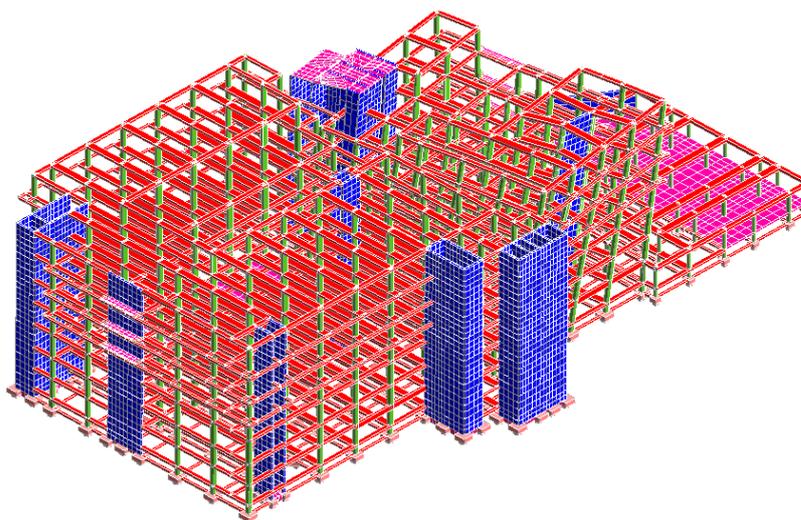


Figura 53 - Deformata edificio B relativa al 1° modo di vibrare.

68 Cap. 7, Par. 7.3.3.1, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

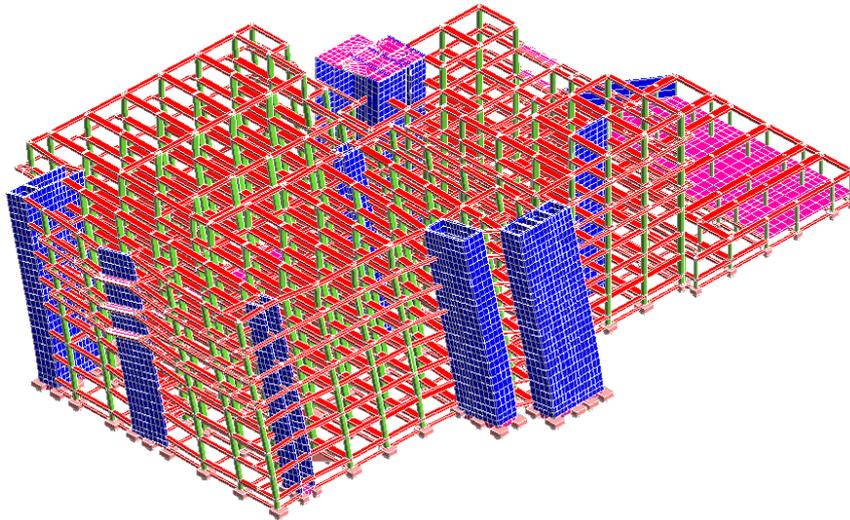


Figura 54 - Deformata edificio A relativa al 2° modo di vibrare.

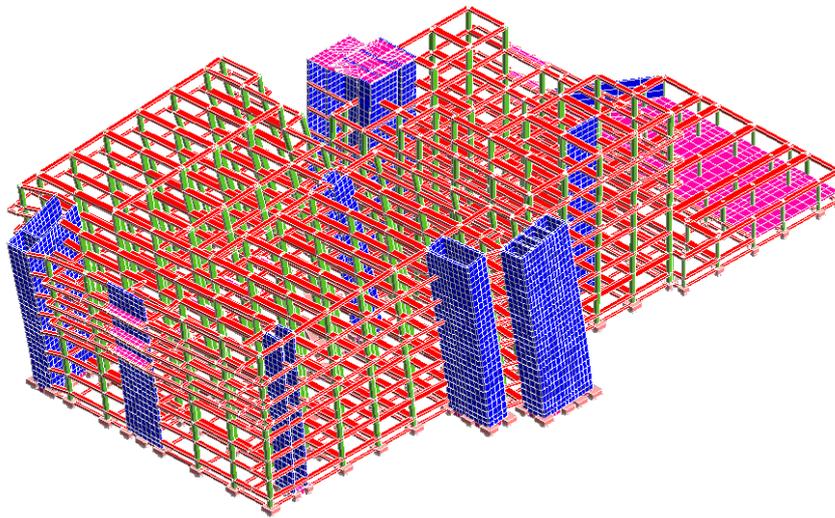


Figura 55 - Deformata edificio A relativa al 3° modo di vibrare.

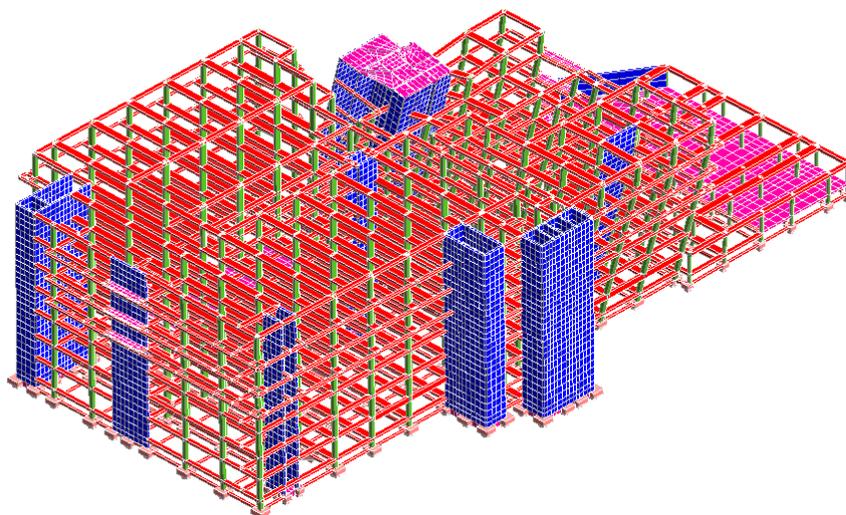


Figura 56 - Deformata edificio B relativa al 4° modo di vibrare.

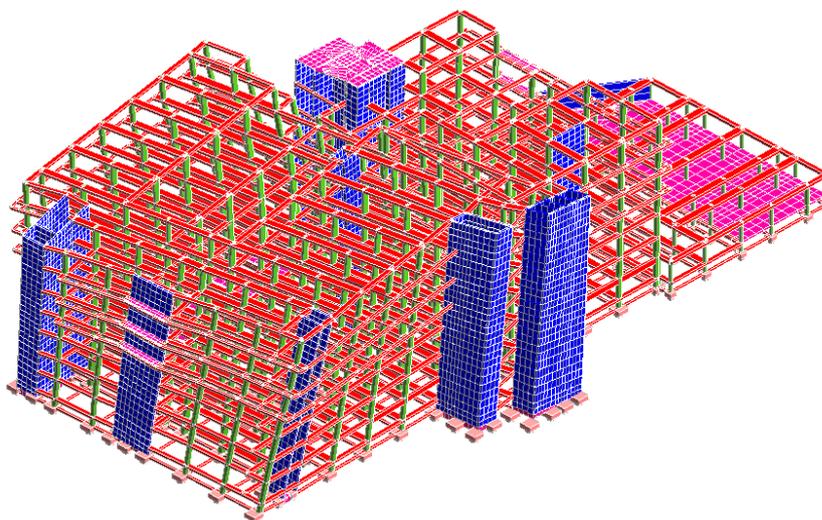


Figura 57 - Deformata edificio A relativa al 5° modo di vibrare.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

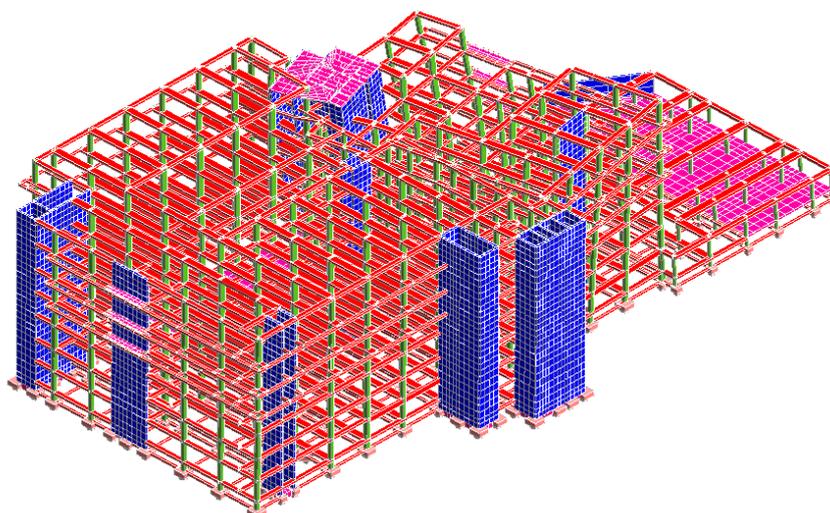


Figura 58 - Deformata edificio B relativa al 6° modo di vibrare.

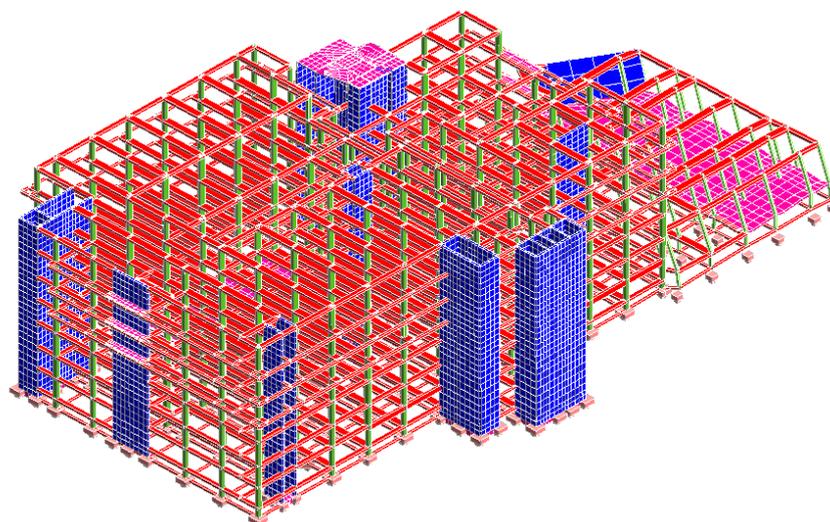


Figura 59 - Deformata edificio C relativa al 7° modo di vibrare.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

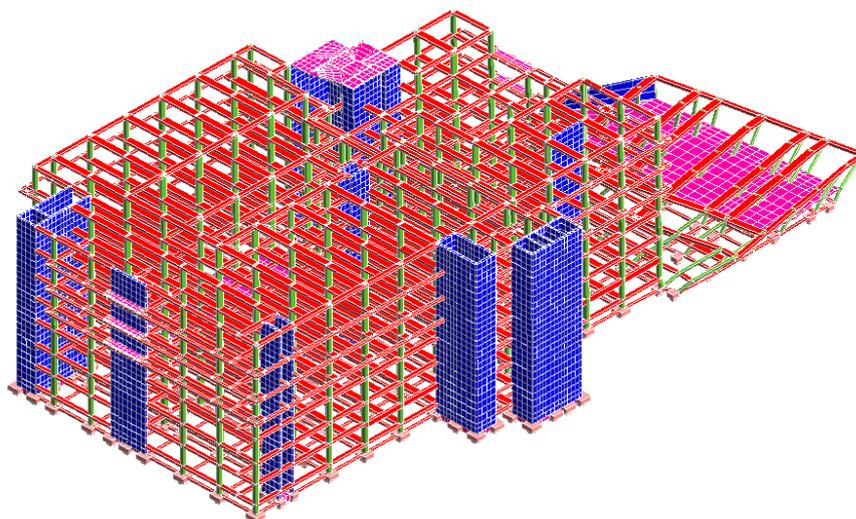


Figura 60 - Deformata edificio C relativa all'8° modo di vibrare.

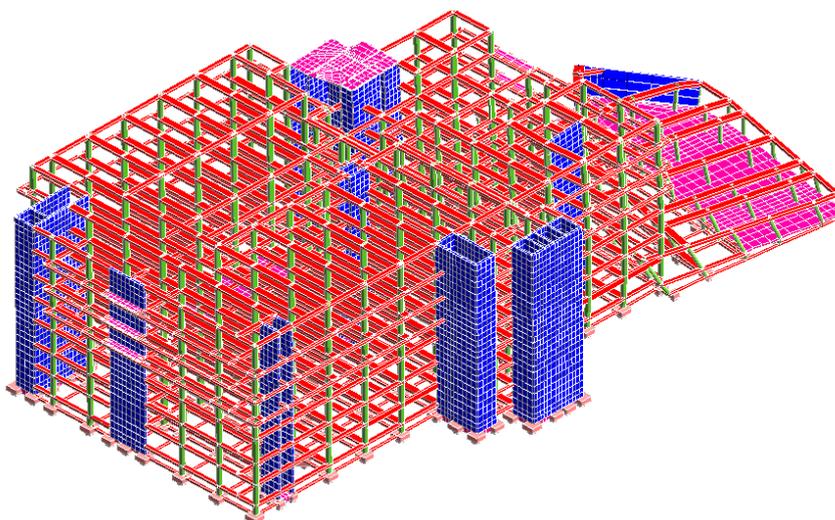


Figura 61 - Deformata edificio C relativa al 9° modo di vibrare.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

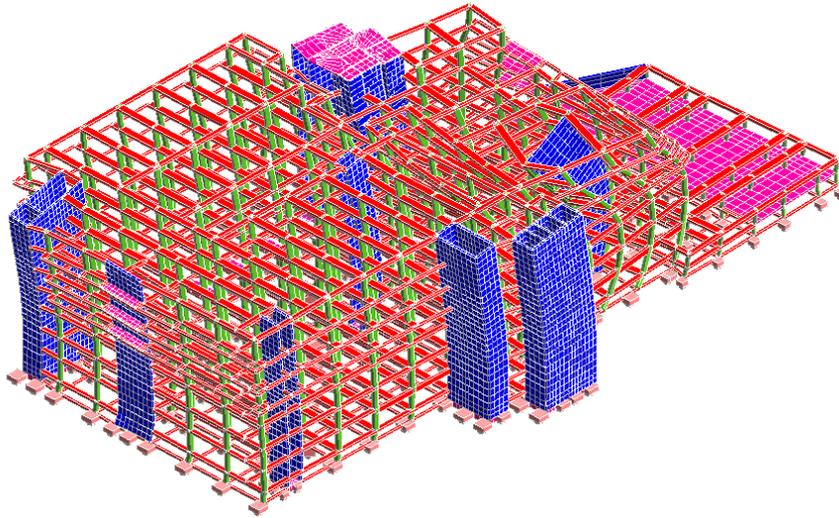


Figura 62 - Deformata edificio B relativa al 10° modo di vibrare.

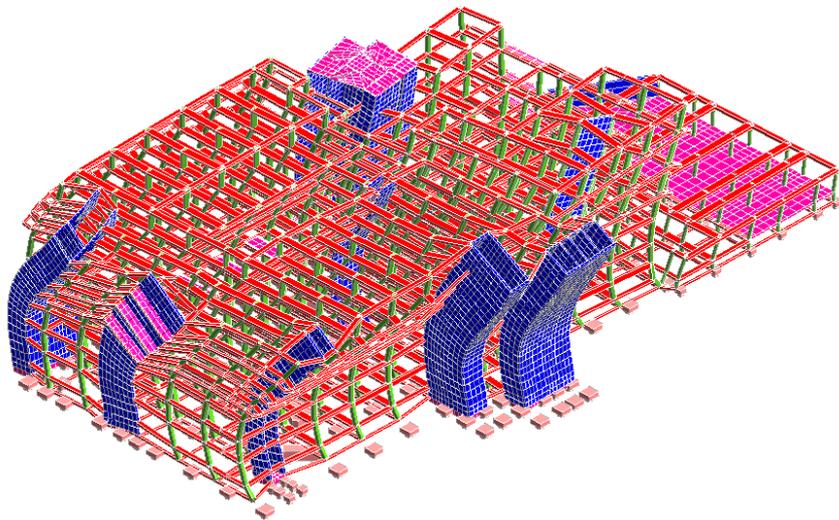


Figura 63 - Deformata edificio A relativa all'11° modo di vibrare.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

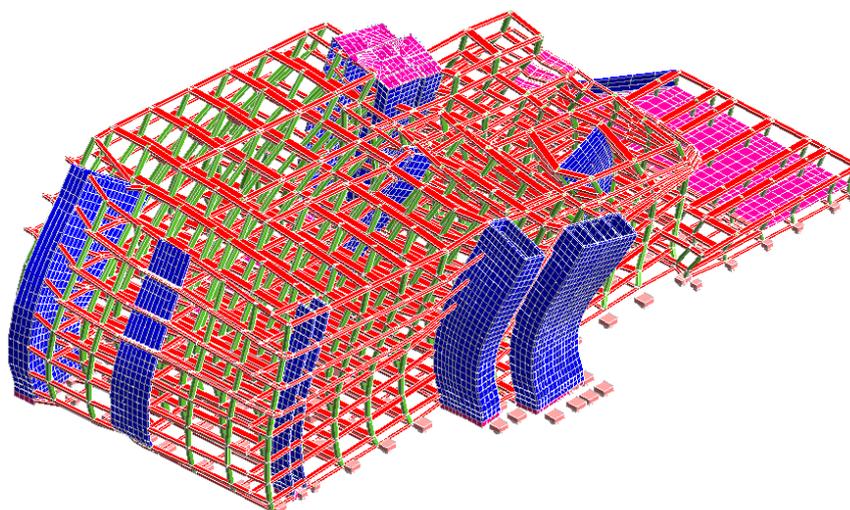


Figura 64 - Deformata edificio A relativa al 12° modo di vibrare.

A tali deformate modali corrispondono le seguenti caratteristiche, corrispondenti ad ogni modo di vibrare:

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE STRUTTURA PRIMARIA							
Modo n.ro	Edificio	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Smorzamento (%)	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y
1	B	6.120	1.02264	5	0.133	0.135	0.135
2	A	6.777	0.92714	5	0.147	0.150	0.150
3	A	6.869	0.91466	5	0.149	0.152	0.152
4	B	8.384	0.74946	5	0.182	0.185	0.185
5	A	9.603	0.65432	5	0.209	0.212	0.212
6	B	11.770	0.53384	5	0.256	0.260	0.260
7	C	15.238	0.41233	5	0.287	0.267	0.267
8	C	16.550	0.37966	5	0.287	0.267	0.267
9	C	25.008	0.25124	5	0.287	0.267	0.267
10	B	28.303	0.22200	5	0.287	0.267	0.267
11	A	29.129	0.21570	5	0.287	0.267	0.267
12	A	29.995	0.20948	5	0.287	0.267	0.267

Tabella 15 - Modi di vibrare delle strutture.

Per quanto riguarda i fattori e le forze di piano modali nelle due direzioni principali (X ed Y) relative allo SLO, SLD ed SLV si rimanda all'ALLEGATO 1 posto in conclusione al presente elaborato.

Come evidenziato nella relazione tecnica, la struttura presenta una buona risposta all'azione sismica, infatti, “non si rilevano grandi eccentricità tra i centri

di massa e di rigidezza dei piani ed inoltre, i primi periodi propri, piuttosto lunghi, si posizionano sulla parte discendente dello spettro”⁶⁹. Per completezza, si riportano nella seguente Tabella 16 le posizioni dei centri di massa e di rigidezza dei vari impalcati della struttura (corrispondenti agli 8 piani sismici) all’interno del sistema di riferimento globale del software di calcolo:

Piano	Coordinate centro di massa		Coordinate centro di rigidezza	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	28.01	36.93	27.62	37.85
2	27.57	35.97	28.58	35.40
3	27.65	35.80	29.39	33.01
4	27.58	35.81	29.73	31.05
5	26.96	35.88	29.74	29.88
6	26.98	35.80	29.64	29.07
7	26.51	35.24	29.51	28.47
8	65.59	33.29	64.64	32.45

Tabella 16 - Coordinate dei centri di massa e di rigidezza della struttura esistente.

A titolo di esempio, nella seguente Figura 65 è riportata l’indicazione del centro di massa e di rigidezza relativo al piano 2 in cui si evidenzia che essi sono quasi coincidenti.

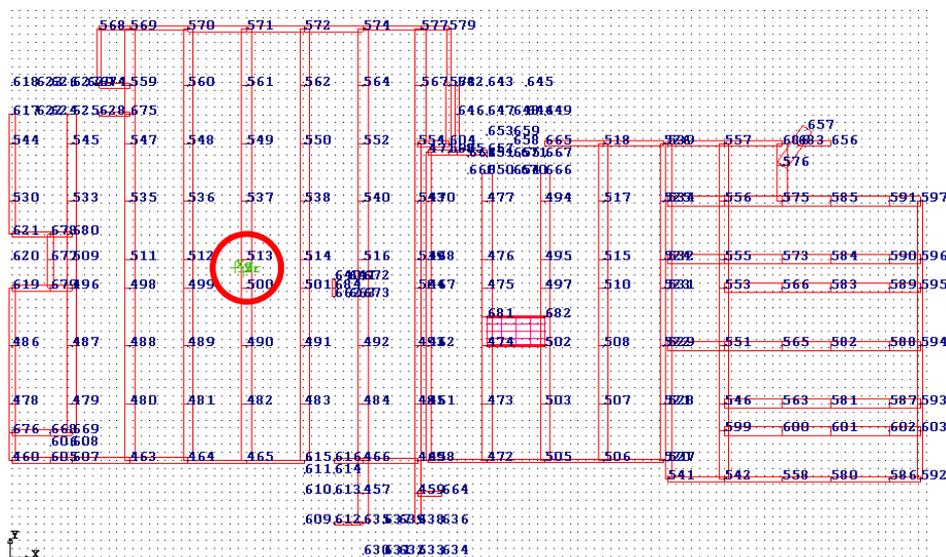


Figura 65 – Centri di massa e rigidezza relativi al piano 2.

69 Cap. 8, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

È importante riportare anche le deformate sismiche (deformate in condizioni sismiche) della struttura, poiché permettono di mettere in evidenza gli spostamenti massimi dell'immobile relativi allo SLO, SLD ed SLV. Nello specifico, nelle seguenti figure vengono evidenziate sia le travi ed i pilastri della struttura indeformata che quelli relativi alla struttura deformata in seguito all'azione sismica applicata, unitamente ad una *colormap* dei valori di spostamento a tutti i piani dell'edificio.

Relativamente agli SL considerati, le deformate sismiche delle due direzioni principali del terremoto sono:

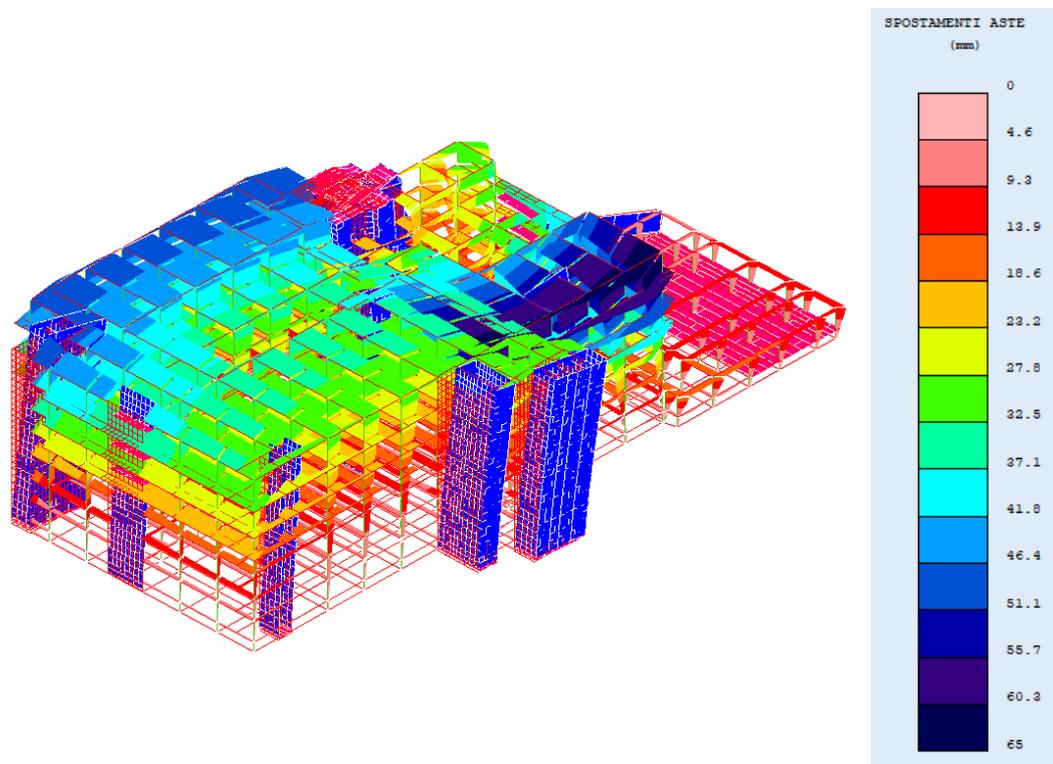


Figura 66 - Deformata sismica della struttura primaria allo SLO con terremoto in direzione X (1) con legenda relativa agli spostamenti.

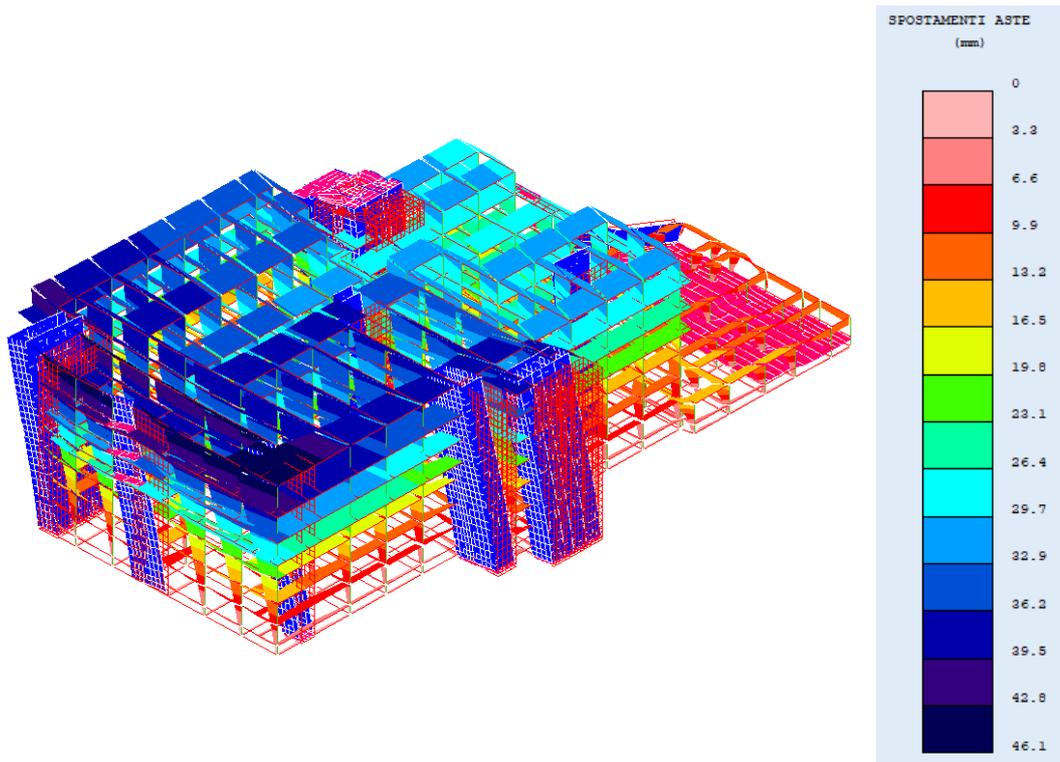


Figura 67 - Deformata sismica della struttura primaria allo SLO con terremoto in direzione Y (2) con legenda relativa agli spostamenti.

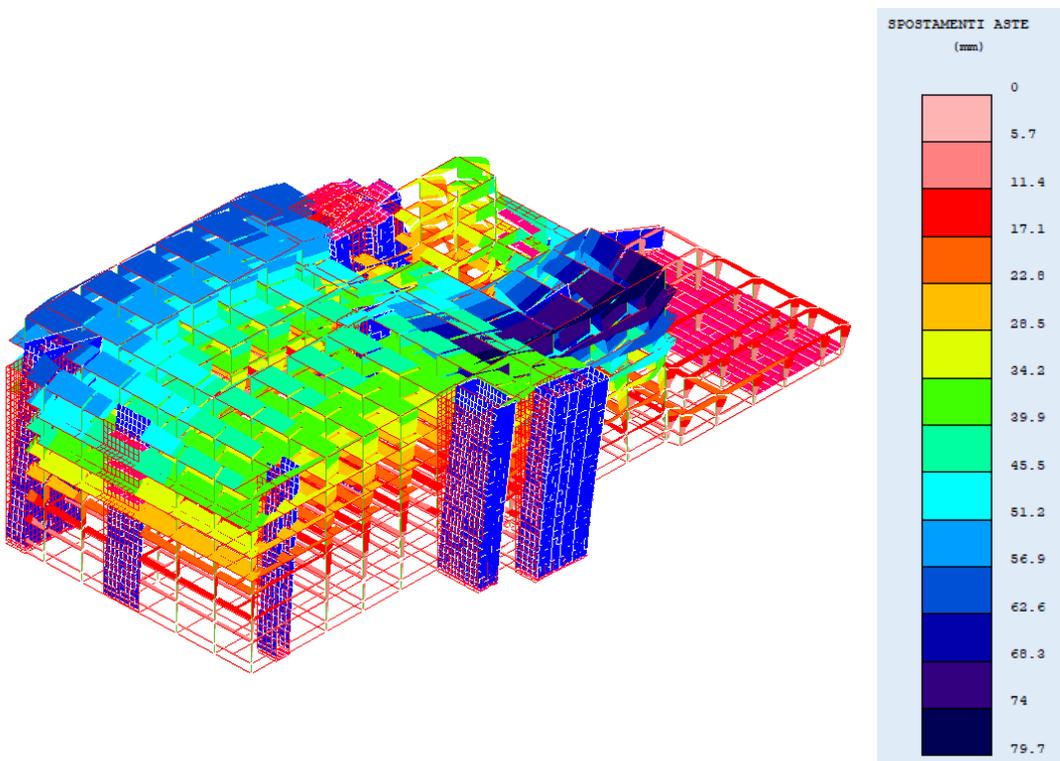


Figura 68 - Deformata sismica della struttura primaria allo SLD con terremoto in direzione X (1) con legenda relativa agli spostamenti.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

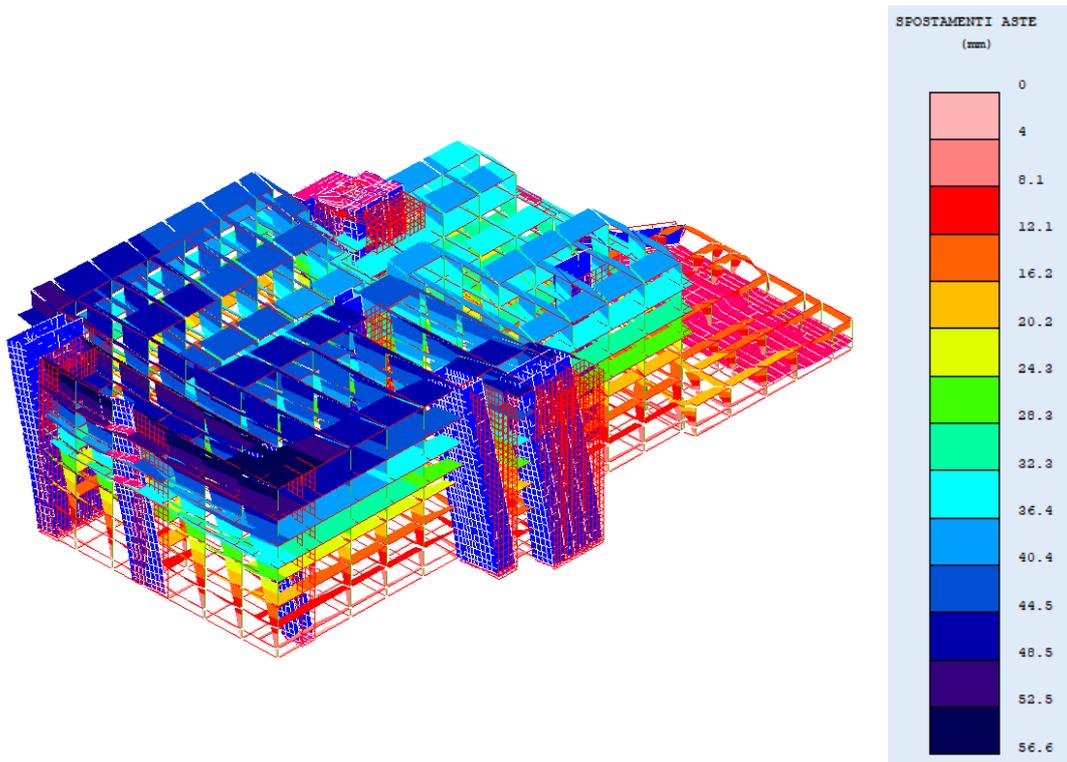


Figura 69 - Deformata sismica della struttura primaria allo SLD con terremoto in direzione Y (2) con legenda relativa agli spostamenti.

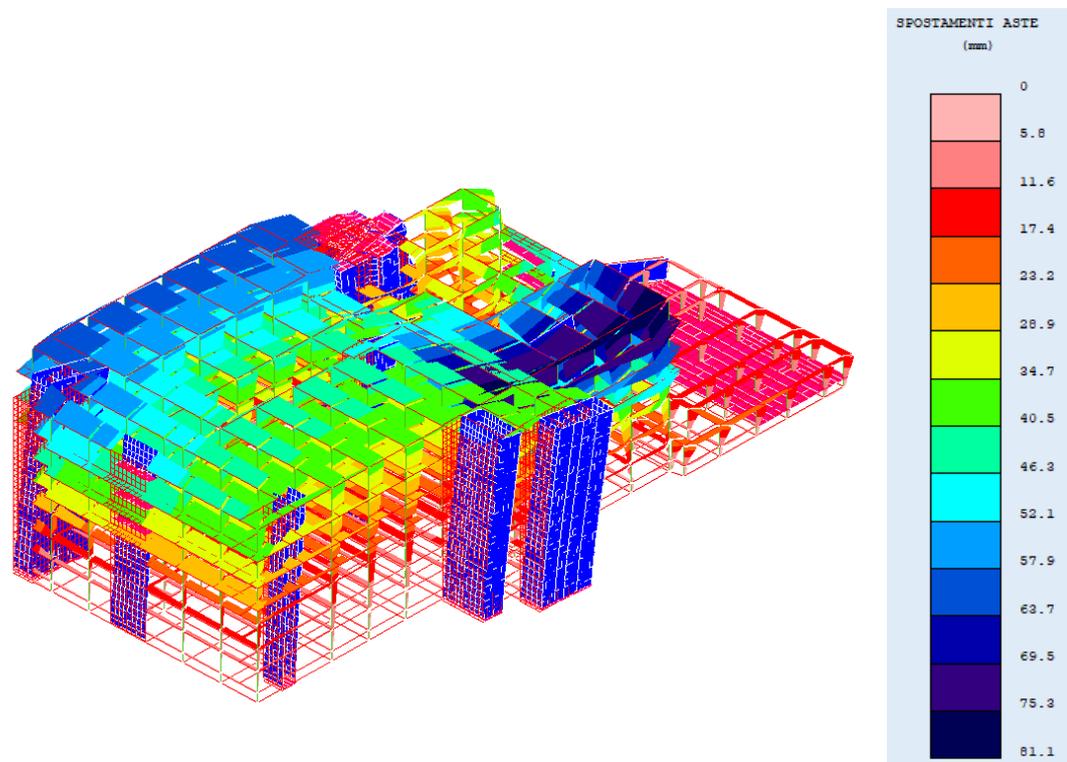


Figura 70 - Deformata sismica della struttura primaria allo SLV con terremoto in direzione X (1) con legenda relativa agli spostamenti.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

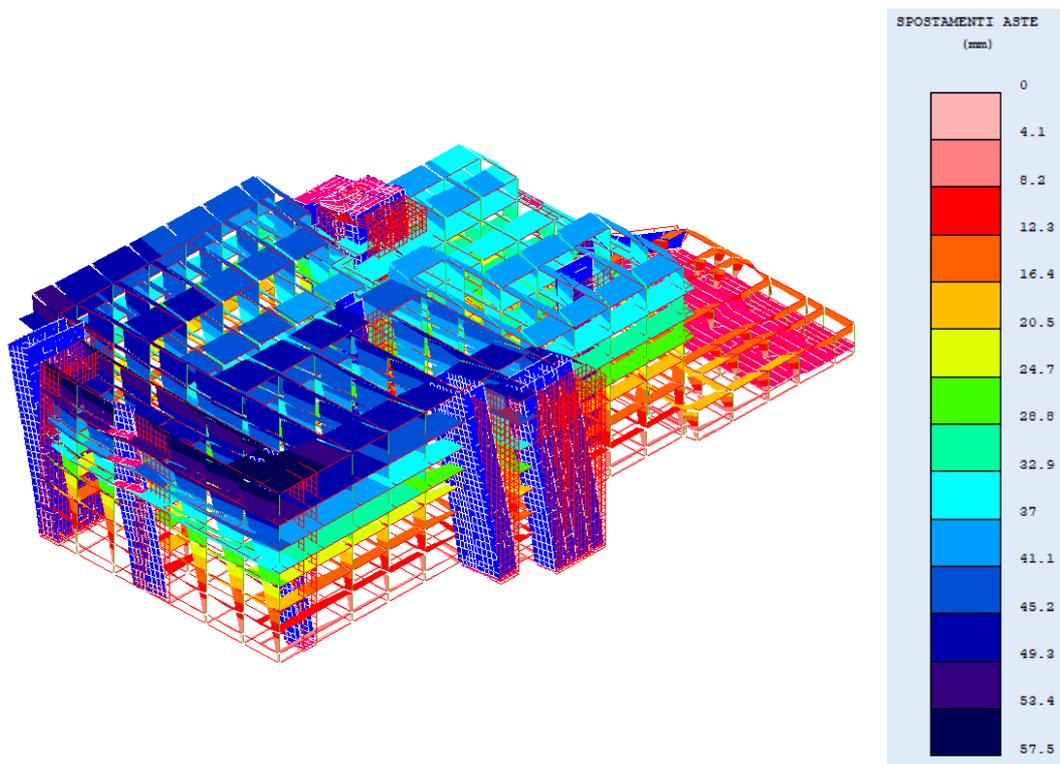


Figura 71 - Deformata sismica della struttura primaria allo SLV con terremoto in direzione Y (2) con legenda relativa agli spostamenti.

I valori di spostamento massimo ottenuti nelle due direzioni principali del terremoto per ogni SL considerato sono di seguito riportati:

STATO LIMITE	SPOSTAMENTI MASSIMI [S_{max}]	
	X (mm)	Y (mm)
SLO	64.98	46.12
SLD	79.71	56.58
SLV	81.05	57.53

Tabella 17 – Valori degli spostamenti massimi per lo SLO, SLD ed SLV nelle direzioni principali del terremoto X ed Y.

È evidente che gli spostamenti massimi crescono in accordo con lo SL considerato, raggiungendo picchi di circa 8 cm per lo SLV, oltre ad assumere valori maggiori per la direzione principale lungo X piuttosto che per quella lungo Y.

Infine, l'analisi modale con spettro di risposta restituisce anche i valori di taglio massimo (T_x e T_y) nelle due direzioni principali del sisma. In tale caso gli SL considerati sono lo SLD e SLV. Si riportano nella seguente Tabella 18 i valori ottenuti con l'utilizzo del software:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STATO LIMITE	DIREZIONE TERREMOTO	TAGLI MASSIMI		
		$T_{x,max}$ (kN)	$T_{y,max}$ (kN)	T_{max} (kN)
SLD	X	1391.20	848.80	1392
	Y	722.60	1632.10	1632.1
SLV	X	1414.60	863.10	1414.6
	Y	734.80	1659.60	1659.6

Tabella 18 - Valori dei tagli massimi per lo SLD ed SLV nelle direzioni principali del terremoto X ed Y.

Anche in tale caso si riportano i diagrammi relativi al taglio massimo T_x e T_y per le due direzioni del terremoto:

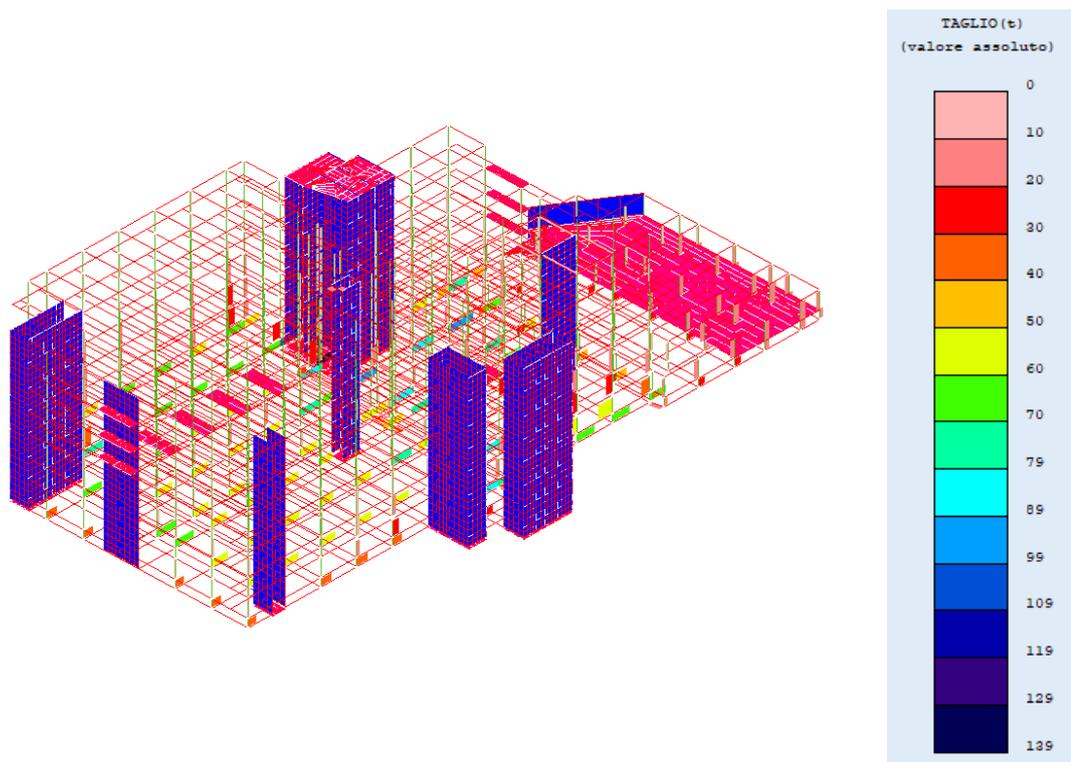


Figura 72 – Diagramma dei tagli T_x allo SLD in direzione X.

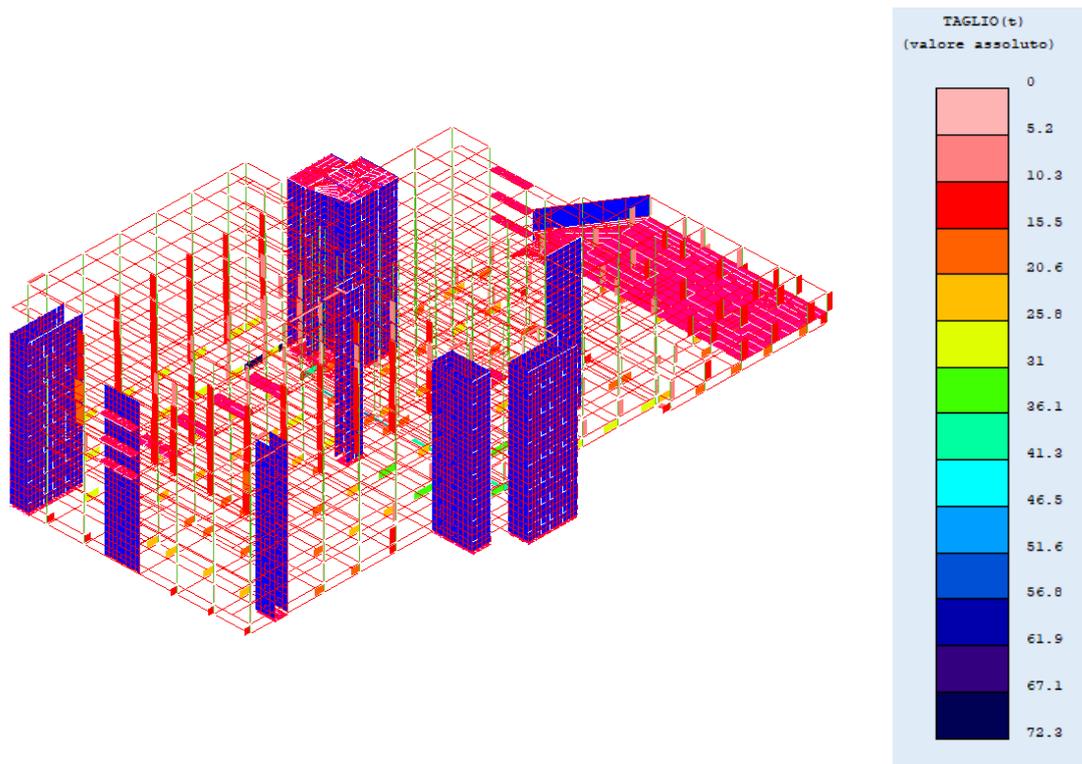


Figura 73 - Diagramma dei tagli T_x allo SLD in direzione Y .

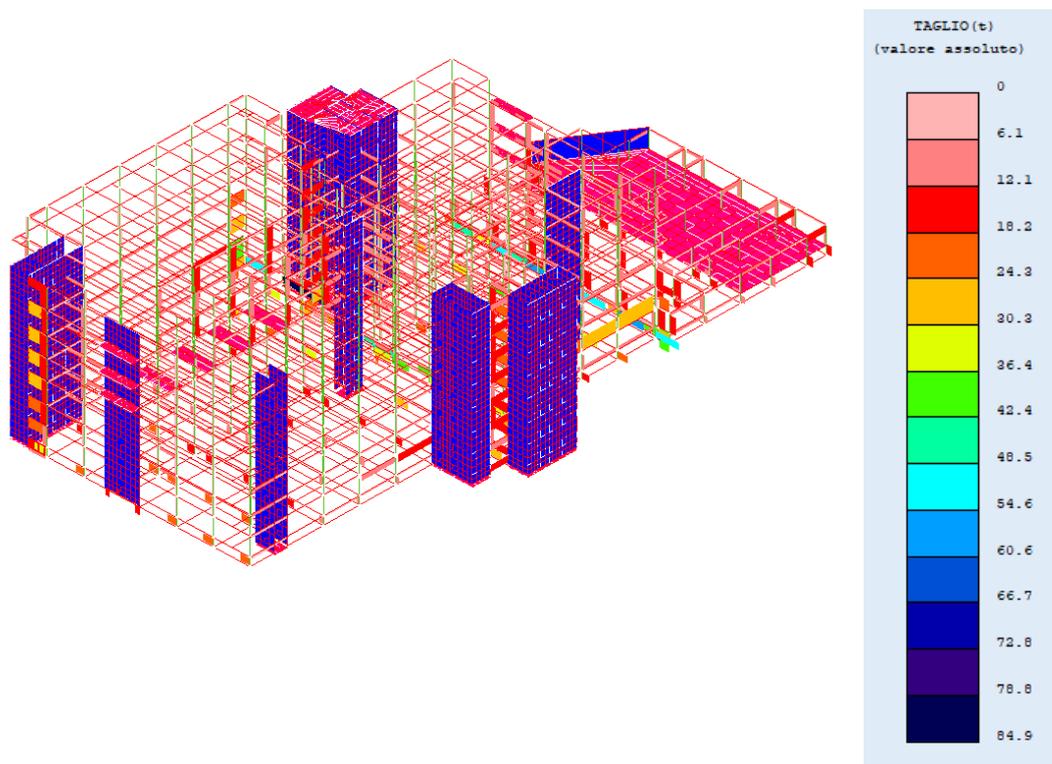


Figura 74 - Diagramma dei tagli T_y allo SLD in direzione X .

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

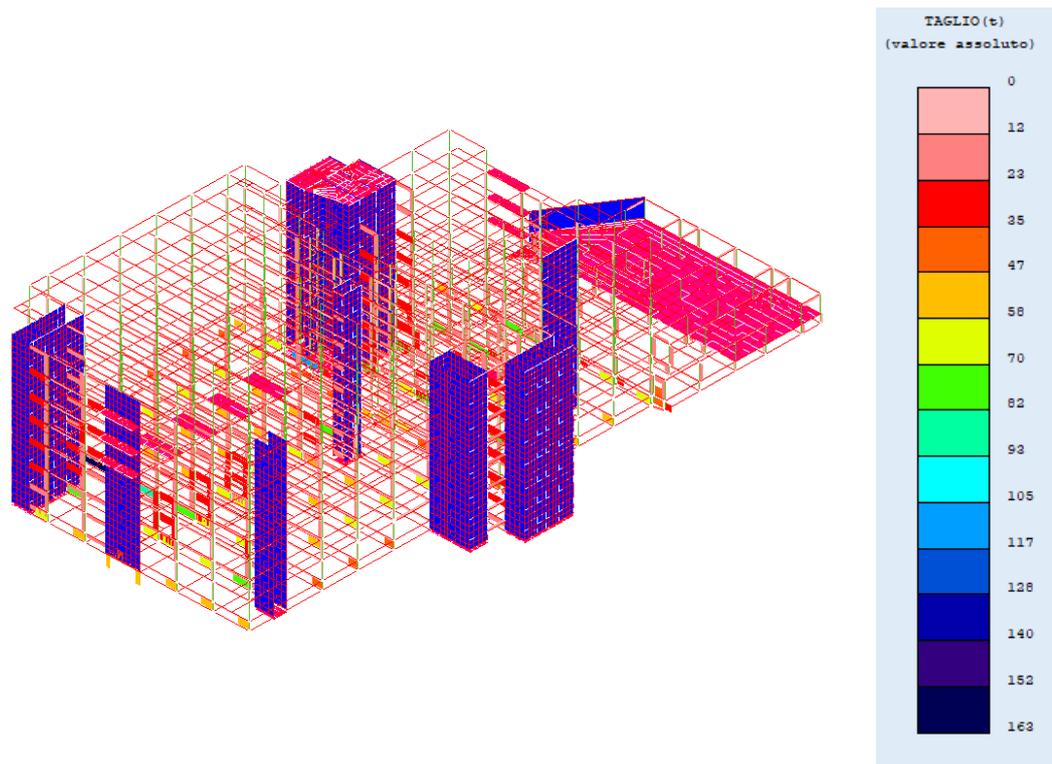


Figura 75 - Diagramma dei tagli T_y allo SLD in direzione Y.

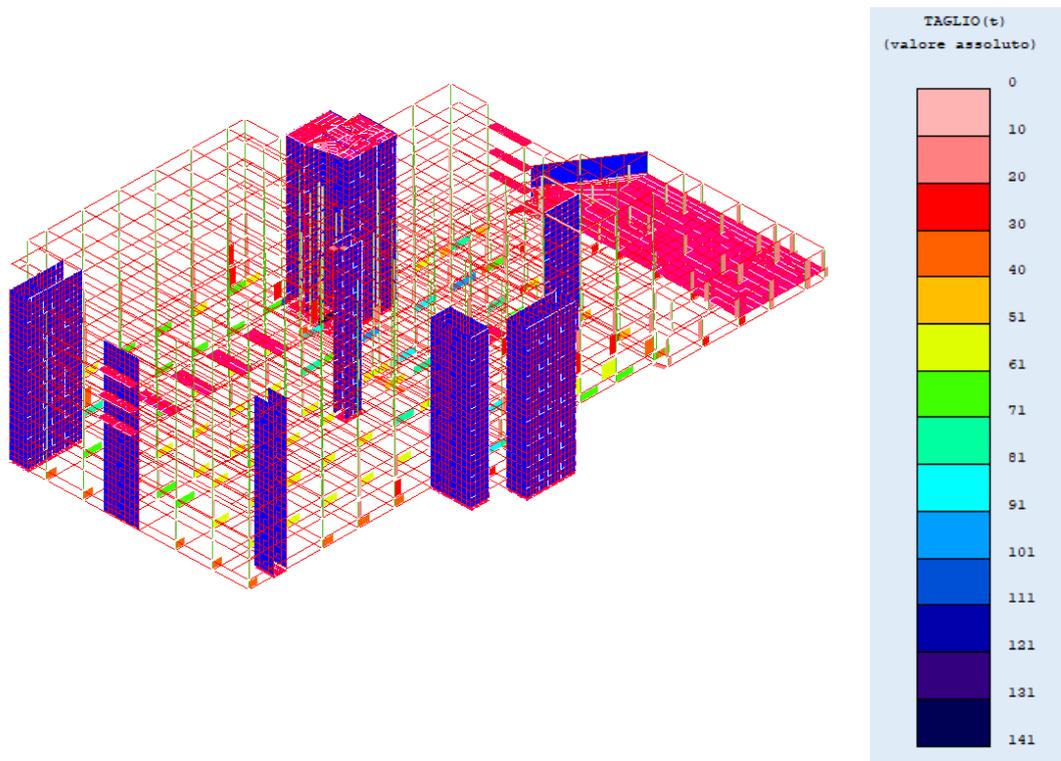


Figura 76 - Diagramma dei tagli T_x allo SLV in direzione X.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

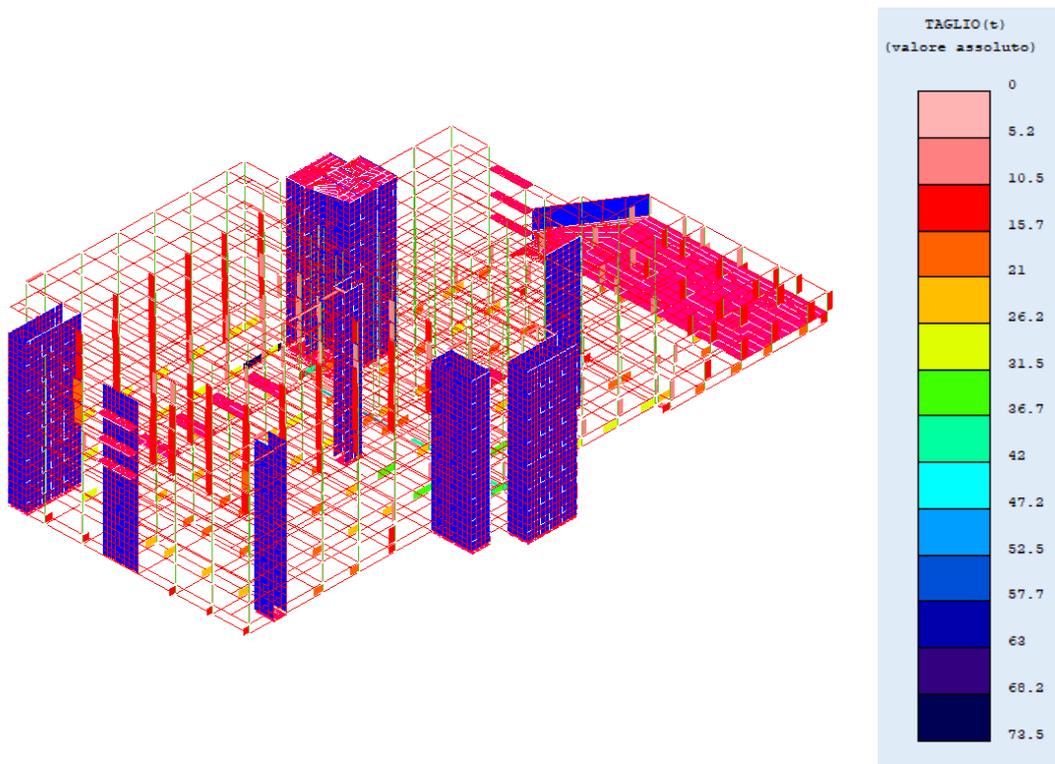


Figura 77 - Diagramma dei tagli T_x allo SLV in direzione Y.

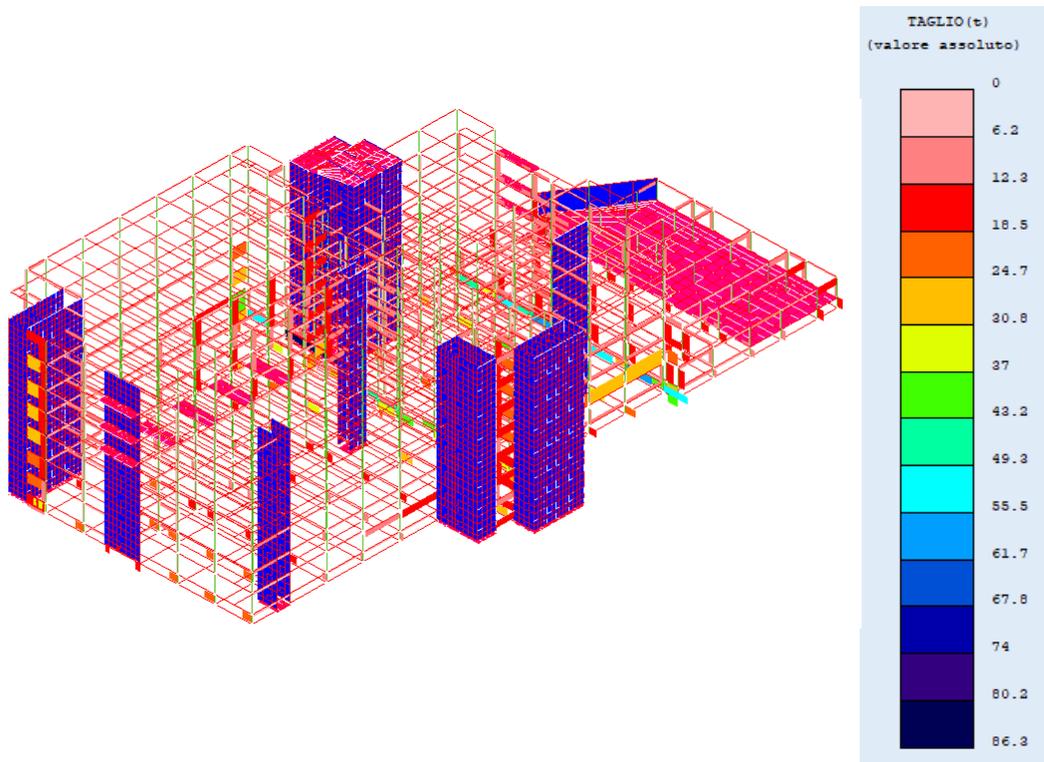


Figura 78 - Diagramma dei tagli T_y allo SLV in direzione X.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

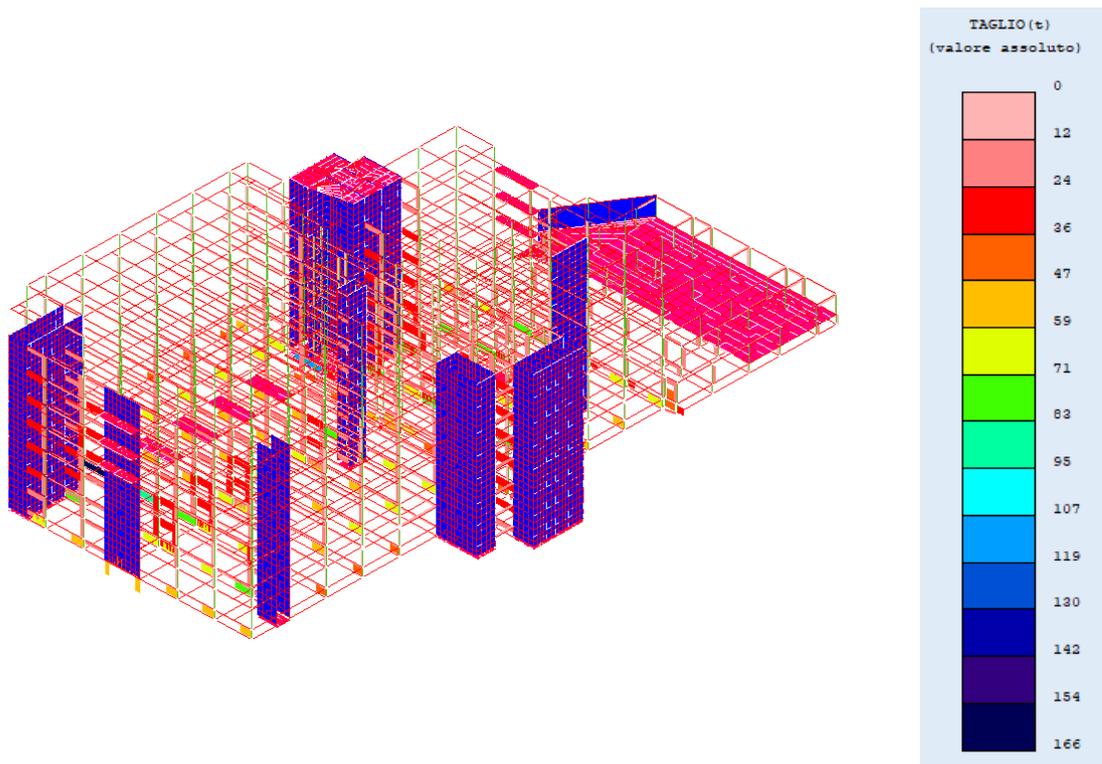


Figura 79 - Diagramma dei tagli T_y allo SLV in direzione Y .

Con l'utilizzo di tale analisi modale sono state effettuate dagli ingegneri le seguenti verifiche:

- Verifica di resistenza allo SLV con fattore di struttura pari a 2;
- Verifica di resistenza ai 2/3 dello SLD con fattore di struttura pari ad 1 e coefficienti parziali di sicurezza dei materiali $\gamma_c = \gamma_s = 1$;
- Verifica degli spostamenti di interpiano considerando l'azione allo SLO, considerando ammissibili gli spostamenti pari ai 2/3 di 0.005h. Riguardo tale tipologia di verifica, la NTC-2008 afferma, infatti, che "Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. [...] questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica

di progetto relativa allo SLO [...] siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.”⁷⁰;

- Verifica a martellamento considerando gli spostamenti ricavati dall’analisi allo SLV con fattore di struttura pari a 2.

Relativamente alle verifiche di resistenza allo SLV ed ai 2/3 dello SLD, esse non risultano soddisfatte per la maggior parte degli elementi strutturali principali costituenti i telai (soprattutto per quanto riguarda le verifiche allo SLV), come illustrato nelle successive figure:

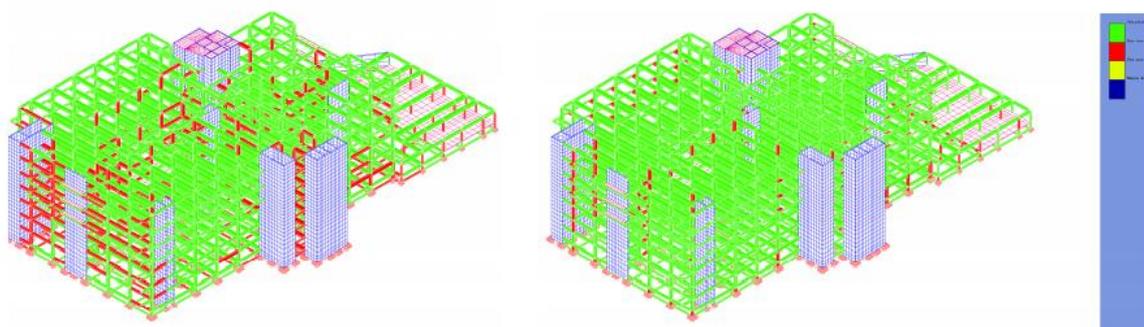


Figura 80 - Sinistra verifica a pressoflessione; destra verifica a taglio – Modello globale allo SLV [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

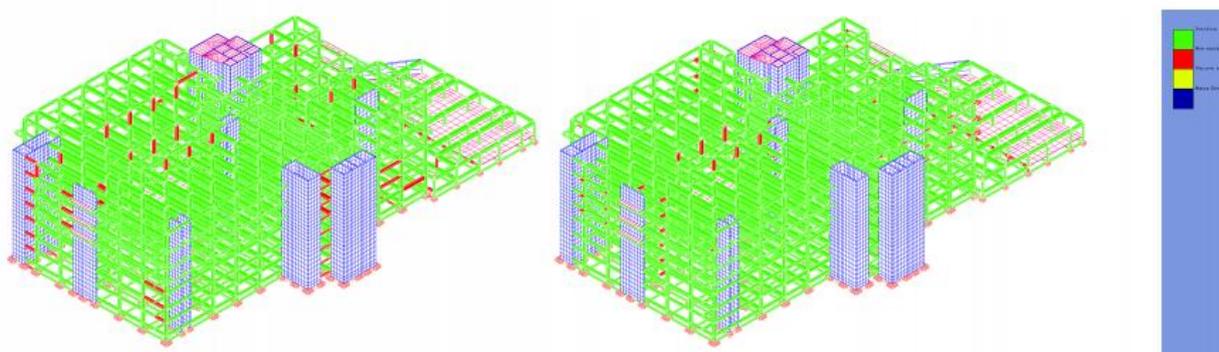


Figura 81 - Sinistra verifica a pressoflessione; destra verifica a taglio – Modello globale ai 2/3 SLD [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

È evidente che il comportamento dell’intero immobile non è ottimale in presenza di azioni sismiche e che gli elementi maggiormente sollecitati da tale tipologia di azione sono i pilastri. Nello specifico, essi, progettati secondo una normativa antecedente alla NTC-2008, risultano o sottodimensionati oppure scarsamente

70 Cap. 7, Par. 7.3.7.2, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

armati per le sollecitazioni alle quali devono resistere, mentre le travi presentano globalmente un discreto comportamento.

Anche i setti (elementi bidimensionali) sono stati verificati per le sollecitazioni sismiche riguardanti i medesimi stati limite. Gli ingegneri hanno ottenuto i seguenti risultati:

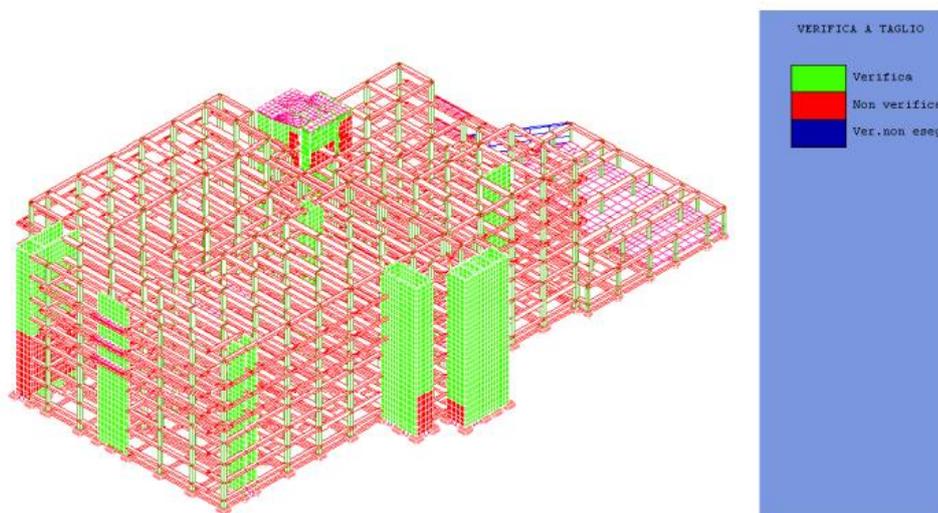


Figura 82 - Verifica a taglio degli elementi shell sulla base delle armature di progetto – vista Nord
[Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

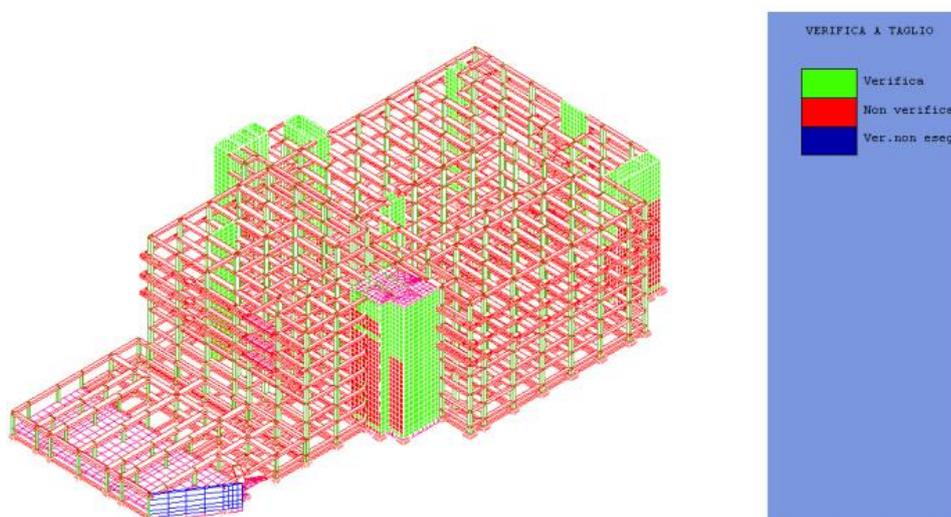


Figura 83 - Verifica a taglio degli elementi shell sulla base delle armature di progetto – vista Nord
[Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Considerando le verifiche relativamente allo SLO, gli spostamenti di interpiano sono stati considerati accettabili per valori inferiori a $d_r < 0.0033h$, dove h è

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

l'altezza del piano della struttura. Tale valore è stato ottenuto moltiplicando per il fattore 2/3 il limite imposto da normativa pari a 0.005h. In tale caso la verifica risulta soddisfatta “per tutti gli impalcati degli edifici A, mentre risulta non soddisfatta in alcuni punti dell’edificio B e C”⁷¹.

Le verifiche a martellamento, invece, sono state effettuate considerando quanto indicato nella NTC-2008 la quale imponeva che: “gli spostamenti (d_E) della struttura sotto l’azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall’analisi lineare, dinamica o statica”⁷², utilizzando la seguente espressione:

$$d_E = \pm \mu_d * d_{Ee}$$

Dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 && \text{se } T_1 < T_C \end{aligned}$$

Nel caso in esame, sulla base degli spostamenti orizzontali ricavati allo SLV, gli ingegneri hanno ricavato gli spostamenti effettivi, incrementandoli dei relativi fattori μ_d , considerando gli edifici come oscillanti in controfase. I relativi spostamenti sono stati sommati tra loro. Ne è conseguito che le verifiche a martellamento siano risultate per lo più non soddisfatte, in quanto i giunti presenti tra gli edifici hanno dimensione inadeguata, ovvero una lunghezza minore della somma dei due spostamenti degli edifici adiacenti considerati.

Infine, è stata svolta anche una dettagliata analisi allo SLV del comportamento strutturale relativo alle fondazioni, al fine di conoscere in che modo la forza sismica si distribuisce a tale livello. La relazione di vulnerabilità afferma che “la struttura esibisce un comportamento tipico delle strutture progettate per carichi gravitazionali e non per carichi sismici, ovvero caratterizzata da una distribuzione di rigidità non strutturata ad assorbire l’azione sismica. Infatti, la maggiore rigidità che caratterizza i pali attinenti le piastre di fondazione dei vani scala e ascensori, comporta una concentrazione di forze in tali

71 Cap. 8, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

72 Cap. 7, Par. 7.3.3, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

elementi, che ne produce la rottura. In seguito alla crisi di questi elementi strutturali, la forza sismica tende a ridistribuirsi sugli altri pali di fondazione, non armati in modo da assorbire il livello di sollecitazioni che ne deriva”⁷³. Tali sollecitazioni presenti in testa ai pali risultano essere, infatti, molto elevate. Ne deriva, quindi, che i pali al di sotto dei plinti siano al limite della resistenza, seppur soddisfacendo la verifica, mentre quelli relativi alle piastre di fondazione siano caratterizzati da una rottura fragile. In tale modo, conseguentemente al collasso degli stessi, la forza sismica si ripartisce sui restanti pali, producendo una sollecitazione non compatibile con la resistenza dei tali elementi strutturali. Per stimare nel modo più corretto tale distribuzione, gli ingegneri hanno elaborato un secondo modello che presenta pali posti al di sotto delle piastre con rigidità diminuita in modo da simulare la loro ridotta capacità di resistenza dopo il collasso. È stato stimato che “tali pali sono caratterizzati da un comportamento prettamente fragile; infatti, alla resistenza a taglio valutata precedentemente è associato un momento flettente [...] che non determina il collasso strutturale dell’elemento. Tale ridistribuzione delle forze sismiche suddetta comporta il collasso degli elementi strutturali dell’opera [...]”⁷⁴, secondo quanto illustrato nelle figure seguenti:

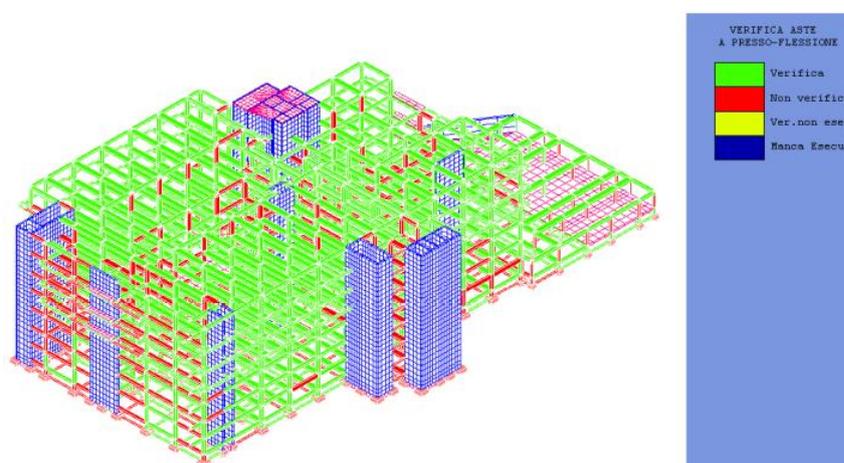


Figura 84 - Verifica a pressoflessione modello globale – Collasso pali [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

73 Cap. 8, Par. 8.1, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

74 Cap. 8, Par. 8.1, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

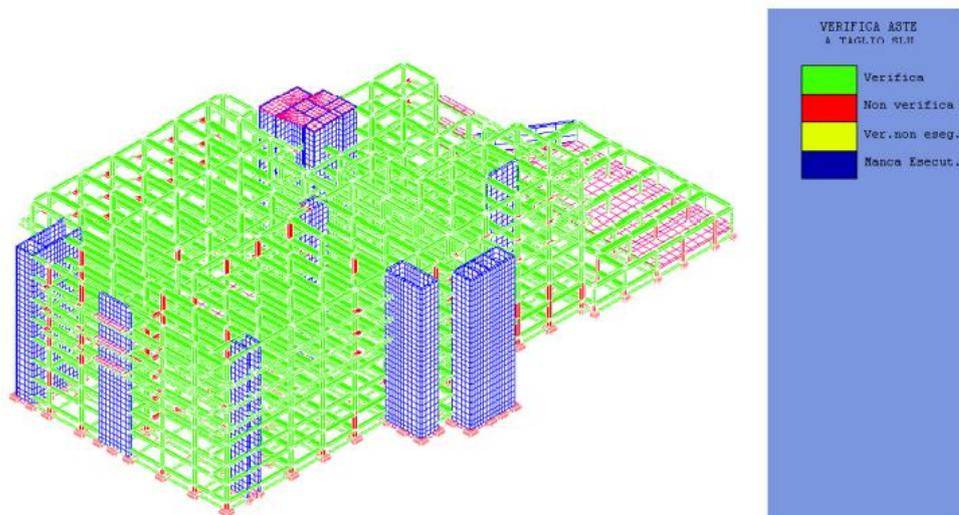


Figura 85 – Verifica a taglio modello globale – Collasso pali [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

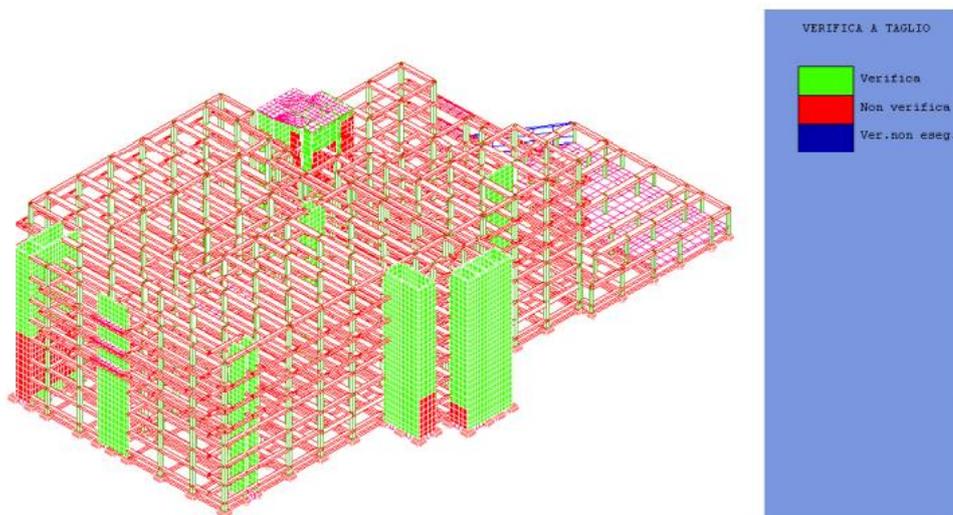


Figura 86 - Verifica a taglio setti [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

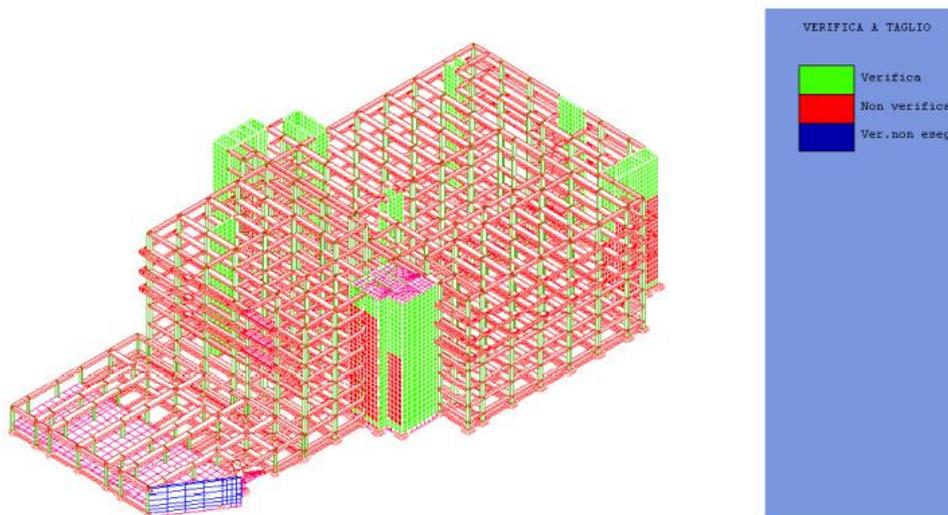


Figura 87 - Verifica a taglio setti [Valutazione della vulnerabilità sismica, Ing. Centioni, 2010].

Al contrario di quelli ottenuti con l'analisi statica, i risultati ottenuti attraverso l'analisi sismica della struttura hanno evidenziato numerose carenze dal punto di vista strutturale e, di conseguenza, la quasi totale inadeguatezza della struttura a resistere ad azioni di tipo sismico. Tali risultati sono confermati e sintetizzati per mezzo del parametro ζ_E , definito indice di vulnerabilità sismica dell'immobile e fattore rappresentativo per il confronto tra l'azione massima sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per la nuova. Per completezza si riporta la schermata del software che sintetizza efficacemente i risultati precedentemente ottenuti:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

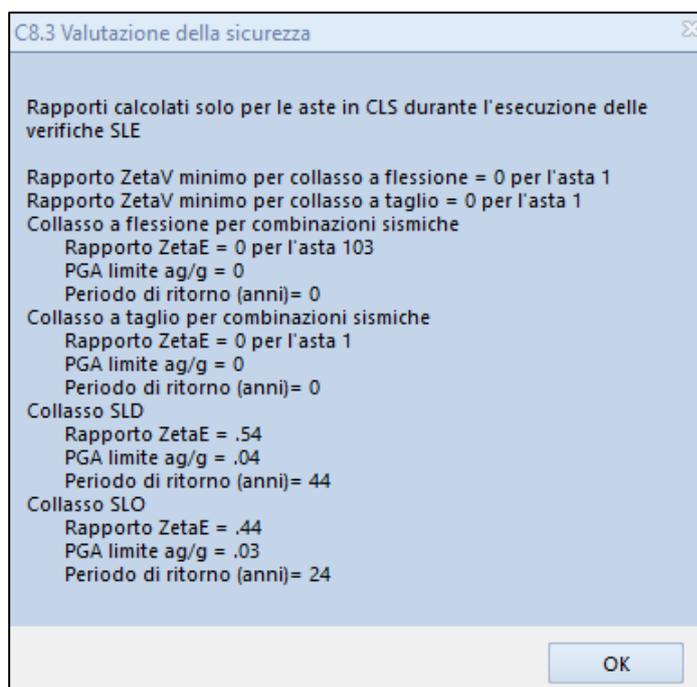


Figura 88 – Valutazione della sicurezza strutturale in seguito ad azioni di tipo sismico.

I valori di ζ_E sono uguali o prossimi allo zero, quindi la struttura presenta notevoli carenze e difetti dal punto di vista strutturale. Essi, se non adeguatamente corretti con specifici interventi, potrebbero essere causa di parziale o totale chiusura dell'immobile o, nella peggiore delle ipotesi, di crolli più o meno disastrosi.

3.3 CONCLUSIONI

Le descrizioni sin qui esposte sono state ottenute dalla relazione tecnica “*Valutazione della vulnerabilità sismica*” precedentemente citata, condotta nell'anno 2010 ed a firma degli ingegneri che hanno svolto le indagini. Attraverso i risultati ottenuti è stato possibile osservare che, mentre l'analisi di idoneità statica ha portato a risultati soddisfacenti, la verifica di vulnerabilità sismica ha restituito, invece, esiti piuttosto negativi. Nello specifico, la relazione tecnica afferma che “l'idoneità statica della struttura risulta verificata in accordo con le

disposizioni, sia in termini di carichi che di verifiche, dettate dalle NTC-08”⁷⁵. Relativamente alla verifica di vulnerabilità sismica, invece, si riportano di seguito i risultati più significativi, ottenuti utilizzando l’analisi dinamica lineare:

- Allo SLV i pilastri e le travi hanno evidenziato deficienze strutturali seppur di tipo abbastanza contenuto, mentre i setti in calcestruzzo armato hanno rivelato un buon comportamento. In particolare, come evidenziato all’interno della relazione tecnica, circa il 25% delle travi ed il 28% dei pilastri risulta non verificato.

Inoltre, i pali di fondazione hanno evidenziato che l’immobile presenta un comportamento tipico delle strutture progettate per resistere prevalentemente a carichi gravitazionali e non sismici. In particolare, la distribuzione delle rigidità all’interno dell’intero edificio non è impostata per assorbire l’azione sismica. A tal proposito, la relazione tecnica cita: “[...] la maggiore rigidità che caratterizza i pali attinenti le piastre di fondazione dei vani scala e ascensori comporta una concentrazione di forze in tali elementi, la quale ne produce la rottura. In seguito alla crisi di questi elementi strutturali, la forza sismica tende a ridistribuirsi sugli altri pali di fondazione, non armati in modo da assorbire il livello di sollecitazioni che ne deriva”⁷⁶. In conseguenza a ciò, è stato dedotto che la struttura, in particolare per quanto attiene le strutture di fondazione, è caratterizzata da una capacità sismica pari circa al 50% della domanda che le compete.

- Allo SLD con η pari a $2/3$ le verifiche degli elementi strutturali risultano per la maggior parte soddisfatte, a meno di alcune zone molto limitate.
- I giunti sismici, presenti tra i vari edifici e verificati allo SLV, hanno messo in luce che gli spostamenti degli immobili nella maggior parte dei casi sono incongruenti con il giunto presente. A tal proposito è possibile il manifestarsi del fenomeno di martellamento tra le strutture in fase sismica.
- Data l’importanza strategica della struttura, gli spostamenti di interpiano, ottenuti dall’analisi sismica allo SLO, sono risultati inferiori ai $2/3$ dei limiti

⁷⁵ Cap. 10, «Valutazione della vulnerabilità sismica», Ing. Centioni, 2010.

⁷⁶ *Ibidem*.

prescritti per le strutture di Classe d'Uso I e II solamente per l'edificio A, ma non per gli edifici B e C. Per tale analisi è stata effettuata la verifica degli elementi strutturali sotto forma di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

La struttura presenta, quindi, deficienze strutturali importanti dal punto di vista sismico, sia in termini di strutture di fondazione che di strutture in elevazione.

Si può quindi concludere affermando che l'intera struttura, progettata e realizzata verso la fine degli anni '90, deriva da una filosofia progettuale di natura prevalentemente statica e non dinamica. Questo è dovuto sia al fatto che la città di Roma è da sempre stata considerata come situata in una zona non sismica (secondo le normative tecniche vigenti dell'epoca), sia poiché l'intero edificio è stato concepito con una tipologia di normativa che all'epoca della sua realizzazione non obbligava la progettazione antisismica delle strutture. Pertanto, come sottolineato anche dagli ingegneri, l'intero immobile necessita di un intervento di adeguamento o miglioramento sismico a seconda dei livelli di vulnerabilità sismica che si vogliono raggiungere.

CAPITOLO 4: ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ESOSCHELETRO STRUTTURALE

Alla luce dei risultati ottenuti nel precedente capitolo relativamente alla struttura esistente o, per meglio definirla, “non controllata”, si rende necessario lo studio e la progettazione di un intervento di adeguamento sismico che ripristini le deficienze strutturali che caratterizzano lo stato di fatto dell’immobile e garantisca il rispetto degli standard di sicurezza previsti dall’attuale NTC-2018 nei confronti, prevalentemente, delle azioni orizzontali di tipo sismico. Infatti, come è stato descritto, l’analisi di idoneità statica ha evidenziato risultati soddisfacenti, mentre la verifica di vulnerabilità sismica ha riportato, invece, esiti alquanto negativi.

L’intervento di adeguamento sismico che, quindi, si ipotizza sull’edificio strategico “Piastra Polifunzionale” oggetto del presente studio è un esoscheletro strutturale realizzato in acciaio da disporre esternamente all’edificio esistente e collegato ad esso tramite un’apposita connessione. Nello specifico, verrà utilizzato un collegamento di tipo rigido non-dissipativo.

La caratteristica principale e fondamentale di tale tipologia di struttura, punto cardine in riferimento al quale essa verrà appositamente analizzata e progettata relativamente al contesto geografico e strutturale in cui dovrà essere inserita, è l’indipendenza dall’immobile esistente in condizioni statiche, mentre in condizioni dinamiche si fa carico di una quota parte dell’energia che il terremoto fornisce all’edificio originario. Infatti, la funzione principale dell’esoscheletro è quella di irrigidire la struttura alla quale viene applicato, scaricandola quasi del tutto dalle azioni di tipo orizzontale e lasciando ad essa il compito di resistere solamente ai carichi gravitazionali. In tale modo si evita il danneggiamento della struttura da controllare e, nei casi più gravi, il suo collasso. Ma tale sistema, oltre a garantire supporto dal punto di vista strutturale, può rappresentare la base per interventi di efficientamento energetico, architettonico, nonché interventi di ampliamento della costruzione esistente che prevedano la realizzazione di nuovi spazi.

Nel seguito verrà, quindi, analizzato il processo che ha portato allo studio ed alla successiva progettazione dell'esoscheletro strutturale relativo all'edificio strategico in esame, mettendo in luce le principali differenze rispetto all'immobile originario.

4.1 PREROGATIVE STRUTTURALI

Al fine di assolvere alla sua più importante funzione, ovvero quella di farsi carico della componente orizzontale delle azioni che investono l'immobile al quale l'esoscheletro è applicato, la progettazione di tale tipologia di struttura, affinché funzioni in parallelo con gli elementi strutturali esistenti e fornisca l'adeguata rigidità e portanza nei confronti delle azioni laterali, si basa sul seguente importante passaggio della NTC-2018:

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidità ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.

Figura 89 – Estratto della NTC-2018 riguardo gli elementi secondari [Cap 7, Par. 7.2.3, Decreto 17 gennaio 2018 recante «Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»»].

Ai sensi dell'attuale normativa, quindi, è lecito trasformare la struttura originaria da controllare in "struttura secondaria" e l'esoscheletro che verrà ad essa applicata progettarlo come "struttura primaria" dell'intero sistema strutturale. In tale modo, gli elementi strutturali dell'immobile esistente, ora secondario, dovranno resistere per i soli carichi gravitazionali e la loro rigidità e resistenza possono essere trascurate nell'analisi della risposta in seguito ad eccitazione sismica. Il nuovo sistema strutturale ad esso collegato (l'esoscheletro appunto ora primario) sarà, invece, progettato al fine di farsi carico della componente orizzontale delle azioni che gravano sulla struttura.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Per assolvere a tale funzione, ovvero per rendere la struttura esistente come secondaria, la NTC-2018 afferma che il contributo alla rigidezza ed alla resistenza degli elementi considerati secondari non può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari, ovvero la struttura esistente da controllare potrà assorbire al massimo il 15% delle azioni orizzontali. Questo significa, al contrario, che la struttura accoppiata (ovvero il sistema che considera unitamente l'immobile esistente e l'esoscheletro ad esso applicato) dovrà avere una rigidezza dell'85% maggiore rispetto alla rigidezza della struttura primaria di partenza. In altre parole, la struttura globale dovrà essere progettata considerando che essa dovrà essere almeno 6.66 volte più rigida e più resistente dell'immobile originario. In seguito a ciò può considerarsi legittima l'assunzione di considerare tutti gli elementi strutturali dell'edificio originario come resistenti ai soli carichi gravitazionali.

4.2 PROGETTO DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Il progetto dell'intervento di adeguamento non può prescindere, come si è precedentemente detto, da una verifica strutturale (statica e sismica) dell'edificio esistente che ne evidenzia le carenze e metta in luce le parti della struttura che necessitano di miglioramento. Nel caso specifico, essendo la struttura esistente in calcestruzzo armato carente dal punto di vista delle azioni laterali (come riportato nella relazione tecnica "*Valutazione della vulnerabilità sismica*"), è necessario progettare e realizzare una struttura esoscheletrica che sia in grado di irrigidirla, soprattutto in caso di nuovo evento sismico.

Lo studio e la successiva progettazione di tale innovativa tipologia strutturale si basa proprio sul concetto di *rigidezza globale* della costruzione, intesa come l'attitudine di un immobile a resistere a sollecitazioni provenienti dall'esterno. Tale caratteristica strutturale è da ricercarsi sia nella struttura originaria da controllare, in quanto essa rappresenta il punto di partenza per la realizzazione

dell'esoscheletro, sia nella struttura finale controllata la cui rigidezza dovrà risultare almeno 6.66 volte maggiore di quella della struttura di partenza.

Per la realizzazione dell'esoscheletro, quindi, si è proceduto inizialmente alla determinazione della rigidezza globale dell'edificio esistente in calcestruzzo armato ed in seguito si è passati alla ricerca delle sezioni della struttura in acciaio in grado di rispettare i minimi strutturali previsti dalla NTC-2018 in merito agli elementi strutturali secondari.

4.2.1 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per la valutazione della rigidezza globale dell'immobile “Piastra Polifunzionale” oggetto del presente studio, si è proceduto inizialmente attraverso una tipologia di analisi molto comune nell'ingegneria sismica: l'analisi *Pushover*. Tale analisi sismica che su edifici esistenti in calcestruzzo armato fornisce sicuramente risultati precisi e dettagliati, permette di effettuare la verifica di edifici esistenti e di determinarne la relativa rigidezza globale. Nello specifico, essa è un'analisi di tipo statico non lineare che simula sulla struttura la presenza del terremoto (proprio della zona geografica in cui l'opera oggetto di studio è ubicata) attraverso l'utilizzo di forze statiche applicate all'edificio fatte crescere monotonamente. Tali forze devono dare lo stesso effetto che darebbe una scossa sismica durante la sua oscillazione sul terreno sottostante la struttura.

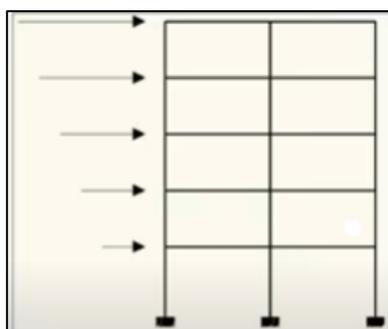


Figura 90 – Rappresentazione delle forze applicate alla struttura nel caso di analisi Pushover.

Al contrario dell'analisi dinamica precedentemente descritta ed applicabile a qualunque tipo di struttura, l'analisi statica è relativamente più semplice poiché si basa su un unico modo di vibrare che per essere rappresentativo del comportamento globale della struttura deve eccitarne una certa percentuale della massa globale. In seguito a tale requisito, quindi, l'analisi sismica statica non è sempre applicabile a tutte le strutture.

Inoltre, il fatto che tale analisi sia di tipo non lineare indica che la struttura e, quindi gli elementi e gli stessi materiali che la compongono, sono trattati in campo elasto-plastico. Ciò indica che il materiale che compone gli elementi del fabbricato è di tipo non lineare, rappresentato inizialmente da comportamento elastico ed in seguito da comportamento plastico sino a rottura.

Grazie a tali due fattori, l'analisi *Pushover* descrive il comportamento della struttura non solo nelle fasi iniziali quando l'edificio si comporta elasticamente, ma anche quando esso sta iniziando a danneggiarsi o, per meglio dire, plasticizzarsi.

Ma in che modo funziona tale analisi non lineare? La prerogativa principale di tale tipologia di studio strutturale è che al sistema reale complesso a più gradi di libertà (M-DOF) sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare S-DOF.

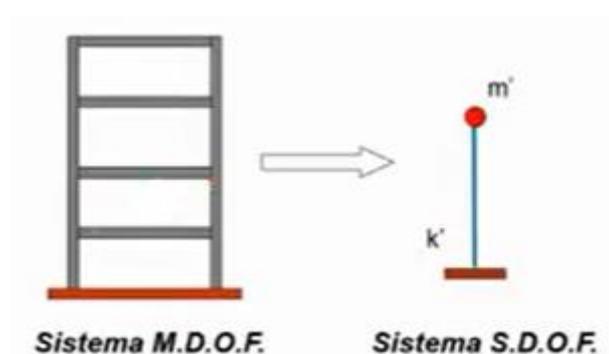


Figura 91 – Trasformazione sistema strutturale per analisi Pushover da M-DOF ad S-DOF.

Al sistema complesso vengono applicati i carichi gravitazionali ed, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, delle forze orizzontali, la cui sommatoria corrisponde al taglio alla base (F_b). Esse sono scalate in modo monotono in modo da far crescere, sino alle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale (d_c) di un punto della struttura. Tale punto è anche

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

denominato “punto di controllo” e spesso è fatto coincidere con il centro di massa dell’ultimo livello della costruzione in esame. Quindi, l’analisi *Pushover* è un’analisi incrementale che parte dall’edificio nelle condizioni iniziali ed in seguito lo sollecita orizzontalmente con un sistema di forze che viene via via incrementato, determinando per ogni incremento la risposta della struttura. Quando, invece, l’edificio viene associato ad un sistema elementare S-DOF, la struttura si comporta come un oscillatore semplice e l’analisi non si riferisce più ad un sistema di forze e deformazioni ma mette in relazione accelerazione e deformazione.

A livello deformativo, le deformazioni della struttura sono inizialmente molto piccole e non causano plasticizzazioni negli elementi strutturali. Però, man mano che le forze sollecitanti aumentano, anche le deformazioni diventano più grandi ed iniziano a plasticizzare gli elementi strutturali, formando le cosiddette “cerniere plastiche”. In tale condizione l’elemento non si è rotto, ha ancora una sua capacità deformativa ma è entrato in campo plastico. La cerniera plastica indica proprio il punto dell’elemento che si plasticizza e segna il passaggio dal campo elastico a quello plastico. Infine, incrementando maggiormente le forze sollecitanti, l’elemento strutturale è portato a rottura, determinando il collasso della struttura e la fine dell’analisi *Pushover*.

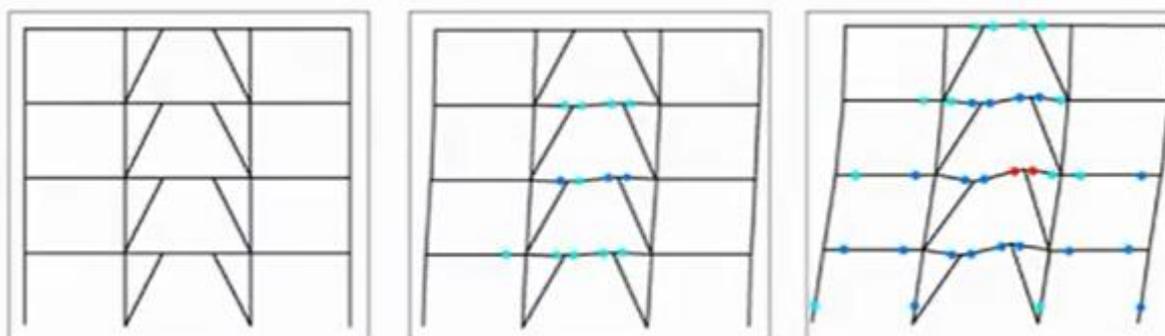


Figura 92 – Rappresentazione della struttura nelle condizioni iniziali (a sx), nella condizione di formazione delle prime cerniere plastiche (al centro) e nelle condizioni di collasso (a dx).

Il risultato che si ottiene attraverso tale analisi è una particolare curva denominata “curva di capacità” che indica come la struttura si comporta quando è sottoposta alle sollecitazioni orizzontali, nello specifico tale curva indica quanto

l'immobile è in grado di sopportare l'azione sismica e quanto esso si deforma in seguito a tale azione. La curva di capacità mette in relazione il taglio alla base (F_b), ovvero le forze applicate, con lo spostamento del punto di controllo (d_c).

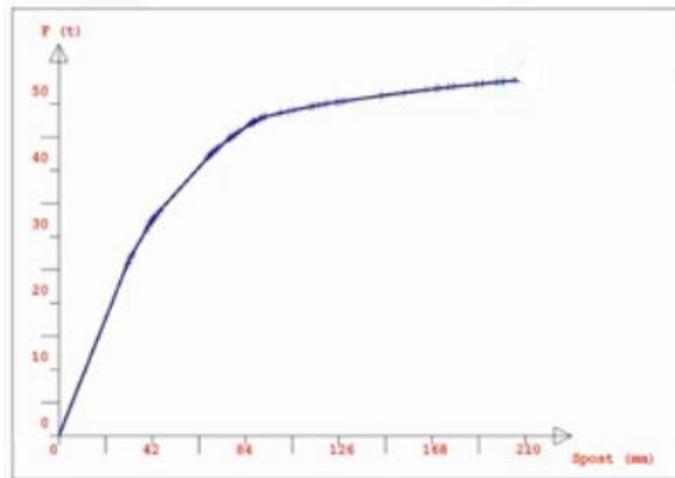


Figura 93 - Esempio di curva di capacità.

Come è possibile notare, la curva rappresentata assomiglia ad una spezzata. Infatti, è abbastanza evidente la presenza di tratti a diversa pendenza:

- Nella parte iniziale la curva presenta un tratto lineare che corrisponde al momento in cui la struttura è ancora in campo elastico poiché sottoposta a piccole sollecitazioni e, quindi, deformazioni minime;
- Nella parte centrale il tratto della curva cambia pendenza. Questo è dovuto al fatto che la struttura è sollecitata da forze maggiori ed è entrata in campo plastico: si sono formate le prime cerniere plastiche e la struttura si deforma più facilmente;
- Nella parte finale del grafico la curva presenta una pendenza sempre maggiore sino ad arrivare al punto di collasso della struttura. In tale tratto le forze agenti sono state ulteriormente aumentate ed altri elementi risultano, quindi, plasticizzati.

È importante studiare, quindi, il punto finale di tale curva di capacità, in quanto esso indica qual è la forza massima del sisma che la struttura può sopportare e qual è lo spostamento massimo che essa può subire. In altre parole esso fornisce la capacità strutturale in termini di forza o spostamento.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Nella pratica, però, per sapere se una struttura è adeguata o meno al sisma, bisogna rapportare la capacità della struttura in esame (ovvero quanto la struttura è in grado di sopportare) alla domanda sismica del luogo in cui essa è situata (ovvero quanto il sisma richiede all'immobile di sopportare). Per fare ciò si utilizza un'altra tipologia di grafico denominato “curva ADSR (*Attack Decay Sustain Release*)” che rapporta all'interno del medesimo piano cartesiano l'accelerazione del sisma adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (g) e lo spostamento. In tale caso lo spostamento si riferisce al sistema elementare equivalente. Di tale grafico è, però, importante considerarne il punto finale, in quanto esso fornisce l'accelerazione massima che la struttura può sopportare e lo spostamento massimo che essa può subire.

Facendo, quindi, il rapporto tra capacità e domanda si ottiene l'indice di sicurezza od “indice di vulnerabilità” che indica se la struttura è adeguata o meno alla domanda sismica del sito in esame. Se tale indice è maggiore di 1, la struttura possiede sufficiente capacità strutturale, al contrario se tale indice è minore di 1 essa non è adeguata.

Considerando, quindi, l'immobile “Piastra Polifunzionale” analizzato nel presente lavoro di tesi, anche la rigidità globale è stata valutata utilizzando il software di calcolo CDS Win (release 2020). Tale programma permette di svolgere un'analisi *Pushover* rigorosa ed affidabile, in seguito all'impostazione di alcuni input progettuali; essi sono:

- la tipologia di analisi *Pushover*: il software permette di differenziare lo studio in base all'edificio in esame; nello specifico è stata impostata l'analisi sismica di un “Edificio esistente”.
- il numero massimo di collassi, ovvero il numero massimo di elementi strutturali che hanno raggiunto il collasso prima che l'analisi si arresti. La struttura infatti, analizzata nelle condizioni iniziali, è sollecitata con forze fino a rottura e questo avverrà sin che non si è raggiunto il numero di collassi indicato in fase di analisi, ovvero quando tutti gli elementi strutturali indicati (travi, pilastri, etc) siano giunti a rottura. Nel caso in esame tale valore è stato impostato pari a 10.

In seguito a ciò è stato impostato il sistema di forze che porta la struttura al collasso. Esso nella realtà non è unico ma comprende due sistemi entrambi attivati dal software: un sistema di forze proporzionale alla forma modale più significativa ed un sistema proporzionale alla massa.

SELEZIONE PUSH-OVER	
Ver.Comb. Statiche	SI
PROP. DEF. MODALE	
Fx(+) Prop. Modo	SI
Fx(-) Prop. Modo	SI
Fy(+) Prop. Modo	SI
Fy(-) Prop. Modo	SI
PROPORZ. MASSE	
Fx(+) Prop. Massa	SI
Fx(-) Prop. Massa	SI
Fy(+) Prop. Massa	SI
Fy(-) Prop. Massa	SI
Eccentr. Accident.	SI
Accoppia Sismi	SI
Sisma Verticale(%)	NO

Figura 94 – Impostazione forze agenti per analisi Pushover.

Siccome tali forze devono simulare l'effetto del sisma, verranno applicate nelle due direzioni principali (X ed Y), per ogni direzione nei due versi e tenendo conto anche della correzione torsionale. In seguito a tale considerazione, è possibile intuire che il numero delle analisi svolte dal software è abbastanza elevato.

È importante sottolineare che tale combinazione delle due componenti dell'azione sismica è stata introdotta per le analisi di tipo non lineare con l'NTC-2018. Nella precedente normativa, infatti, esse erano separate.

In definitiva, una struttura esistente è sottoposta a 32 analisi, il tutto sommato attraverso la combinazione degli effetti. Questo si traduce nell'ottenere 32 curve di capacità e 32 curve ADSR.

La componente verticale del sisma non è stata presa in considerazione in quanto l'edificio in esame non ricade nei casi specificati dall'NTC-2018, la quale cita "La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.”⁷⁷.

Dato che il fine ultimo della presente analisi è la valutazione della rigidezza globale della costruzione e la determinazione del suo livello di sicurezza (valore adimensionale dato dal rapporto tra la capacità strutturale e la domanda sismica), sono state prese in considerazione solamente le 32 curve ADSR ed i valori delle rigidezze ottenuti con le 32 combinazioni delle forze. Le curve ADSR con le relative combinazioni dell'azione sismica ed i valori di rigidezza strutturale dell'immobile sono riportate nella seguente Figura 95 e Tabella 19:

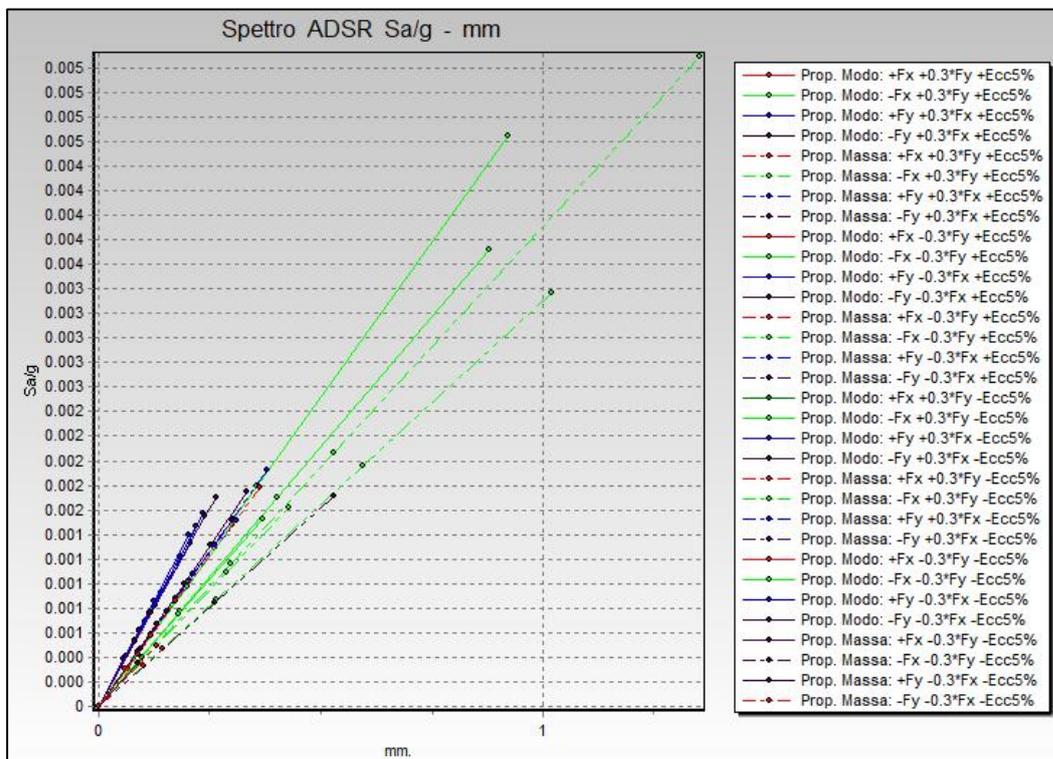


Figura 95 – Curve ADSR struttura esistente.

⁷⁷ Cap. 7, Par. 7.2.2, Decreto 14 gennaio 2008 recante «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.».

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STRUTTURA NON CONTROLLATA			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	114059.12	0.99
2	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	138938.77	0.89
3	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	181438.13	0.79
4	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	193816.05	0.76
5	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	140965.58	1.12
6	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	171018.30	1.01
7	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	214088.28	0.91
8	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	227772.11	0.88
9	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	116771.54	0.97
10	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	135058.41	0.91
11	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	187820.52	0.78
12	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	186173.86	0.78
13	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	144229.94	1.10
14	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	166375.09	1.03
15	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	220952.67	0.89
16	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	219885.05	0.89
17	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	135010.84	0.91
18	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	116896.70	0.97
19	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	186791.91	0.78
20	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	188354.44	0.78
21	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	166319.38	1.03
22	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	144387.20	1.10
23	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	220540.94	0.89
24	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	221642.56	0.89
25	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	138827.95	0.89
26	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	114058.74	0.99
27	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	193684.08	0.76
28	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	181502.19	0.79
29	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	170882.61	1.01
30	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	140965.38	1.12
31	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	228079.92	0.88
32	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	214202.97	0.91

Tabella 19 – Valori delle rigidezze globali dell'immobile per le 32 combinazioni considerate.

Come è possibile notare dal precedente grafico, le 32 curve raffigurate evidenziano sin da subito lo scarso comportamento della struttura nei confronti delle azioni di tipo sismico. Questo è dovuto al fatto che le curve non sono molto sviluppate,

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

infatti il comportamento di una struttura è tanto migliore quanto più si evolve la curva e quanto più essa tenderà asintoticamente all'orizzontale. Un'altra importante caratteristica dei diagrammi ottenuti è la presenza dei "pallini": essi sono gli indicatori delle cerniere plastiche che si formano sui vari elementi durante lo svolgimento dell'analisi. Non sono particolarmente numerosi e ciò è indice del fatto che le cerniere plastiche che si sviluppano negli elementi della struttura prima del collasso sono in numero ridotto. Quando si plasticizza un elemento la struttura diventa più deformabile e la pendenza della relativa curva aumenta avvicinandosi gradualmente all'orizzontale. Il comportamento ideale si ha quando si plasticizzano molti elementi prima di raggiungere il collasso, di conseguenza se vi è la presenza di poche cerniere plastiche significa che si sono plasticizzati pochi elementi ed immediatamente la struttura è giunta al collasso.

Per quanto riguarda i valori relativi alla rigidezza globale della struttura è possibile notare che essi si riferiscono a valori del periodo proprio vicini all'unità (1 secondo circa). Tali valori di rigidezza rappresentano la capacità strutturale dell'immobile in esame, ovvero quanto la struttura è rigida ed in grado di opporsi al sisma di progetto caratteristico del luogo in cui l'opera è ubicata. Essi risulteranno, quindi, fondamentali per poter effettuare un confronto tra la struttura esistente e quella adeguata per mezzo dell'esoscheletro.

Con 32 curve si ottengono 32 valori di rigidezza ed il valore rappresentativo di tale analisi è il minore di essi in quanto ad esso corrisponde l'indice di vulnerabilità sismica del fabbricato (ζ_E), dato dal rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

In definitiva, tali analisi non lineare ha permesso di studiare cosa accade nella struttura in esame, valutandone la relativa rigidezza e capacità per le 32 combinazioni delle azioni considerate al fine di poter individuare la soluzione esoscheletrica ottimale in grado di apportare un opportuno sistema di adeguamento alla struttura esistente in esame. Questa costituisce la base da cui poter partire per la modellazione della struttura esoscheletrica.

4.2.2 MODELLAZIONE DELL'ESOSCHELETRO STRUTTURALE

La modellazione dell'esoscheletro strutturale con il quale si vuole abilitare la struttura esistente a resistere ad azioni di tipo sismico è stata svolta con lo stesso software di calcolo finora utilizzato, basando la progettazione su alcuni concetti fondamentali. Nello specifico, è stato considerato che:

- è necessario ridurre le eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze, limitando possibili comportamenti torsionali della struttura;
- occorre realizzare una struttura che nel complesso permetta di attribuire agli elementi in calcestruzzo armato esistenti la caratteristica di elementi secondari, ossia di elementi dotati di una rigidezza e resistenza inferiore od al più uguale al 15% di quella relativa agli elementi primari nei confronti delle azioni orizzontali, al fine di poter permettere alla struttura esistente primaria di resistere solamente ai carichi gravitazionali.

Tali due considerazioni, unitamente alle esigenze di carattere puramente architettonico e funzionale dell'edificio, hanno portato a progettare e modellare la seguente struttura esoscheletrica:

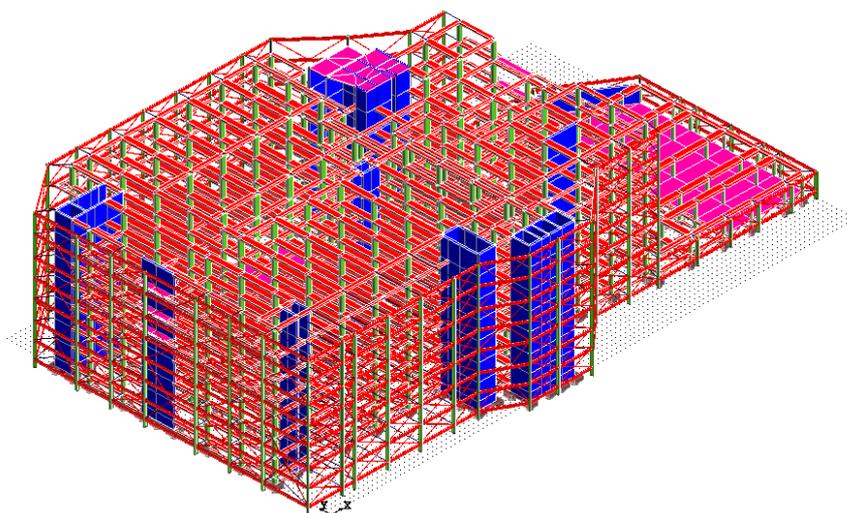


Figura 96 - Modello tridimensionale struttura composta: geometria e discretizzazione degli elementi strutturali (vista Nord).

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

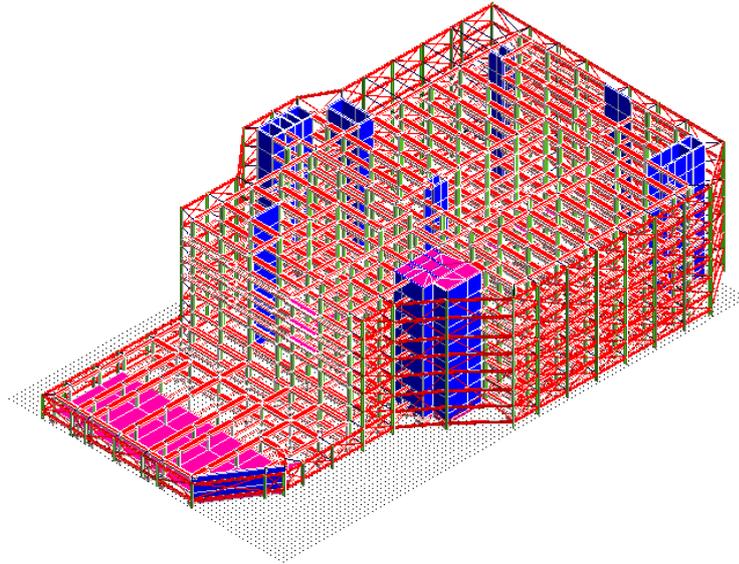


Figura 97 - Modello tridimensionale struttura composta: geometria e discretizzazione degli elementi strutturali (vista Sud).

Tra le diverse tipologie di esoscheletro che possono essere realizzate, svariati studi identificano in quella reticolare la tipologia più efficiente. Questa infatti garantisce massima rigidezza e portanza nei confronti delle azioni orizzontali, poiché gli elementi in acciaio che la compongono lavorano essenzialmente in regime assiale. Ragioni funzionali o formali possono però far preferire a questa tipologia soluzioni più classiche con telai formati da travi in elevazione e pilastri con la presenza di controventi. Nel presente lavoro di tesi la struttura realizzata esternamente a quella analizzata nel precedente capitolo è stata ipotizzata utilizzando tale tipologia strutturale. A questa soluzione, si è giunti ipotizzando di affidare all'esoscheletro la maggior parte dell'azione sismica e alla struttura in calcestruzzo armato esistenti i soli carichi gravitazionali. Questo permette da un lato di proteggerci da sicure mancanze di conoscenza legate alla struttura esistente e dall'altro di essere certi delle capacità sismoresistenti dell'esoscheletro.

Considerando che la rigidezza di una struttura nei confronti delle azioni orizzontali è fornita dagli elementi diagonali di controvento, per giungere alla soluzione finale dell'esoscheletro è stata studiata prevalentemente tale tipologia di elemento, selezionando iterativamente la sezione ottimale per il caso studio in

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

esame. Relativamente alle travi in elevazione ed ai pilastri, sono state selezionate delle sezioni standard volutamente esasperate, mantenute per tutta l'analisi e disposte nel modello in modo speculare alle travi ed ai pilastri della struttura primaria in calcestruzzo armato. Si riportano per completezza le sezioni degli elementi utilizzati nella modellazione, tutti ipotizzati in acciaio da carpenteria del tipo S235.

TRAVI IN ELEVAZIONE

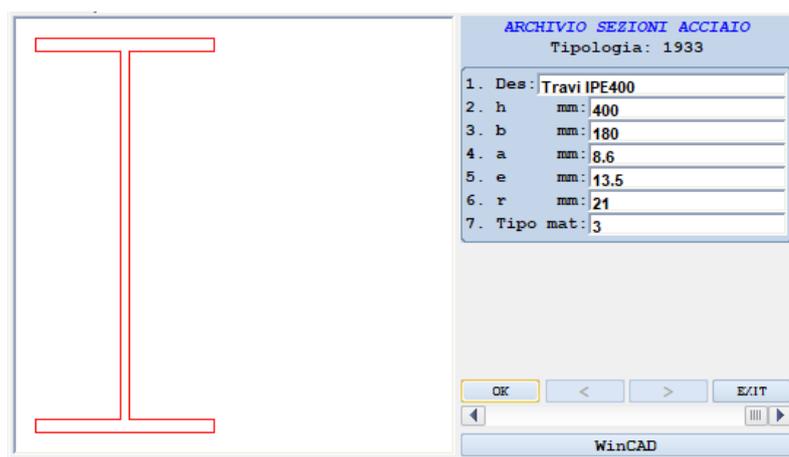


Figura 98 – Sezione delle travi in elevazione della struttura esoscheletrica.

PILASTRI

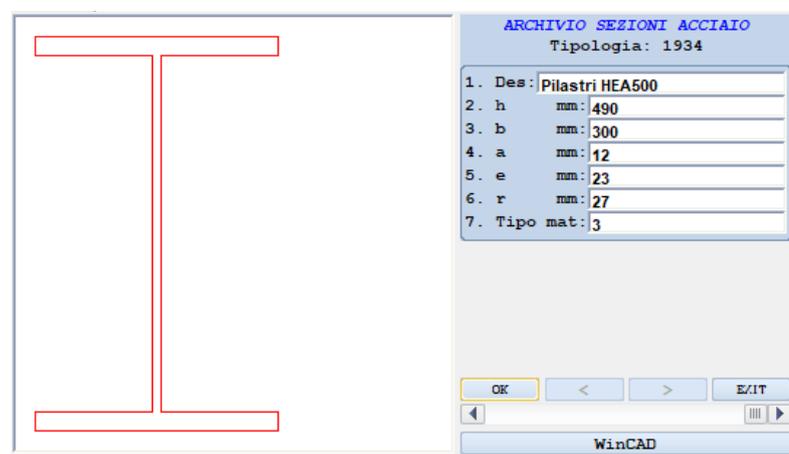


Figura 99 - Sezione dei pilastri della struttura esoscheletrica.

Come è possibile notare dalle schede tecniche relative agli elementi della struttura esoscheletrica realizzata, l'elemento trave considerato per il modello presenta una

sezione del tipo IPE400, mentre il pilastro è stato realizzato con una sezione HEA500. Nello specifico, tutti gli elementi (compresi i diagonali analizzati successivamente) sono stati introdotti all'interno del software attraverso l'"input spaziale" al fine di conservare totalmente le armature degli elementi in calcestruzzo armato preesistenti nella struttura primaria dalla quale presentano una distanza minima di 0.50 m. L'input di tipo spaziale permette di ipotizzare agli estremi di ogni elemento la presenza di un nodo che permette di definire ed ottimizzare il modello realizzato. In particolare nei nodi è possibile:

- introdurre la tipologia di vincolo interno presente agli estremi di ogni elemento, ovvero quel vincolo che regola le connessioni tra i vari elementi strutturali. Nel caso in esame l'intera struttura presenta vincoli interni di tipo "incastro", ad eccezione degli elementi di controvento che presentano, invece, delle cerniere flessionali. Mentre nel primo caso tutti i GDL risultano bloccati, nel caso degli elementi diagonali oltre alle tre traslazioni è bloccata anche la rotazione attorno all'asse Z. In questo modo i controventi non lavoreranno a flessione.
- determinare il "piano sismico", ovvero la schematizzazione cinematica della quota della struttura in cui è presente il nodo in esame. Nel presente modello per tutti i nodi della struttura esoscheletrica è stato assegnato un "piano sismico 0", ossia tutti i nodi dell'immobile non appartengono a nessun piano sismico. In questo modo il software attribuisce ad ogni quota dell'esoscheletro il comportamento di una struttura priva di piano rigido tipica di una struttura a traliccio e associa le masse della stessa al piano sismico più vicino.
- collegare l'esoscheletro alla struttura esistente in calcestruzzo armato. La tipologia di collegamento utilizzata nel modello in esame è il link rigido. Esso è considerato essere un'asta fittizia, di massa nulla e rigidezza infinita, che permette di impostare in input delle connessioni rigide tra i nodi spaziali e che può essere impiegata per definire particolari situazioni strutturali. È opportuno precisare che, pur non potendo definire a priori l'assunzione "rigidezza infinita" dell'elemento di collegamento, l'uso del link rigido è

motivato dal fatto che, considerata la sua limitata estensione ($l = 0.50$ m) ed il fatto di essere sollecitato essenzialmente da forze assiali, la sua rigidezza ($K = EA/l$, dove E è il modulo elastico ed A l'area di base della sezione considerata) tenderebbe realmente ad infinito.

È necessario sottolineare che il fattore di struttura (q) relativo allo SLV è stato lasciato pari a 2 nonostante la nuova NTC-2018 oggi giorno lo imponga al massimo pari ad 1.5. Questa scelta è conseguente al fatto che, sebbene gli immobili esistenti non abbiano adeguata duttilità poiché realizzati con una filosofia progettuale molto differente da quella attuale che non obbligava la progettazione antisismica delle strutture, si è ritenuto opportuno operare con gli stessi parametri utilizzati dagli ingegneri per la valutazione di vulnerabilità dell'immobile.

Infine, dalle precedenti rappresentazioni tridimensionali della struttura composta è possibile notare l'assenza della struttura di fondazione. Tale scelta è motivata dal fatto che si è deciso di studiare e progettare solamente la struttura esoscheletrica in elevazione, lasciando a studi successivi lo studio di tale elemento costruttivo per il quale si potrebbe ipotizzare di dimensionare delle fondazioni di tipo continuo a T-rovescio su pali. In seguito a ciò, i pali da utilizzare nel progetto dovranno essere opportunamente dimensionati in quanto è presumibile che essi risultino di grosse dimensioni (circa 1 m di diametro). Inoltre, dovrà essere verificata anche la capacità portante del terreno sul quale l'opera verrà realizzata. È opportuno sottolineare che in seguito a tale decisione la prima fila di pilastri (situati alla quota 0 m sul piano campagna, ma alla quota 1 pari a 1.6 m all'interno del software di calcolo) è stata incastrata alla base attraverso l'utilizzo di un vincolo esterno di tipo incastro, altrimenti la struttura rimarrebbe libera nello spazio e, quindi, non calcolabile in quanto labile. Attraverso la tipologia di vincolo utilizzata tutti i GDL risultano essere bloccati.

4.2.2.1 DETERMINAZIONE DELLA SEZIONE DEI CONTROVENTI

Alla determinazione della sezione finale degli elementi diagonali di controventamento si è giunti considerando le precedenti assunzioni unitamente ai valori di rigidezza globale ottenuti. In seguito a ciò, la scelta definitiva della tipologia di diagonale da utilizzare nel modello della struttura esoscheletrica ha seguito un procedimento di tipo iterativo, valutando per ogni sezione considerata l'incremento di rigidezza che essa ha apportato nei riguardi della sezione rispetto ad essa meno rigida e nei confronti della struttura esistente, unitamente al rispetto dell'NTC-2018 la quale afferma che al fine di considerare una struttura esistente come secondaria, è necessario attribuire al contributo totale alla rigidezza e resistenza degli elementi secondari una quota inferiore od uguale al 15% dell'analogo contributo degli elementi primari. Nello specifico, la rigidezza finale della struttura composta (immobile esistente + esoscheletro strutturale) dovrà essere almeno 6.66 volte più rigida del solo edificio esistente in calcestruzzo armato.

A differenza dei precedenti elementi strutturali, i controventi sono stati modellati con un "criterio di progetto" che permetta di farli lavorare solamente a trazione e non a trazione e compressione come il resto dell'esoscheletro. Inoltre, essi sono stati settati all'interno del software di calcolo come elementi "Solo SismoResistente". La tipologia di elemento che si considera è necessaria ai fini della valutazione dello schema sismo-resistente del fabbricato, in quanto tale scelta influirà sulle successive verifiche strutturali. Nel caso in esame la scelta operata considera il controvento come un elemento la cui presenza nel modello strutturale sarà considerata ai fini della resistenza all'azione sismica, ma non ai fini della resistenza alle azioni statiche e della valutazione della gerarchia delle resistenze. Un elemento strutturale di questo tipo non avrà partecipazione in fase di assemblaggio della matrice di rigidezza della struttura relativa alla condizione statica ma l'avrà per quella relativa alla condizione sismica. Quindi, l'effetto di

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

elementi strutturali di tale tipo deve essere percepito dal fabbricato quando lo stesso è soggetto all'azione sismica, ma dovrà essere trascurato in condizioni statiche. In definitiva, in questo modo si eviterà che i controventi plasticizzino a causa dei soli carichi verticali e il loro contributo riguarderà solo le azioni sismiche.

Si riportano, quindi, le varie tipologie di sezione sperimentate per la determinazione dei controventi diagonali, anch'essi ipotizzati in acciaio da carpenteria S235.

CONTROVENTI

1° TENTATIVO:

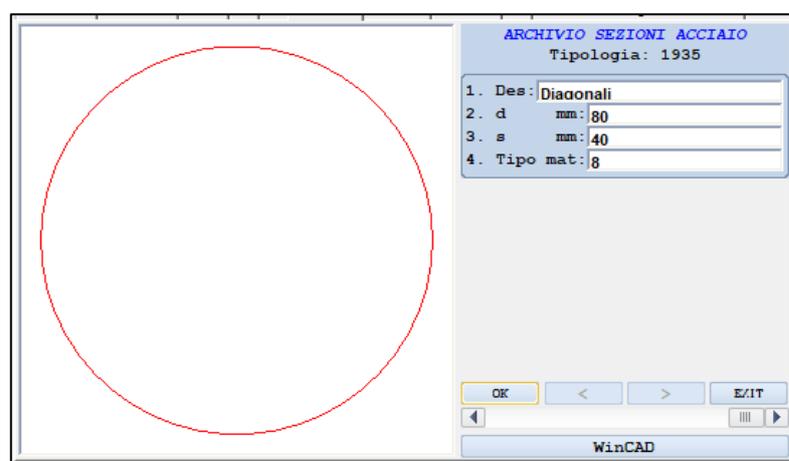


Figura 100 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica – 1° TENTATIVO.

La prima tipologia di sezione utilizzata nell'analisi presenta un profilo tondo con diametro della sezione pari ad 8 cm.

Anche per la struttura controllata la rigidezza globale della costruzione è stata valutata utilizzando l'analisi *Pushover*, ma a differenza della precedente analisi in cui si valutava la rigidezza della sola struttura esistente, lo studio è stato in questo caso impostato su "Nuovo/Adeguamento" in quanto si sta realizzando un ampliamento del fabbricato esistente.

I risultati di tale analisi sono riassunti nelle successive Figura 101 e Tabella 20:

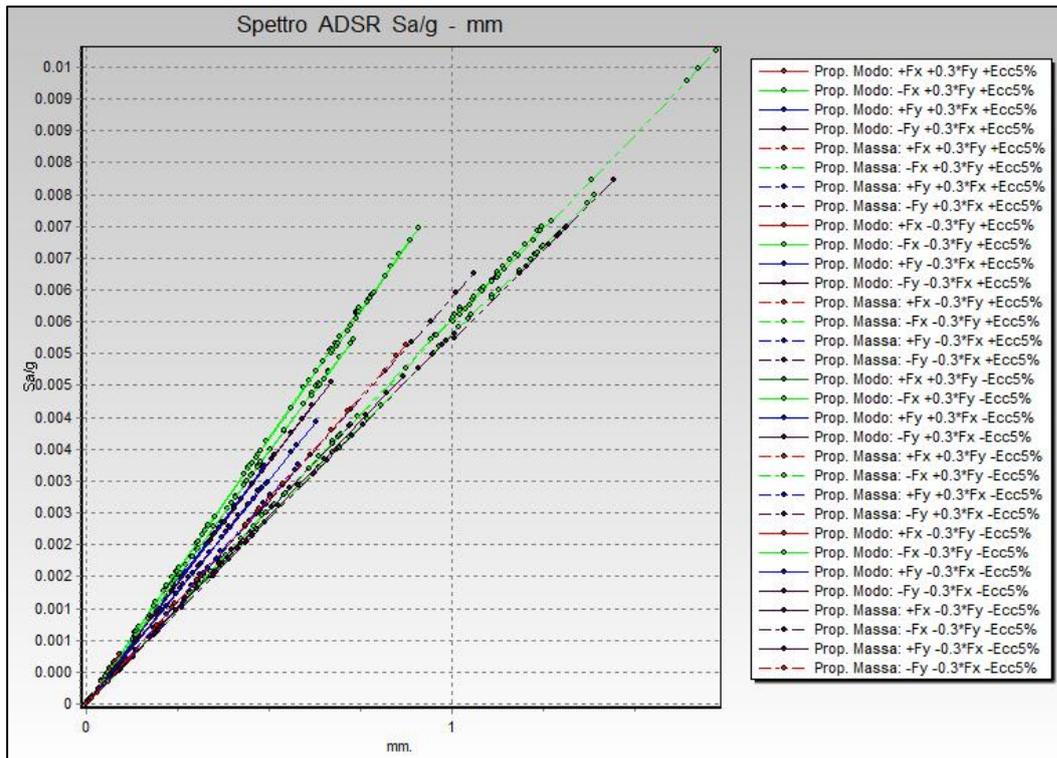


Figura 101 - Curve ADSR struttura controllata – 1° TENTATIVO.

STRUTTURA CONTROLLATA – 1° TENTATIVO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+Fx+0.3*Fy+ECC5%	203463.34	0.71
2	-Fx+0.3*Fy+ECC5%	212741.23	0.69
3	+Fy+0.3*Fx+ECC5%	262683.00	0.72
4	-Fy+0.3*Fx+ECC5%	243573.31	0.75
5	+Fx+0.3*Fy+ECC5%	256237.73	0.83
6	-Fx+0.3*Fy+ECC5%	267463.66	0.81
7	+Fy+0.3*Fx+ECC5%	285629.41	0.79
8	-Fy+0.3*Fx+ECC5%	265106.19	0.82
9	+Fx-0.3*Fy+ECC5%	203831.25	0.71
10	-Fx-0.3*Fy+ECC5%	212486.22	0.70
11	+Fy-0.3*Fx+ECC5%	241254.53	0.76
12	-Fy-0.3*Fx+ECC5%	260430.69	0.73
13	+Fx-0.3*Fy+ECC5%	257344.72	0.83
14	-Fx-0.3*Fy+ECC5%	263513.09	0.82
15	+Fy-0.3*Fx+ECC5%	264087.69	0.82
16	-Fy-0.3*Fx+ECC5%	281059.69	0.79
17	+Fx+0.3*Fy-ECC5%	213858.48	0.69

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

18	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	203377.72	0.71
19	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	262431.34	0.72
20	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	243268.25	0.75
21	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	267679.47	0.81
22	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	255921.02	0.83
23	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	281964.72	0.79
24	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	267861.78	0.81
25	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	214259.25	0.69
26	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	202601.30	0.71
27	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	241124.05	0.76
28	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	259624.22	0.73
29	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	268871.19	0.81
30	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	255093.81	0.83
31	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	261342.06	0.82
32	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	283453.13	0.79

Tabella 20 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate - 1° TENTATIVO.

Confrontando le rigidezze riguardanti la struttura non controllata e quella controllata, risulta evidente che i valori relativi all'immobile in presenza della struttura esoscheletrica sono superiori rispetto a quelli della sola struttura in calcestruzzo armato relativamente ai dati riguardanti la rigidezza strutturale (ma non raggiungono i minimi previsti da NTC-2018), mentre i valori di periodo proprio risultano inferiori. Tale caratteristica è dovuta al fatto che il periodo proprio è una proprietà intrinseca della struttura considerata, definita anche come:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Dove m è la massa della struttura e k la rigidezza della stessa.

Quindi, se il periodo proprio è l'inverso della radice quadrata della rigidezza, significa che all'aumentare della rigidezza il periodo diminuisce in modo quadratico.

Ne consegue che l'immobile esistente ha subito un irrigidimento grazie all'apporto di rigidezza dell'esoscheletro in acciaio, ma le sezioni ipotizzate non sono sufficienti per raggiungere un valore di rigidezza pari a 6.66 volte quello della struttura di partenza previsto dalla normativa vigente.

Si riportano nel seguito le successive quattro iterazioni eseguite, mostrando, come per i casi precedenti, solamente i valori di rigidezza strutturale e periodo proprio trovati le cui considerazioni, essendo per tutti i tentativi effettuati simili, sono riassunte nel seguito.

2° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 10 cm.

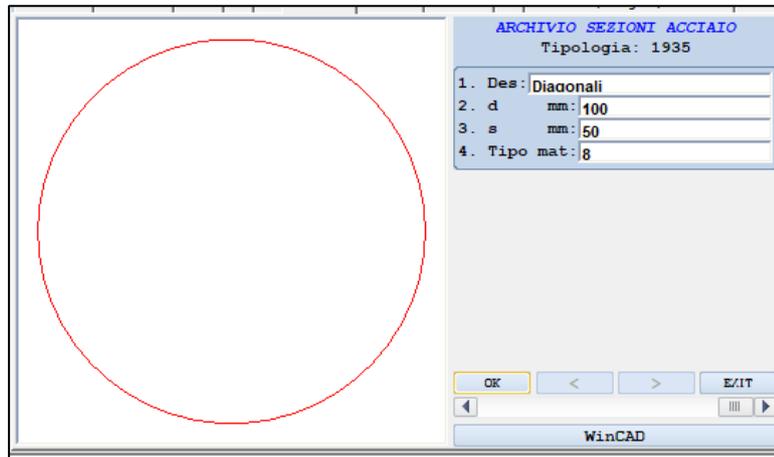


Figura 102 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica – 2° TENTATIVO.

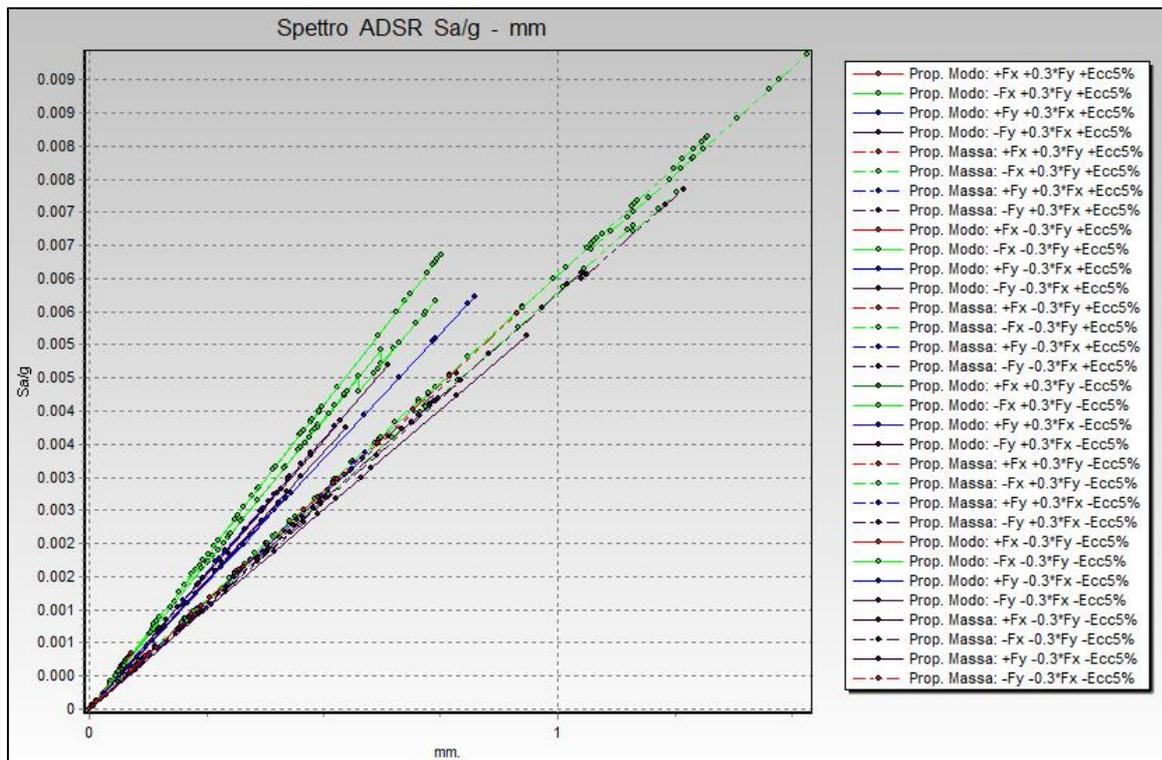


Figura 103 – Curve ADSR struttura controllata – 2° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STRUTTURA CONTROLLATA – 2° TENTATIVO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	221832.73	0.67
2	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	228968.92	0.66
3	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	276576.70	0.70
4	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	231290.13	0.72
5	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	281463.66	0.79
6	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	289135.88	0.78
7	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	289137.88	0.78
8	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	271441.28	0.81
9	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	221903.05	0.67
10	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	228518.03	0.66
11	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	228665.61	0.73
12	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	243306.39	0.70
13	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	282570.84	0.79
14	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	288540.31	0.78
15	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	268622.63	0.81
16	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	284587.28	0.79
17	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	232868.14	0.66
18	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	218157.97	0.68
19	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	243845.05	0.70
20	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	233044.75	0.72
21	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	293491.19	0.78
22	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	277009.25	0.80
23	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	284833.72	0.79
24	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	274566.16	0.80
25	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	232943.78	0.66
26	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	217630.63	0.68
27	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	226529.19	0.73
28	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	244680.19	0.70
29	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	294681.38	0.78
30	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	277044.28	0.80
31	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	265449.00	0.82
32	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	287321.19	0.79

Tabella 21 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate – 2° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

3° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 15 cm.

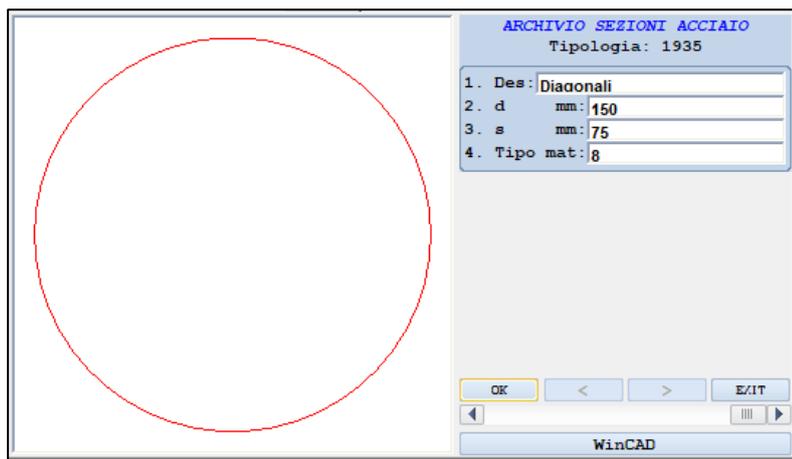


Figura 104 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica – 3° TENTATIVO.

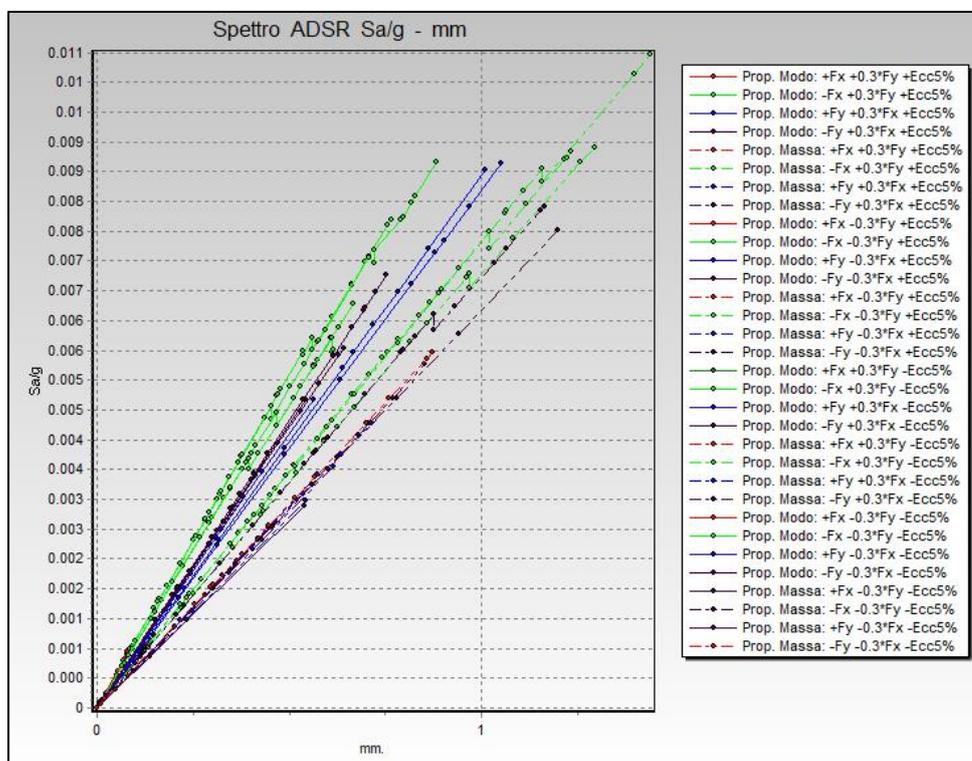


Figura 105 - Curve ADSR struttura controllata – 3° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STRUTTURA CONTROLLATA – 3° TENTATIVO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	272111.13	0.59
2	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	266225.47	0.60
3	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	283103.45	0.65
4	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	206821.44	0.66
5	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	352341.50	0.71
6	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	344158.91	0.72
7	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	299989.34	0.77
8	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	289728.34	0.78
9	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	272706.03	0.59
10	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	254980.23	0.61
11	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	199853.77	0.67
12	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	210462.20	0.65
13	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	354148.91	0.71
14	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	346287.59	0.72
15	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	281183.47	0.79
16	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	296950.41	0.77
17	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	284591.56	0.58
18	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	253363.48	0.61
19	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	205974.13	0.66
20	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	212811.92	0.65
21	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	365791.66	0.70
22	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	331669.56	0.73
23	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	293835.53	0.78
24	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	294147.09	0.78
25	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	285292.41	0.58
26	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	253813.58	0.61
27	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	194484.64	0.68
28	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	215560.61	0.65
29	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	367758.84	0.69
30	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	332129.91	0.73
31	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	276554.53	0.80
32	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	300410.16	0.77

Tabella 22 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate – 3° TENTATIVO.

4° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 30 cm.

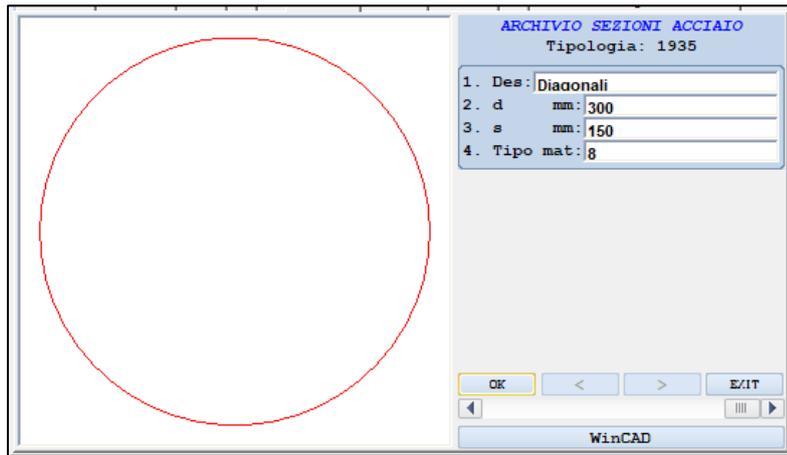


Figura 106 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica – 4° TENTATIVO.

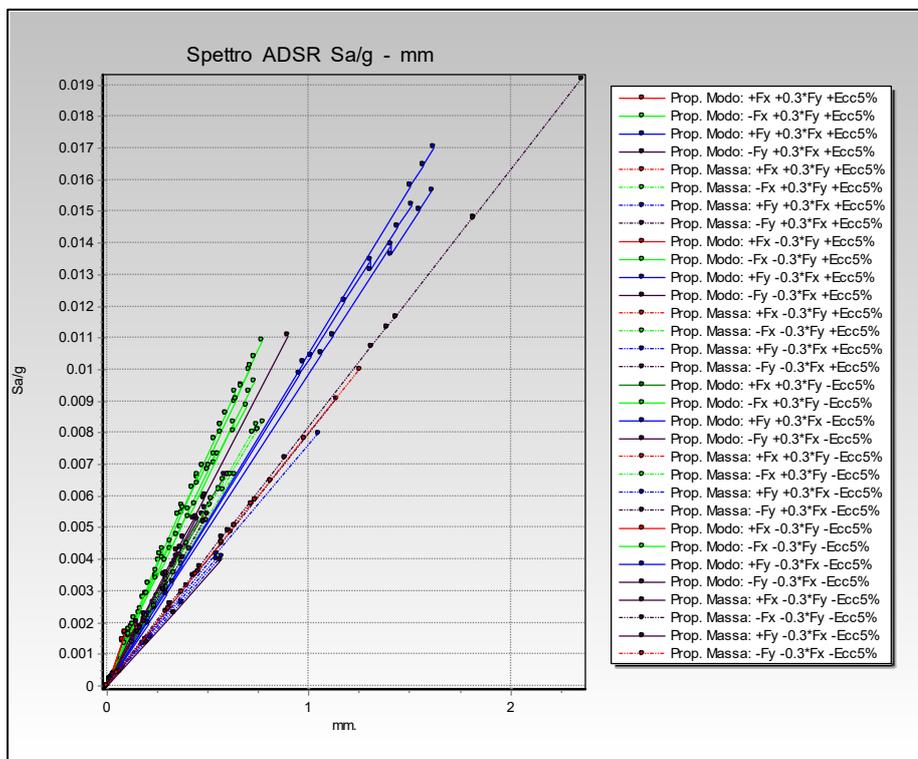


Figura 107 - Curve ADSR struttura controllata – 4° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STRUTTURA CONTROLLATA – 4° TENTATIVO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	432368.78	0.47
2	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	350892.84	0.52
3	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	305314.63	0.60
4	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	230402.28	0.58
5	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	560172.50	0.56
6	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	490663.94	0.60
7	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	334884.34	0.73
8	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	349469.88	0.71
9	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	452136.41	0.46
10	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	354759.19	0.52
11	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	202045.84	0.62
12	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	225698.22	0.59
13	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	583519.75	0.55
14	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	500673.97	0.59
15	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	314246.00	0.75
16	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	346080.03	0.72
17	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	448378.88	0.46
18	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	328010.47	0.54
19	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	205493.25	0.62
20	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	242542.67	0.57
21	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	576971.81	0.55
22	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	466745.34	0.62
23	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	325481.19	0.74
24	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	359006.31	0.70
25	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	469973.69	0.45
26	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	330922.81	0.54
27	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	193794.16	0.64
28	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	235139.52	0.58
29	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	602502.94	0.54
30	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	475689.19	0.61
31	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	307850.03	0.76
32	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	351188.84	0.71

Tabella 23 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate – 4° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

5° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 40 cm.

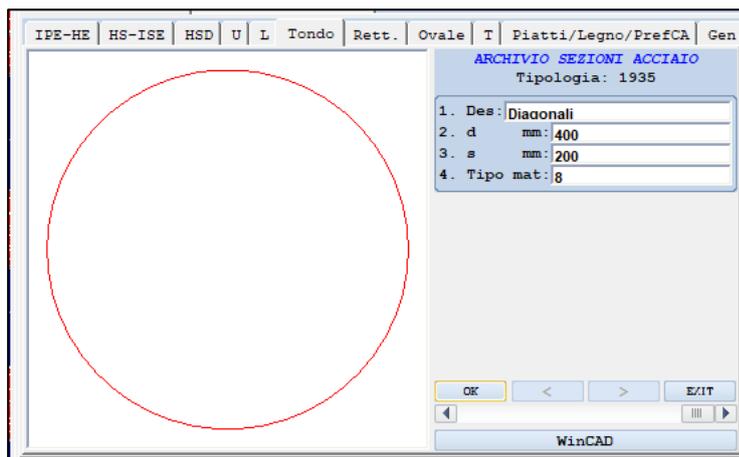


Figura 108 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica – 5° TENTATIVO.

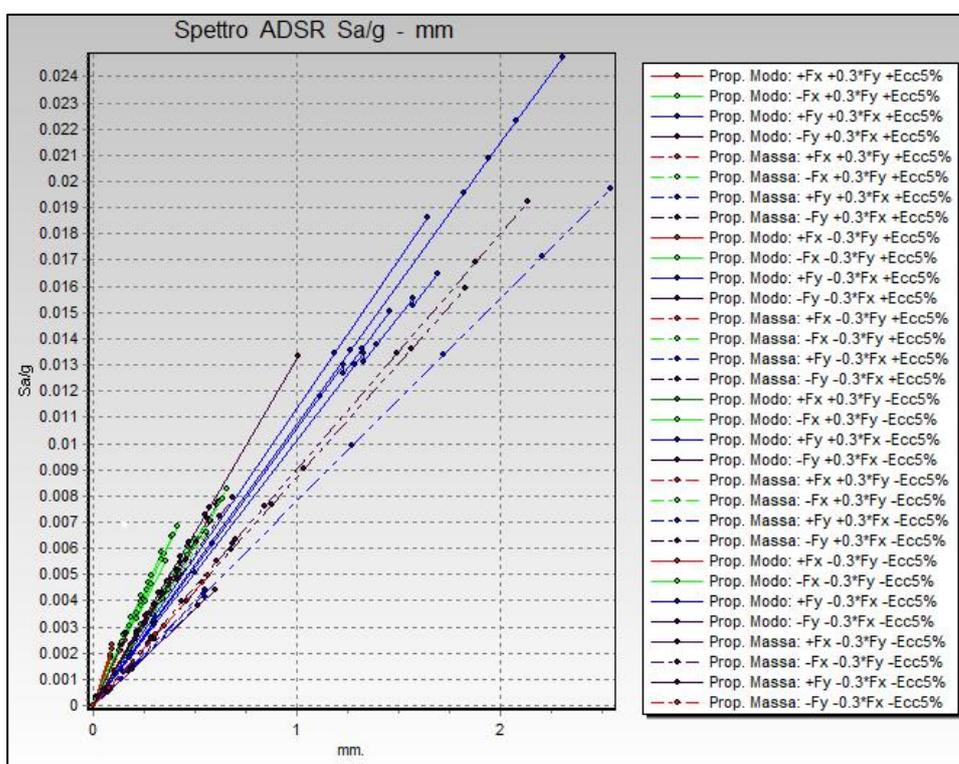


Figura 109 - Curve ADSR struttura controllata – 5° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STRUTTURA CONTROLLATA – 5° TENTATIVO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	540389.50	0.43
2	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	425436.50	0.48
3	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	312686.56	0.60
4	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	269776.69	0.57
5	+F _x +0.3*F _y +ECC5%	671683.88	0.51
6	-F _x +0.3*F _y +ECC5%	557292.38	0.56
7	+F _y +0.3*F _x +ECC5%	353179.22	0.71
8	-F _y +0.3*F _x +ECC5%	383624.50	0.68
9	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	576391.13	0.42
10	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	438912.06	0.48
11	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	226347.31	0.62
12	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	262190.78	0.57
13	+F _x -0.3*F _y +ECC5%	720723.06	0.50
14	-F _x -0.3*F _y +ECC5%	574968.50	0.55
15	+F _y -0.3*F _x +ECC5%	331021.13	0.73
16	-F _y -0.3*F _x +ECC5%	376903.78	0.69
17	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	556434.81	0.42
18	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	398087.94	0.50
19	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	230613.11	0.61
20	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	285189.09	0.55
21	+F _x +0.3*F _y -ECC5%	691018.13	0.51
22	-F _x +0.3*F _y -ECC5%	527235.13	0.58
23	+F _y +0.3*F _x -ECC5%	341924.72	0.72
24	-F _y +0.3*F _x -ECC5%	396417.13	0.67
25	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	596779.56	0.41
26	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	408949.63	0.49
27	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	217225.50	0.63
28	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	274108.16	0.56
29	+F _x -0.3*F _y -ECC5%	742721.38	0.49
30	-F _x -0.3*F _y -ECC5%	541993.75	0.57
31	+F _y -0.3*F _x -ECC5%	323402.38	0.74
32	-F _y -0.3*F _x -ECC5%	384300.34	0.68

Tabella 24 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate – 5° TENTATIVO.

Come è possibile notare per tutti i tentativi svolti, i valori di rigidezza globale aumentano man mano che la sezione degli elementi diagonali diventa maggiore, così come i dati di periodo proprio diminuiscono. È possibile notare, inoltre, che

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

anche il valore di accelerazione adimensionalizzata raggiunta nelle varie iterazioni è sempre maggiore, indice del fatto che la struttura composta è in grado di sopportare azioni laterali più grandi.

Unitamente all'incremento di rigidezza vi è un decremento del valore del periodo proprio, infatti i valori della struttura controllata diminuiscono ad ogni iterazione fino a raggiungere valori pari alla metà (5° TENTATIVO) di quelli ottenuti con la sola struttura esistente.

Al fine di avere una più chiara ed immediata valutazione dei valori relativi a tale rigidezza globale, si riportano nei grafici seguenti gli incrementi di rigidezza al variare del controvento utilizzato, rapportandoli nel primo caso alla struttura primaria e nel secondo caso al minimo previsto da normativa NTC-2018 relativamente alle strutture secondarie. Nello specifico, nel primo grafico si diagramma la percentuale di rigidezza che si ottiene in più rispetto alla struttura primaria priva di esoscheletro strutturale, nel secondo caso, invece, la percentuale di rigidezza raggiunta con l'introduzione dell'esoscheletro rispetto ai valori minimi previsti dall'attuale norma tecnica. A titolo di esempio vengono riportati solamente i grafici relativi alla *Pushover* 1 e 3, ovvero relative alle analisi più significative in direzione X ed Y:

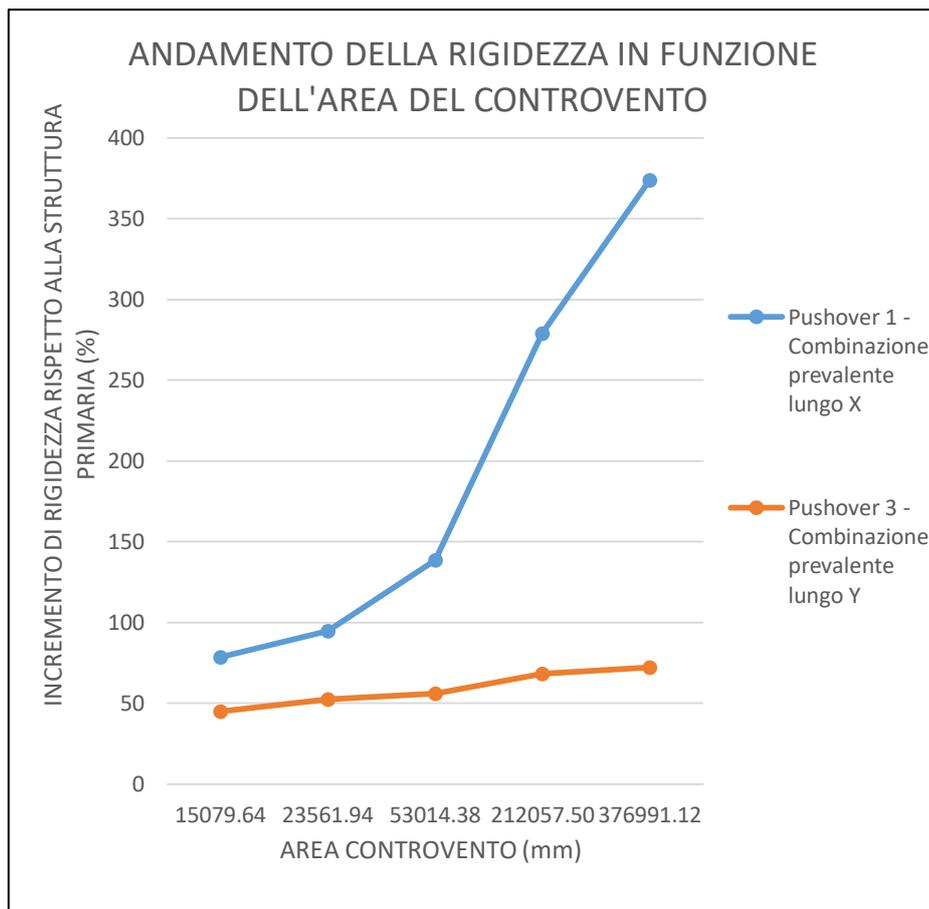


Figura 110 – Incremento di rigidezza rispetto alla struttura primaria.

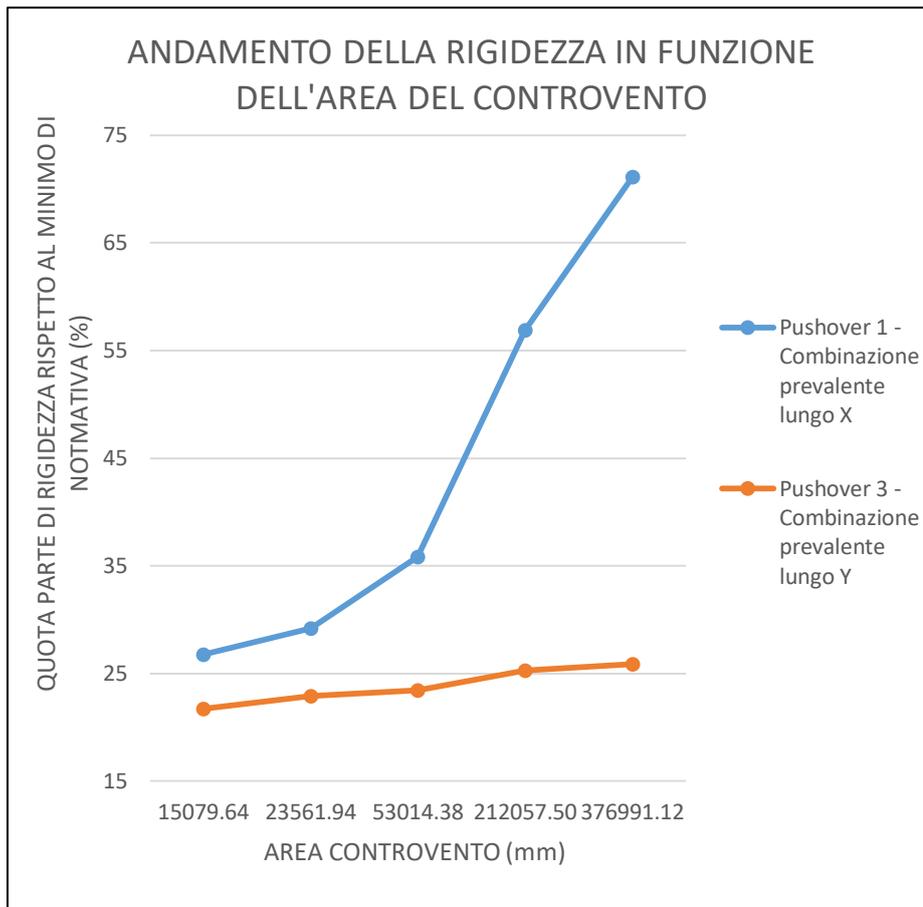


Figura 111 - Andamento della rigidezza in funzione dell'area del controvento considerato.

Complessivamente i grafici riportano l'andamento (in percentuale) della rigidezza in funzione dell'incremento dell'elemento diagonale, i cui valori di sezione utilizzati sono riassunti nella seguente Tabella 25:

CONTROVENTO	AREA (mm)
Sezione da 80 mm di diametro	15079.64
Sezione da 100 mm di diametro	23561.94
Sezione da 150 mm di diametro	53014.38
Sezione da 300 mm di diametro	212057.50
Sezione da 400 mm di diametro	376991.12

Tabella 25 – Aree dei controventi utilizzati.

È importante sottolineare che le curve di entrambi i grafici si presentano essere complessivamente lineari crescenti. Questo è dovuto al fatto che, all'aumentare dell'area del controvento utilizzato, la rigidezza della struttura composta aumenta sempre più, scostandosi dai valori di partenza della struttura primaria pari a

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

114059.12 t/m e 181438.13 t/m per la Pushover 1 e 3 rispettivamente nel primo caso e tendendo al limite di normativa pari a 759633.74 t/m e 1208377.95 t/m nel secondo caso. L'unica particolarità è che in entrambi i grafici l'incremento di rigidezza risulta essere maggiore per la Pushover 1 lungo la direzione X piuttosto che per quella lungo Y.

Tale incremento di rigidezza è importante in quanto permette di scaricare le azioni orizzontali sulla struttura esoscheletrica sempre con una quota maggiore e consente di poter trascurare in termini di rigidezza e resistenza il contributo alle azioni orizzontali offerto da tutti gli elementi che compongono la struttura in calcestruzzo armato.

E' importante evidenziare che l'ultima sezione analizzata nel presente lavoro (5° TENTATIVO – profilo tondo con diametro della sezione pari a 40 cm), nonostante presenti caratteristiche geometriche e dimensionali elevate, non soddisfa i minimi richiesti dall'NTC-2018 relativamente alla rigidezza delle strutture secondarie. Infatti, i 32 valori di rigidezza globale ottenuti tramite analisi *Pushover* sono tutti inferiori ai relativi valori minimi previsti da normativa. Si riportano di seguito i valori di rigidezza imposti dall'attuale NTC-2018 al fine di rendere l'immobile esistente secondario:

CRITERIO DI PROGETTAZIONE DA NTC-2018
Rigidezza (t/m)
759633.74
925332.21
1208377.95
1290814.89
938830.76
1138981.88
1425827.94
1516962.25
777698.46
899489.01
1250884.66
1239917.91
960571.40
1108058.10
1471544.78

1464434.43
899172.19
778532.02
1244034.12
1254440.57
1107687.07
961618.75
1468802.66
1476139.45
924594.15
759631.21
1289935.97
1208804.59
1138078.18
938829.43
1519012.27
1426591.78

Tabella 26 - Valori delle rigidzze dell'immobile esistente per le 32 combinazioni considerate imposte da NTC-2018 al fine di rendere la struttura secondaria.

Per raggiungere tali valori di rigidzza servirebbero sezioni dei controventi maggiori rispetto a quelle precedentemente utilizzate nell'analisi che, oltre a risultare molto grandi e di difficile installazione, sarebbero molto onerose anche dal punto di vista economico. A tal proposito, al fine di rendere la soluzione esoscheletrica effettivamente realizzabile e con sezioni meno ingombranti ed onerose, è importante effettuare una seconda fondamentale valutazione: se si riuscisse a dimostrare che il valore dello spostamento alla testa del singolo pilastro (*drift*) è inferiore allo spostamento limite dato dal prodotto tra la capacità di rotazione totale al raggiungimento della tensione di snervamento del pilastro stesso e la relativa altezza di piano, allora la deformazione dell'elemento strutturale considerato non entrerà mai in campo plastico, ma rimarrà sempre in campo elastico. Ciò significa che il pilastro considerato non svilupperà cerniera plastica e non subirà danno in seguito ad azione orizzontale in quanto la sua deformazione, rimanendo in campo elastico, viene totalmente recuperata.

In seguito a ciò sarebbe possibile allora ridurre le sezioni della struttura esoscheletrica considerata, progettando una costruzione di conseguenza meno

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

rigida ma che, nel complesso, porterebbe benefici anche dal punto di vista economico.

Si è, quindi, deciso di sospendere la ricerca iterativa delle sezioni dei diagonal basando lo studio sulla rigidità globale, preferendo invece quello relativo agli spostamenti di piano. Riguardo tale fondamentale considerazione, l'analisi si è svolta dapprima valutando la capacità di rotazione totale relativa ai pilastri della struttura non controllata ed in seguito si è confrontato tale valore, opportunamente moltiplicato per l'altezza del piano considerato, con lo spostamento alla testa del pilastro allo SLV ottenuto dall'analisi dinamica lineare. Nello specifico, sono stati determinati sia i valori della struttura non controllata che quelli relativi alla struttura controllata, partendo dalla sezione con controvento minore.

Come per i valori di rigidità globale, anche i valori relativi alla capacità di rotazione (ϑ_y) sono calcolati attraverso l'utilizzo dell'analisi *Pushover*. Nel caso in esame, è stato riscontrato che, per tutte le 32 combinazioni delle azioni considerate, l'unico pilastro che arriva a plasticizzazione è l'asta n. 2201, situata tra le quote 20.4 m e 24.7 m. Infatti, è stato verificato che tutti gli altri elementi strutturali che arrivano a plasticizzazione sono elementi orizzontali, quali le travi in elevazione.

Relativamente a tale pilastro in calcestruzzo armato, si riportano inizialmente i valori di capacità rotazionale relativi alla struttura non controllata:

STRUTTURA NON CONTROLLATA	
Tipologia di collasso	FLESSIONE FRAGILE
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 4	RsXin = 0.6219
	RsYin = 0.3492
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 12	RsXin = 0.6210
	RsYin = 0.3481
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 16	RsXin = 0.6211
	RsYin = 0.3482
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 20	RsXin = 0.6216

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

	RsYin = 0.3430
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 24	RsXin = 0.6217
	RsYin = 0.3432
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 26	RsXin = 0.6167
	RsYin = 0.3568
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 28	RsXin = 0.6207
	RsYin = 0.3515
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 30	RsXin = 0.6173
	RsYin = 0.3576
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000
Tipologia e capacità di rotazione (%) Pushover 32	RsXin = 0.6209
	RsYin = 0.3518
	RsXfin = 0.0000
	RsYfin = 0.0000

Tabella 27 – Valori di capacità di rotazione totale al raggiungimento della tensione di snervamento relativi alla struttura non controllata.

Dove RsXin ed RsYin sono rispettivamente la capacità di rotazione allo snervamento dell'estremo iniziale rispetto agli assi X ed Y, mentre RsXfin ed RsYfin sono le corrispettive rotazioni allo snervamento dell'estremo finale.

Al fine di confrontare tali valori con lo spostamento del pilastro valutato con analisi dinamica lineare, dapprima si è considerato tra essi il valore di capacità di rotazione minore ed in seguito si è moltiplicato tale risultato per l'altezza di piano in cui si trova il pilastro in esame che rappresenta lo spostamento limite al di sotto del quale non si realizza la cerniera plastica:

1. Il minimo valore di capacità rotazionale allo snervamento risulta pari a 0.3430%;
2. Il valore dell'altezza di piano relativa al pilastro considerato è stata valutata come differenza tra le quote dei nodi del pilastro. Essa risulta pari a:

$$24.7 - 20.4 = 4.3 \text{ m}$$

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Ma analizzando attentamente il modello della struttura in calcestruzzo armato, è risultato evidente che da tale valore (4.3 m) è stata sottratta l'altezza della trave congiungente nel medesimo nodo. A tal proposito, allora, nelle seguenti verifiche è stata ipotizzata un'altezza del pilastro pari a circa:

$$4.3 \text{ m} - 0.40 \text{ m} = 3.9 \text{ m}$$

3. Il valore dello spostamento limite dell'elemento in esame per rimanere in campo elastico risulta essere pari a:

$$3900 * 0.3430\% = 13.38 \text{ mm.}$$

A questo punto è stato confrontato tale valore limite con lo spostamento in testa al pilastro in esame allo SLV ottenuto per la struttura primaria; si considera tale SLV in quanto caratterizzato da una sollecitazione più gravosa e, quindi, valori di spostamento maggiori rispetto agli altri stati limite.

Il software di calcolo restituisce a tal proposito due valori di spostamento alla testa del pilastro (calcolati considerando la NTC-2018 al par. 7.3.3.3): uno riguardante la componente massima in direzione X dello spostamento allo SLV e l'altro attribuito alla componente massima in direzione Y. Tali valori, però, sono riferiti alla base della struttura, quindi vanno sottratti da essi le quantità di spostamento relative al nodo all'altezza immediatamente inferiore. Ne consegue, quindi, che nel caso della struttura primaria, gli spostamenti massimi allo SLV alla testa del pilastro in esame nelle due direzioni X ed Y risultano pari a:

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA PRIMARIA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	74.70	SpMAX X (mm)	60.58	14.12
SpMAX Y (mm)	74.37	SpMAX Y (mm)	62.46	11.91

Tabella 28 – Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura primaria.

Ragionando a favore di sicurezza, lo spostamento da considerare per il confronto con quello limite è il maggiore dei due, ovvero 14.12 mm.

$$14.12 \text{ mm} > 13.38 \text{ mm} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Essendo lo spostamento in testa al pilastro (*drift*) valutato con analisi dinamica lineare maggiore rispetto allo spostamento limite ottenuto tramite la capacità di

rotazione allo snervamento, ne consegue che nel caso in esame relativo alla struttura primaria l'elemento pilastro considerato arriva a plasticizzazione.

Prima di proseguire con l'analisi dell'immobile in presenza dell'esoscheletro strutturale, è opportuno analizzare dal punto di vista teorico i passaggi effettuati.

A livello normativo la valutazione della capacità di rotazione al raggiungimento della tensione di snervamento (ϑ_y) è definita, per travi e pilastri, all'interno della circolare esplicativa come:

$$\vartheta_y = \Phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \Phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Dove Φ_y è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione terminale, h è l'altezza della sezione, d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali ed f_y ed f_c sono la tensione di snervamento dell'acciaio longitudinale in MPa e la resistenza a compressione del calcestruzzo rispettivamente, ottenute come media delle prove in sito e successivamente divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

Tale valore di capacità è riferito allo SLD, stato limite in cui gli elementi strutturali lavorano in campo elastico ed il cui collasso è associato allo snervamento di una o più sezioni.

È importante analizzare il concetto di curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento, poiché tale parametro, dipendente dal valore del momento sollecitante agente sulla sezione dell'elemento strutturale considerato, permette di calcolare la capacità di una sezione di esibire rotazioni in campo plastico. Essendo rapportato al valore del momento mediante la definizione dei diagrammi momento – curvatura, fornisce importanti informazioni sulla duttilità di una sezione (nello specifico in calcestruzzo armato). La duttilità è il rapporto tra la deformazione ultima e quella di snervamento, ovvero misura l'entità delle capacità deformative oltre il limite elastico del materiale prima che si raggiunga la rottura definitiva. Più alto è il valore della duttilità, maggiore è la capacità del materiale di deformarsi e quindi di dissipare energia prima del collasso.

Tra i fattori che più influenzano dette curve è presente lo sforzo normale che nel caso in esame risulta essere di fondamentale importanza poiché costituisce la sollecitazione prevalente agente sul pilastro in esame. Si riporta nella seguente Figura 112 la rappresentazione della variazione del legame momento – curvatura al variare dello sforzo normale agente su una generica sezione in calcestruzzo armato:

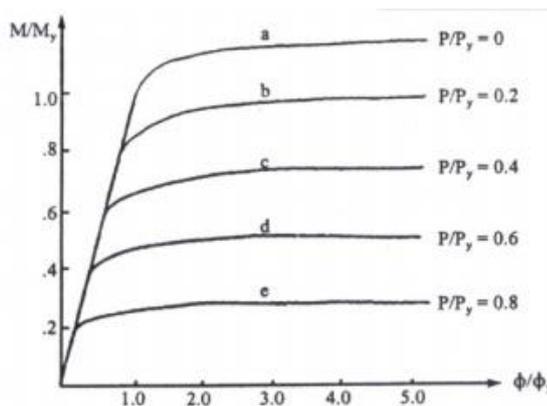


Figura 112 – Diagramma momento-curvatura al variare dello sforzo normale.

Come si evince dal grafico, all'aumentare dello sforzo normale che sollecita una determinata sezione, si manifesta una diminuzione del momento resistente, ovvero una diminuzione della duttilità, unitamente al raggiungimento di una rottura sempre più fragile del materiale. Quindi, relativamente al pilastro in esame potremmo arrivare a plasticizzazione anche senza momento poiché si può plasticizzare per solo sforzo normale. Le plasticizzazioni che riguardano elementi fragili provocano la crisi immediata dell'elemento con possibilità di crollo di tutta la struttura.

Il concetto di duttilità, quindi, è fondamentale quando si considerano strutture in presenza dell'azione sismica, in quanto è definita come la proprietà di alcuni materiali di cedere solo dopo aver subito una grande deformazione plastica. Essa è legata alle capacità dissipative del materiale e, quindi, della struttura e condiziona in modo determinante la resistenza alle azioni sismiche.

Valutando, quindi, nel presente lavoro la capacità di rotazione allo snervamento possiamo risalire alla deformazione (spostamento) che esso subisce, ovvero alle sue risorse duttili nel momento in cui si sviluppa la cerniera plastica

ed entra in campo plastico. Uscire dal campo elastico significa non possedere più margini di sicurezza e provocare danni permanenti all'elemento in esame.

La nuova NTC-2018 porge particolare attenzione agli aspetti che riguardano la duttilità, specie in merito a strutture soggette ad azioni sismiche. Infatti, nella progettazione di un intervento su una costruzione esistente in calcestruzzo armato in presenza di azione sismica, è necessario valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati ed i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazioni o deformazioni anche in campo anelastico. Sfruttare la risposta post-elastica permette un maggiore sfruttamento dei materiali con conseguente risparmio nelle quantità impegnate, ma significa anche accettare l'evenienza che si possa verificare un danneggiamento permanente, essendo i fenomeni post-elastici di tipo non conservativo e irreversibile.

Come precedentemente accennato, tale analisi degli spostamenti di piano (*drift*) è stata effettuata anche per la costruzione controllata con esoscheletro strutturale al fine di confrontare ed evidenziare le differenze ed i benefici che apporta l'intervento di adeguamento sismico. Come per la valutazione della rigidezza, anche in tale caso gli spostamenti di piano alla testa del pilastro allo SLV sono stati valutati per tutte le tipologie di controvento ipotizzate. Si riassumono brevemente nel seguito i risultati ottenuti:

1° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 8 cm.

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA CONTROLLATA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	60.50	SpMAX X (mm)	50.18	10.32
SpMAX Y (mm)	67.67	SpMAX Y (mm)	56.66	11.01

Tabella 29 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – 1° TENTATIVO.

$11.01 \text{ mm} < 13.38 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

2° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 10 cm.

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA CONTROLLATA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	58.52	SpMAX X (mm)	48.82	9.70
SpMAX Y (mm)	74.65	SpMAX Y (mm)	62.61	12.04

Tabella 30 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – 2° TENTATIVO.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

12.04 mm > 13.38 mm → VERIFICATO

3° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 15 cm.

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA CONTROLLATA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	56.14	SpMAX X (mm)	47.32	8.82
SpMAX Y (mm)	90.64	SpMAX Y (mm)	77.37	13.27

Tabella 31 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – 3° TENTATIVO.

13.27 mm > 13.38 mm → VERIFICATO

4° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 30 cm.

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA CONTROLLATA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	41.83	SpMAX X (mm)	35.81	6.02
SpMAX Y (mm)	72.15	SpMAX Y (mm)	60.82	11.33

Tabella 32 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – 4° TENTATIVO.

11.33 mm > 13.38 mm → VERIFICATO

5° TENTATIVO: profilo tondo con diametro della sezione pari a 40 cm.

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA CONTROLLATA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	36.39	SpMAX X (mm)	31.41	4.98
SpMAX Y (mm)	64.66	SpMAX Y (mm)	54.89	9.77

Tabella 33 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – 5° TENTATIVO.

9.77 mm > 13.38 mm → VERIFICATO

Come è possibile notare per tutti i tentativi svolti, i valori di spostamento di piano in testa al pilastro risultano minori di quelli ottenuti per la sola struttura esistente. Tale dato è fondamentale in quanto ci assicura che, per tutte le tipologie di controvento implementate nell'analisi, il pilastro considerato non forma la cerniera plastica e, di conseguenza, non arriva a plasticizzazione.

Unitamente a ciò è importante analizzare nello specifico quello che accade nelle due direzioni, in quanto la struttura, non essendo regolare e simmetrica, si comporta in maniera differente lungo X o lungo Y. È stato evidenziato, infatti, che

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

lungo la direzione X vi è un progressivo decremento del valore di spostamento con l'aumentare della sezione del controvento utilizzato. Si passa, nello specifico, da spostamenti pari a 10.32 mm per il diagonale di 80 mm a valori pari a 4.98 mm per controventi di 400 mm. Al contrario, lungo la direzione Y, l'andamento degli spostamenti risulta essere alquanto variabile: dopo un primo decremento rispetto alla struttura esistente con i controventi di 80 mm (spostamento pari ad 11.01 mm), il valore del *drift* di piano torna ad aumentare fino ad un valore di 13.27 mm utilizzando diagonali di 150 mm. Lo spostamento torna, infine, a diminuire fino ad un minimo di 9.77 mm con la sezione del diagonali pari a 400 mm. Infatti, nonostante la struttura stia diventando via via sempre più rigida e l'edificio si sviluppa prevalentemente lungo X, aumentando la rigidezza aumentano anche le forze sismiche. Tale fattore risulta evidente confrontando gli spettri di progetto dell'edificio esistente e della medesima struttura in seguito ad intervento di adeguamento (si considera in tale caso lo spettro relativo alla struttura esoscheletrica con diagonali di 150 mm di diametro).

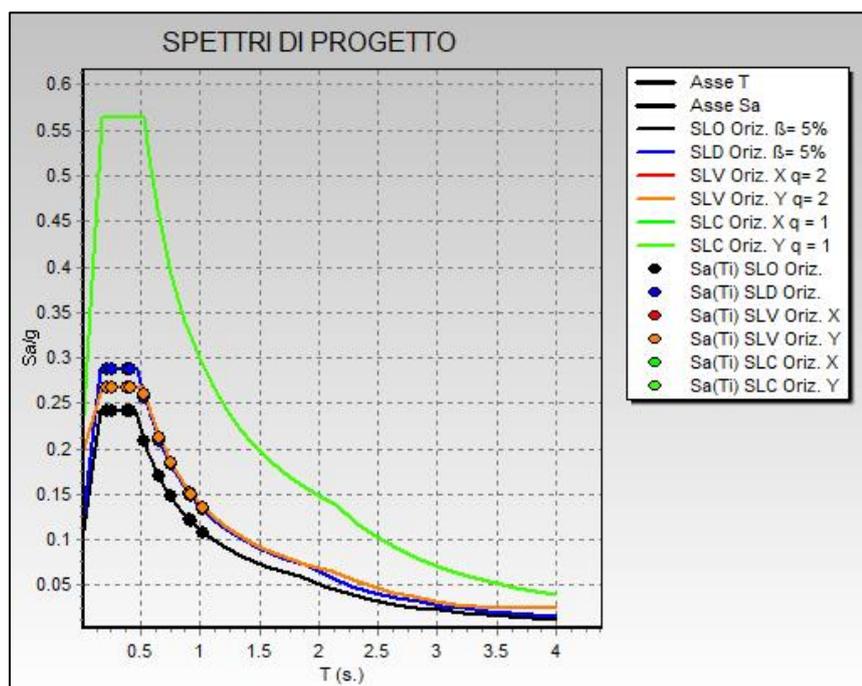


Figura 113 - Spettri di progetto relativi alla struttura primaria.

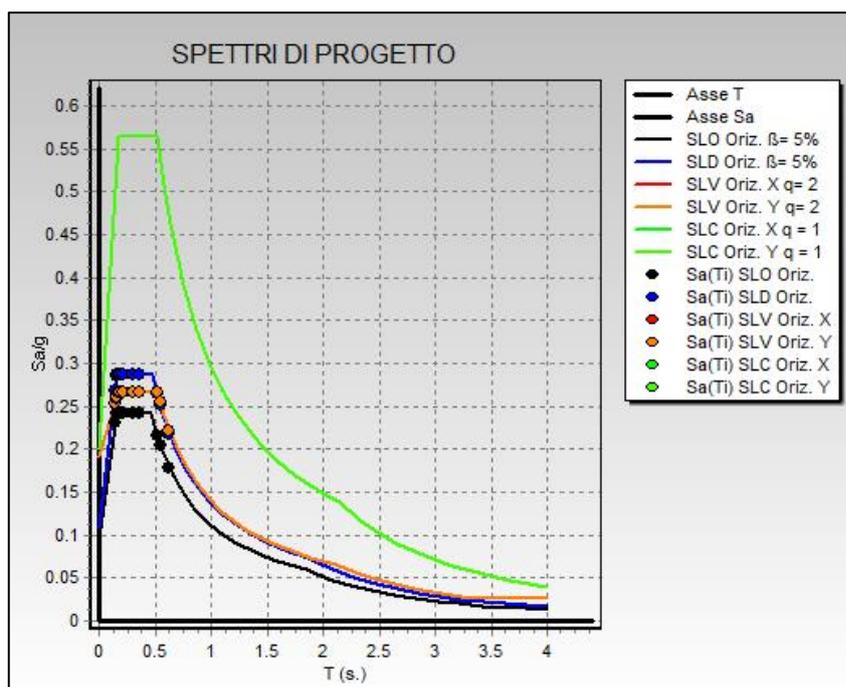


Figura 114 - Spettri di progetto relativi alla struttura controllata con controvento da 150 mm di diametro.

Mentre per la struttura non controllata i primi modi di vibrare si trovano ancora sul ramo discendente della curva, per quella controllata essi si sono spostati verso sinistra dove c'è il plateau. Tale punto dello spettro, a differenza del precedente, presenta livelli di accelerazione maggiore e, di conseguenza, valori maggiori delle forze sismiche, cioè valori maggiori di sollecitazioni taglianti.

A livello teorico tale concetto è chiaramente espresso dal seguente importante grafico:

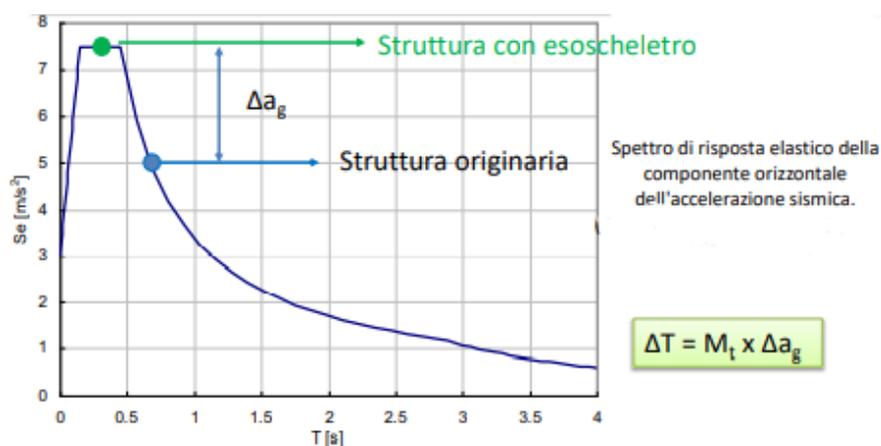


Figura 115 – Spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'accelerazione sismica.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Irrigidendo la struttura originaria con un sistema esoscheletrico il pallino relativo al modo di vibrare della struttura sale lungo la curva raggiungendo il plateau. I valori di accelerazione in tale zona risultano maggiori di quelli relativi alla struttura originaria di un certo delta (Δa_g). Di conseguenza, le forze sismiche agenti sulla struttura vengono aumentate ed i valori corrispondenti a tali incrementi di forze (incremento di taglio) sono ottenuti moltiplicando il valore relativo al delta di accelerazione per la massa eccitata per quel singolo modo di vibrare. Essendo, quindi, le forze sismiche maggiori e, di conseguenza le forze orizzontali maggiori, saranno più grandi anche gli spostamenti che si ottengono sulla struttura. Quindi, è proprio tale incremento di forze orizzontali che “giustifica”, nonostante l’incremento di rigidezza, l’incremento degli spostamenti. Solamente se le forze sismiche fossero state costanti ed aumentando la rigidezza strutturale gli spostamenti sarebbero conseguentemente diminuiti in modo pressoché lineare. In definitiva, nonostante la rigidezza della struttura aumenti, possono incrementare anche certi valori degli spostamenti.

Al fine di avere una più chiara ed immediata valutazione dei valori relativi a tali spostamenti di piano, si riportano nei grafici successivi sia la verifica dei *drift* di piano rispetto al valore limite per le due direzioni, sia l’andamento degli spostamenti lungo X e lungo Y al crescere della sezione del controvento utilizzata nell’analisi:

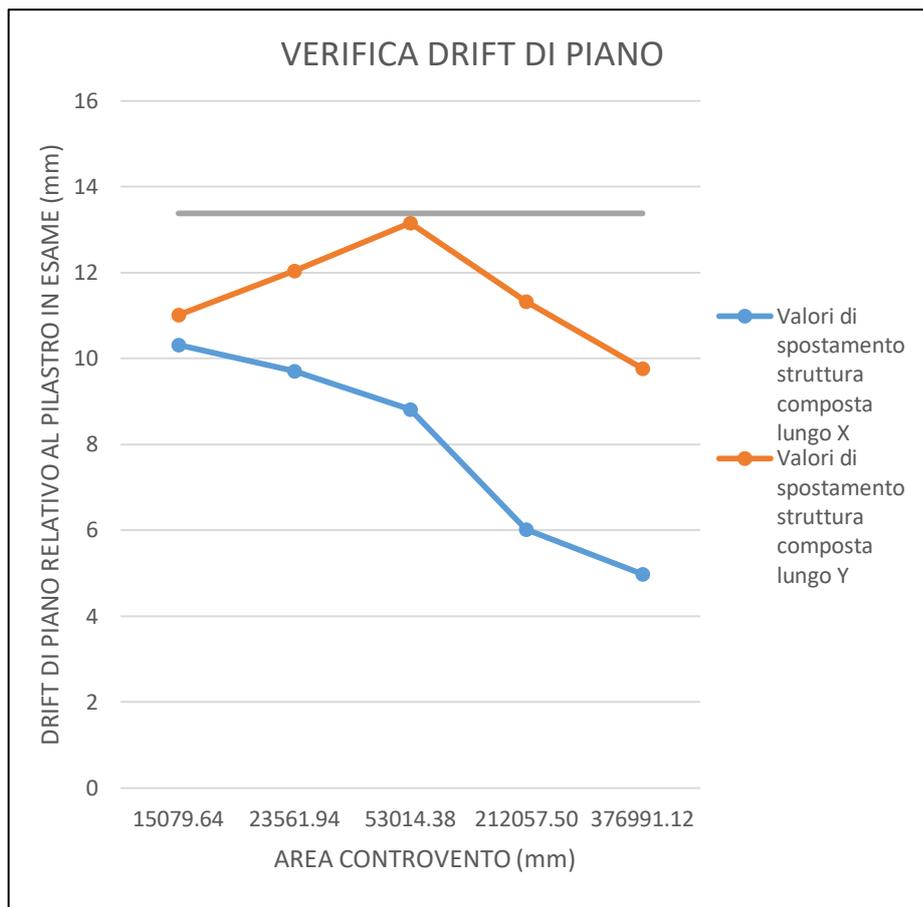


Figura 116 – Verifica drift di piano rispetto al valore limite.

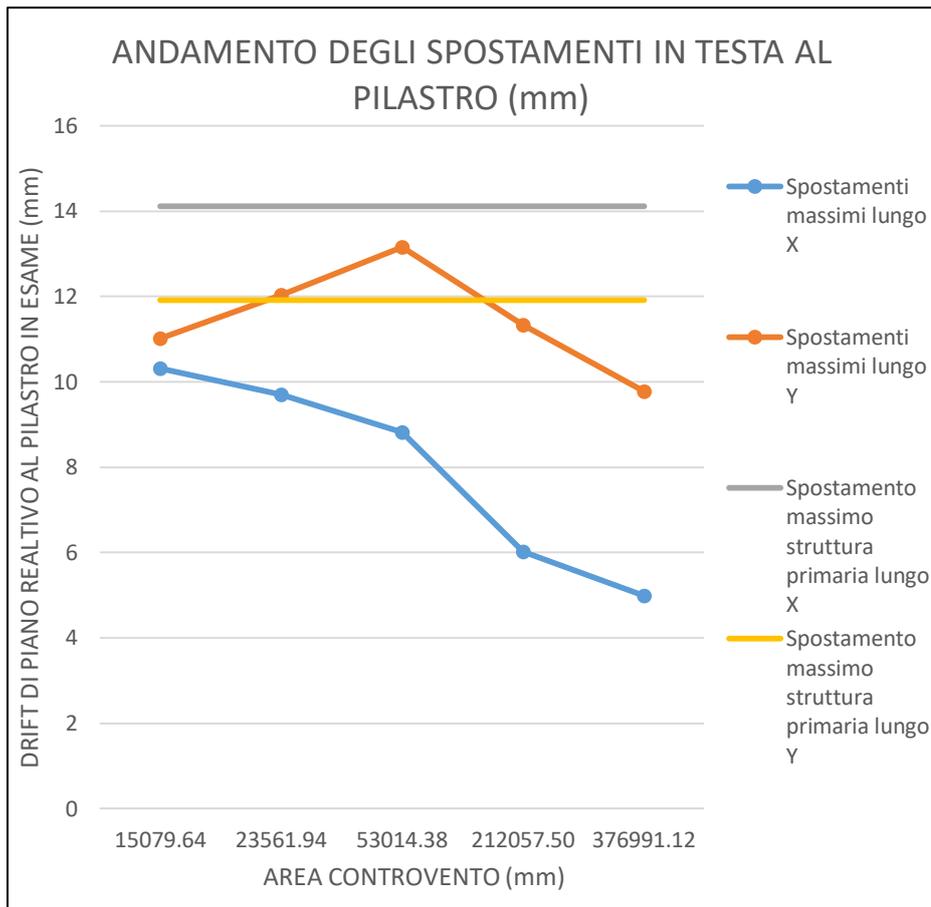


Figura 117 – Andamento degli spostamenti in testa al pilastro considerato.

Nel primo grafico risulta chiaramente che per tutte le tipologie di controvento utilizzate il valore dello spostamento in testa al pilastro è inferiore allo spostamento limite pari a 13.38 mm, sia per gli spostamenti lungo la direzione X che per quelli lungo Y. Ne consegue, quindi, che anche per la tipologia di controvento più snello il pilastro in esame non entra in campo plastico, ovvero la sua deformazione in seguito ad una sollecitazione orizzontale rimane in campo elastico e viene totalmente recuperata al cessare dell’azione.

Il secondo grafico, invece, raffigura l’andamento degli spostamenti lungo le due direzioni nei confronti della struttura primaria esistente: mentre per quelli lungo X l’andamento della curva è lineare decrescente, mostrando valori tutti inferiori a quello relativo alla struttura primaria pari a 14.12 mm, gli spostamenti lungo la direzione Y presentano un andamento differente con un picco in corrispondenza

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

del controvento di 150 mm di diametro. La ragione di tale comportamento è stata dettagliatamente descritta precedentemente.

È possibile concludere, quindi, che grazie all'inserimento di una struttura esoscheletrica, non solo gli spostamenti di piano (*drift*) sono diminuiti all'aumentare della sezione dei controventi considerati, ma la deformazione del singolo elemento non entra in campo plastico. La deformazione rimane in campo elastico, ovvero essa è totalmente recuperata al cessare dell'azione sismica orizzontale.

In seguito alle considerazioni effettuate relativamente alla rigidità strutturale ed alla valutazione degli spostamenti per il controllo della plasticizzazione degli elementi strutturali, è possibile concludere affermando che sarebbe opportuno rivalutare l'importanza data al concetto di rigidità strutturale, soprattutto per quanto riguarda la normativa. Infatti, è stato dimostrato che con strutture in calcestruzzo armato in presenza di setti, la rigidità dell'immobile esistente è molto elevata ed al fine di progettare un intervento di adeguamento (e quindi rendere la struttura esistente come secondaria) occorrerebbero esoscheletri enormi ed irrealizzabili per soddisfare i minimi richiesti dall'attuale NTC-2018. Al contrario, se si basasse la progettazione della struttura esoscheletrica sugli spostamenti di piano, si potrebbe incrementare la sicurezza di un immobile esistente progettando sicuramente strutture più leggere e meno onerose anche dal punto di vista economico, ma che sicuramente apporterebbero benefici alla struttura da adeguare. Nello specifico, basando la progettazione sugli spostamenti di piano si eviterebbe la plasticizzazione degli elementi in calcestruzzo armato presenti in seguito a sollecitazione sismica.

Quindi, pur non raggiungendo la struttura composta una rigidità pari all'85% di quella della struttura di partenza così come previsto da NTC-2018, comunque la struttura esoscheletrica che si andrebbe a realizzare limiterebbe i valori dei *drift* di piano in modo tale da non far plasticizzare gli elementi esistenti in calcestruzzo armato dell'immobile di partenza.

4.2.2.1 OTTIMIZZAZIONE DELLA SEZIONE DEI CONTROVENTI

Stanti le precedenti considerazioni relativamente al concetto di rigidezza globale e di spostamento di piano, è stato possibile giungere alla configurazione finale minima della sezione del controvento che assicura il rispetto delle precedenti assunzioni riguardo gli spostamenti di piano. È stato verificato, infatti, che anche ipotizzando una sezione in acciaio da carpenteria S235 di diametro 60 mm e spessore pari alla metà, il pilastro precedentemente esaminato non si plasticizza e rimane in campo elastico.

La sezione del controvento utilizzato è schematizzata nella seguente Figura 118:

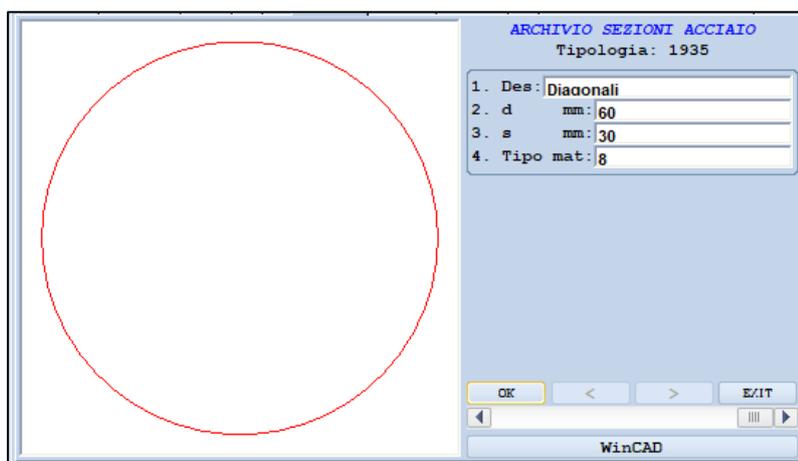


Figura 118 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica – 60 mm di diametro.

Anche per l'esoscheletro con tale tipologia di controvento sono state svolte, analogamente ai casi precedenti, le analisi dinamica lineare e *Pushover* al fine di determinarne:

- la rigidezza strutturale;
- le capacità di rotazione allo snervamento (ϑ_y);
- gli spostamenti in testa al pilastro considerato nell'analisi (*drift*).

Per quanto riguarda l'analisi di tipo statico non lineare (*Pushover*), essa ha fornito i seguenti risultati relativamente alla rigidezza strutturale ed alla capacità rotazionale (ϑ_y):

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

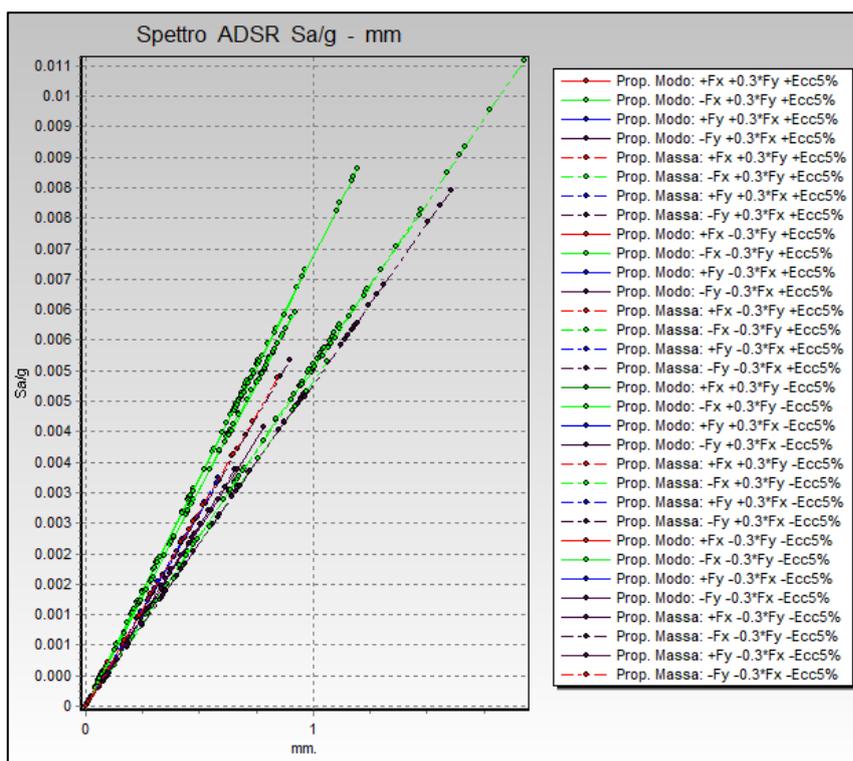


Figura 119 – Curve ADSR struttura controllata – controventi di 60 mm di diametro.

STRUTTURA CONTROLLATA – CONTROVENTI DI 60 mm DI DIAMETRO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+Fx+0.3*Fy+ECC5%	188781.73	0.75
2	-Fx+0.3*Fy+ECC5%	199901.84	0.73
3	+Fy+0.3*Fx+ECC5%	259572.70	0.72
4	-Fy+0.3*Fx+ECC5%	218352.28	0.76
5	+Fx+0.3*Fy+ECC5%	234261.70	0.87
6	-Fx+0.3*Fy+ECC5%	247086.98	0.85
7	+Fy+0.3*Fx+ECC5%	282806.28	0.79
8	-Fy+0.3*Fx+ECC5%	259775.45	0.83
9	+Fx-0.3*Fy+ECC5%	189669.92	0.75
10	-Fx-0.3*Fy+ECC5%	196890.38	0.74
11	+Fy-0.3*Fx+ECC5%	222154.45	0.77
12	-Fy-0.3*Fx+ECC5%	234967.16	0.75
13	+Fx-0.3*Fy+ECC5%	235455.34	0.87
14	-Fx-0.3*Fy+ECC5%	242715.06	0.85
15	+Fy-0.3*Fx+ECC5%	260071.72	0.83
16	-Fy-0.3*Fx+ECC5%	278620.78	0.80
17	+Fx+0.3*Fy-ECC5%	198613.08	0.73

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

18	-Fx+0.3*Fy-ECC5%	189981.95	0.75
19	+Fy+0.3*Fx-ECC5%	235479.31	0.74
20	-Fy+0.3*Fx-ECC5%	241285.46	0.73
21	+Fx+0.3*Fy-ECC5%	245172.56	0.85
22	-Fx+0.3*Fy-ECC5%	236736.03	0.86
23	+Fy+0.3*Fx-ECC5%	279643.03	0.80
24	-Fy+0.3*Fx-ECC5%	262197.63	0.82
25	+Fx-0.3*Fy-ECC5%	199571.42	0.73
26	-Fx-0.3*Fy-ECC5%	189285.80	0.75
27	+Fy-0.3*Fx-ECC5%	221496.15	0.73
28	-Fy-0.3*Fx-ECC5%	236479.16	0.78
29	+Fx-0.3*Fy-ECC5%	246441.08	0.85
30	-Fx-0.3*Fy-ECC5%	234698.22	0.87
31	+Fy-0.3*Fx-ECC5%	257673.97	0.83
32	-Fy-0.3*Fx-ECC5%	280884.63	0.79

Tabella 34 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate - controventi di 60 mm di diametro.

Come è possibile analizzare, i valori di rigidezza strutturale e periodo proprio ottenuti con un controvento di 60 mm di diametro sono in linea con i risultati ottenuti nelle analisi precedenti. Nel primo caso, infatti, i valori di rigidezza sono sia maggiori di quelli relativi all'edificio non controllato, sia minori di quelli ottenuti con una struttura esoscheletrica realizzata con controvento di 80 mm di diametro. Il contrario vale, invece, per i valori di periodo proprio che risultano minori rispetto a quelli della struttura priva di esoscheletro ma maggiori rispetto all'analisi con controvento leggermente più grande.

Al fine di avere una più immediata visualizzazione dei risultati ottenuti, si riporta nella seguente Figura 119 l'andamento della rigidezza al variare del controvento utilizzato:

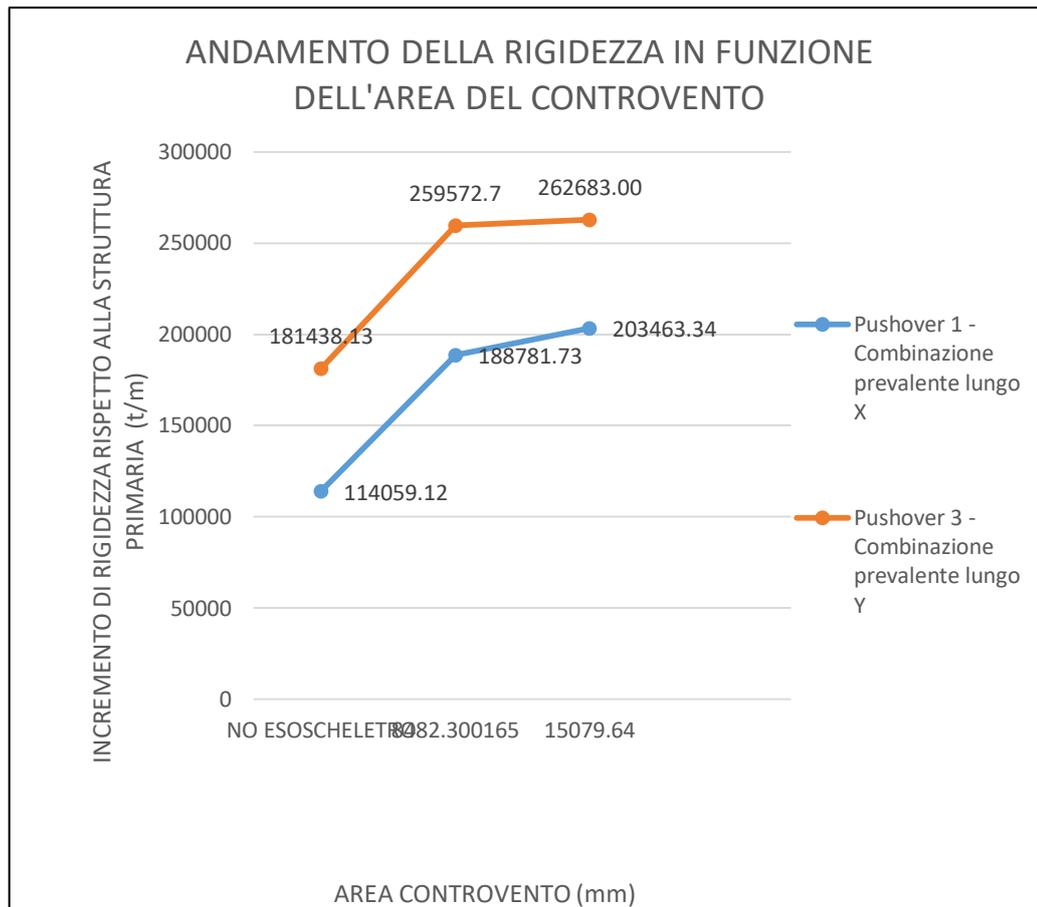


Figura 120 - Incremento di rigidezza rispetto alla struttura primaria.

Come ci si aspettava, tali valori non raggiungono i minimi previsti dalla normativa, di conseguenza sono state valutate gli spostamenti in testa al pilastro in esame.

Per la struttura non controllata il valore limite della capacità rotazionale allo snervamento era stato valutato pari allo 0.343%, ottenendo uno spostamento limite del pilastro pari a 13.38 mm. Nel caso in esame, gli spostamenti in testa al pilastro, valutati con analisi dinamica lineare, sono risultati pari a:

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA PRIMARIA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	69.69	SpMAX X (mm)	57.51	12.18
SpMAX Y (mm)	66.30	SpMAX Y (mm)	55.45	10.85

Tabella 35 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – controvento di 60 mm di diametro.

Gli spostamenti ottenuti sono risultati essere al contempo minori di quelli del solo immobile esistente in calcestruzzo armato e maggiori di quelli ottenuti con una sezione più grande del diagonale, ad eccezione degli spostamenti lungo Y che risultano di poco maggiori (il motivo di tale differenza è il medesimo descritto precedentemente). Si riportano nei seguenti grafici i risultati ottenuti al fine di averne un confronto più immediato:

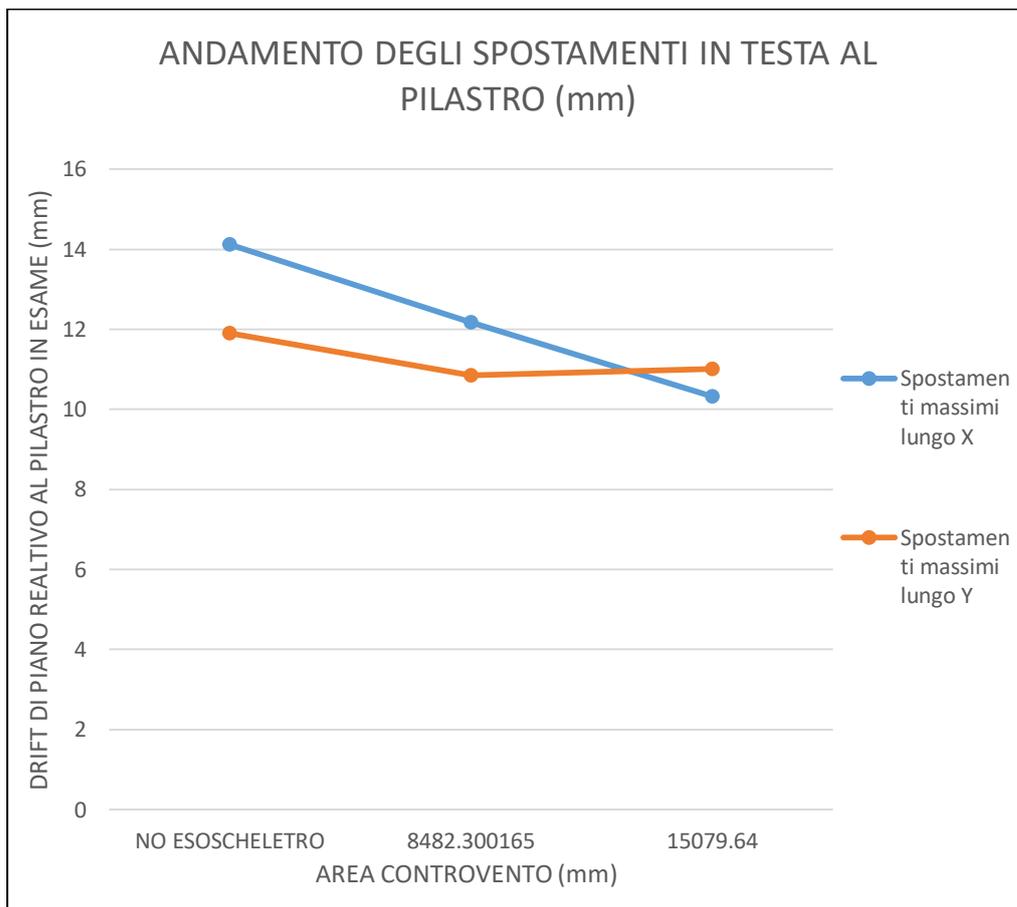


Figura 121 - Andamento degli spostamenti in testa al pilastro considerato.

Ragionando a favore di sicurezza, è stato confrontato il maggiore dei due spostamenti ottenuti con il valore limite imposto dalla struttura esistente ed anche in tale caso la verifica risulta soddisfatta.

$$12.18 \text{ mm} > 13.38 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Analogamente ai casi precedenti, infatti, in entrambe le direzioni X ed Y gli spostamenti massimi risultano minori di quello limite relativo alla struttura non controllata, come evidenziato nella successiva Figura 122:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

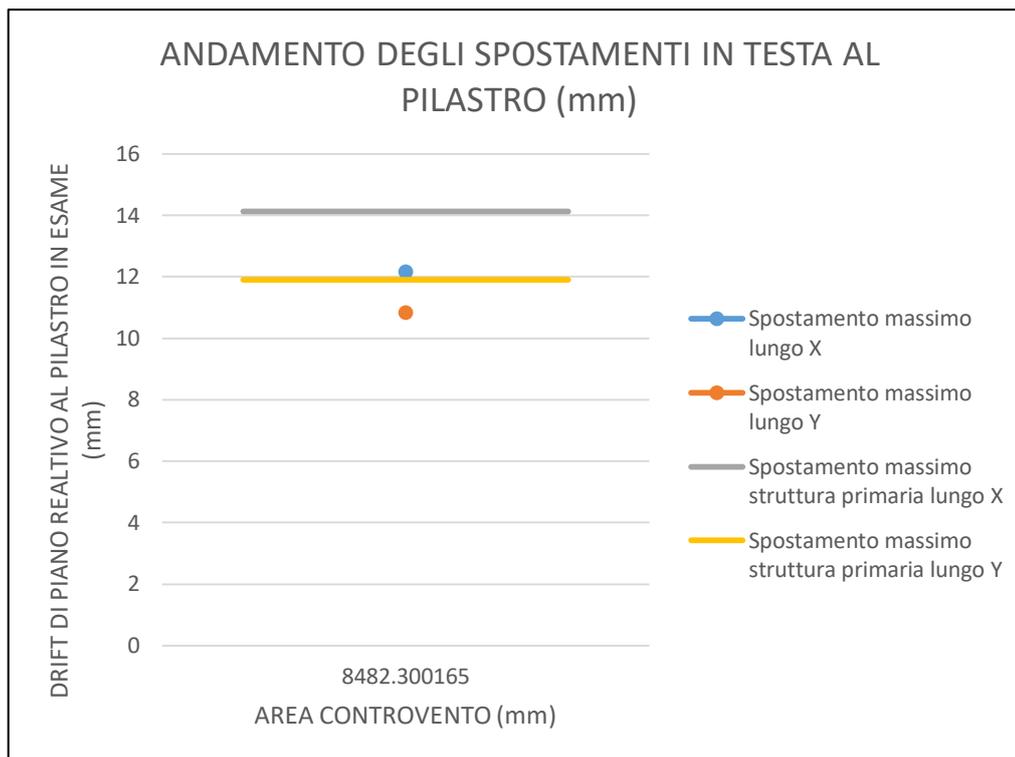


Figura 122 - Verifica drift di piano rispetto al valore limite.

Essendo gli spostamenti in testa al pilastro (*drift*) entrambi inferiori al valore limite, ne consegue che il pilastro in esame non forma cerniera plastica in seguito ad azioni orizzontali e, quindi, non raggiunge la plasticizzazione.

In definitiva, è stato dimostrato che, anche utilizzando una tipologia di controvento con sezione inferiore rispetto a quelle sinora utilizzate, si ottiene un incremento di rigidezza non sufficiente a raggiungere i limiti imposti dall'attuale normativa, ma i *drift* di piano vengono comunque ridotti di una quota tale da permettere agli elementi strutturali di non entrare in campo plastico. In conseguenza a ciò, la sezione del controvento da poter utilizzare per un eventuale intervento di adeguamento sismico potrebbe essere quella che presenta un diametro della sezione pari a 60 mm (tubo tondo di 30 mm di spessore).

Sono state effettuate le verifiche anche con controventi pari a 50 mm di diametro ma gli spostamenti in testa al pilastro esaminato non rispettavano i limiti imposti dalla struttura esistente. Pertanto tale sezione più snella è da considerarsi inaccettabile per il caso studio in esame.

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

CAPITOLO 5: CONFIGURAZIONE FINALE DELL'ESOSCHELETRO STRUTTURALE RELATIVO AL CASO STUDIO "PIASTRA POLIFUNZIONALE"

In seguito agli importanti risultati ottenuti, è possibile, come conclusione del presente lavoro di tesi, ipotizzare la struttura esoscheletrica finale per il caso studio considerato riguardante l'intervento di adeguamento sismico per l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma. Lo studio e la progettazione dell'esoscheletro finale ha seguito lo stesso procedimento illustrato nei capitoli precedenti ed, analogamente al caso del solo immobile esistente in calcestruzzo armato, è stata studiata anche tale struttura composta, ma, a differenza della precedente analisi, si è considerato solamente lo studio della struttura dal punto di vista delle azioni orizzontali in quanto il progetto di adeguamento riguarda tale tipologia di sollecitazione e non quelle gravitazionali dovute ai carichi verticali. Dopo la modellazione sul software CDS Win (release 2020), è stata quindi svolta sia l'analisi dinamica lineare sia l'analisi non lineare di tipo *Pushover*.

L'unica differenza rispetto ai casi precedenti è che si è scelto di modellare elementi strutturali il più possibile vicini alla realtà, ovvero sono state ipotizzate sezioni consone al caso studio analizzato, più snelle e con dimensioni minori. Tale fattore è molto importante in quanto permette di realizzare una struttura sicuramente meno onerosa dal punto di vista economico. La conformazione finale dell'immobile oggetto di studio presenta, quindi, il seguente aspetto:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

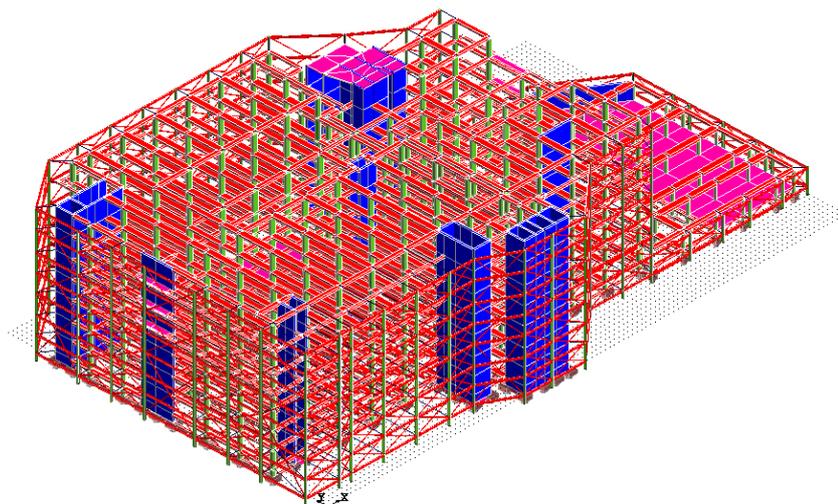


Figura 123 - Modello tridimensionale struttura composta finale: geometria e discretizzazione degli elementi strutturali (vista Nord).

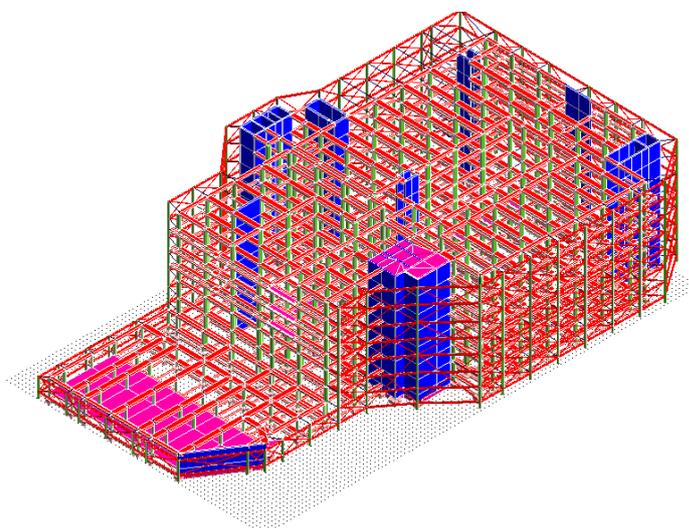


Figura 124 - Modello tridimensionale struttura composta finale: geometria e discretizzazione degli elementi strutturali (vista Sud).

Nello specifico, la tipologia degli elementi strutturali scelta nella modellazione comprende:

- travi in elevazione del tipo IPE300;
- pilastri del tipo HEA300;
- elementi diagonali di controvento del tipo TUBO TONDO di diametro pari a 60 mm.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Come per i casi precedenti, tutti gli elementi sono stati ipotizzati in acciaio da carpenteria del tipo S235.

Si riportano nel seguito le immagini relative alle sezioni degli elementi strutturali utilizzate nella modellazione:

TRAVI IN ELEVAZIONE

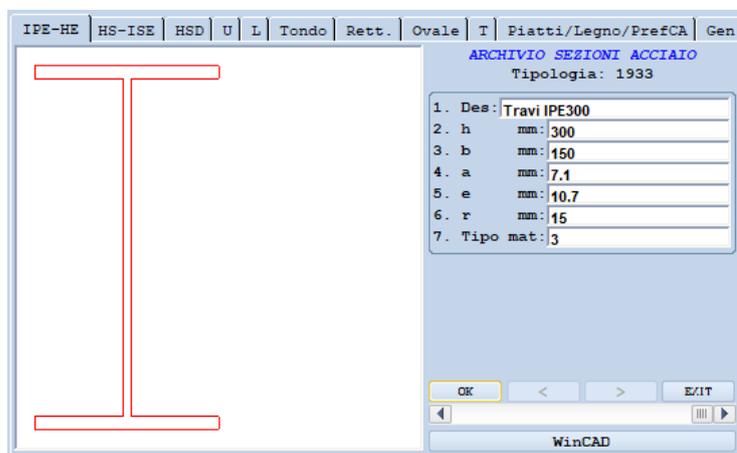


Figura 125 – Sezione delle travi in elevazione della struttura esoscheletrica finale.

PILASTRI

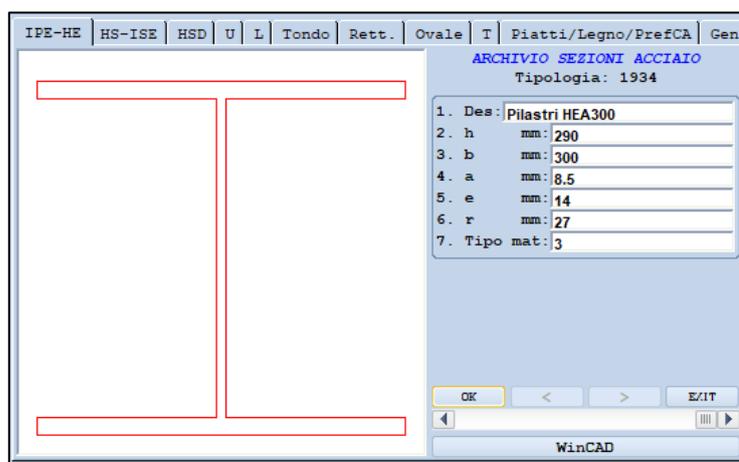


Figura 126 – Sezione dei pilastri della struttura esoscheletrica finale.

CONTROVENTI

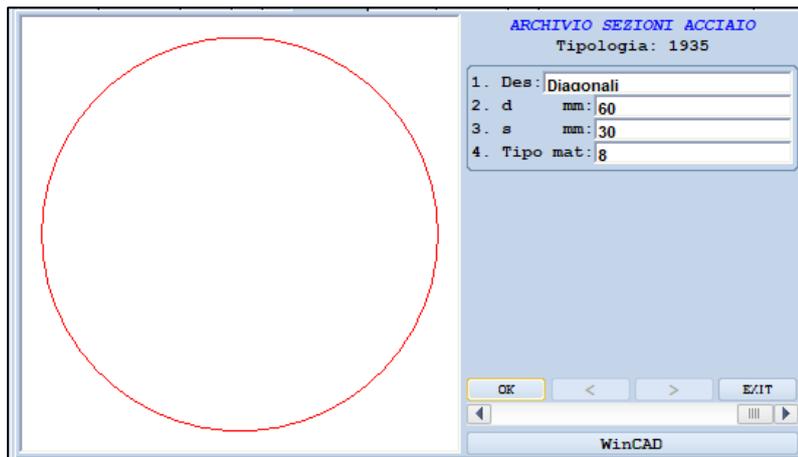


Figura 127 - Sezione dei controventi della struttura esoscheletrica finale

Risulta evidente che le sezioni di travi e pilastri sono state rimpicciolite rispetto agli elementi strutturali precedentemente utilizzati, mentre i controventi modellati in tale analisi sono quelli che, nel corso dell'intero studio, hanno presentato la sezione più snella unitamente alla rigidezza sufficiente a rispettare lo spostamento limite in testa al pilastro imposto dalla struttura esistente in calcestruzzo armato.

In seguito alla scelta degli elementi strutturali, sono stati definiti gli spettri di progetto, opportunamente ridotti rispetto a quelli elastici in funzione del fattore di struttura (q) (anche in tale caso tale fattore per lo spettro allo SLV è stato mantenuto pari a 2, in modo da mantenere volutamente gli stessi parametri utilizzati dagli ingegneri nella verifica di vulnerabilità, nonostante l'attuale NTC-2018 lo imponga pari ad 1.5). Essi sono stati determinati per lo SLV per valutarne il comportamento ultimo e per $2/3$ dello SLD per valutarne, invece, il comportamento in esercizio.

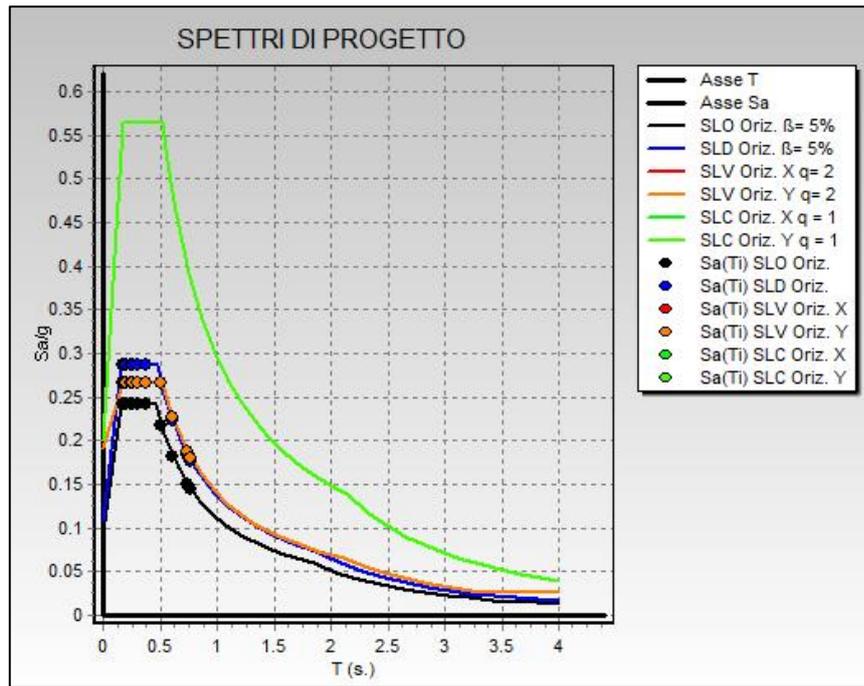


Figura 128 - Spettri di progetto relativi alla struttura composta finale.

Come si evince dalla Figura 128 anche in questo caso i diagrammi presentano i punti relativi ai modi di vibrare rappresentativi della struttura. A differenza di quelli della sola costruzione esistente, però, essi sono spostati verso sinistra. Ciò è dovuto all'introduzione dell'esoscheletro, ovvero all'aumento di rigidità strutturale. Il sistema esoscheletrico, infatti, ha irrigidito la struttura esistente e, conseguentemente ridotto il periodo proprio di vibrazione.

Attraverso l'utilizzo di tali spettri e del modello tridimensionale, l'analisi dinamica lineare è stata svolta anche in tale caso considerando i primi 12 modi di vibrare della struttura la cui sommatoria rappresenta più dell'85% della massa partecipante dell'intera struttura e la medesima azione sismica agente nelle due direzioni tra loro perpendicolari (0° - 180° e 90° - 270°). In analogia con la struttura non controllata, si riportano le caratteristiche dei primi modi di vibrare sia in termini numerici che grafici, i quali permettono di capire in che modo essi influenzano la risposta strutturale:

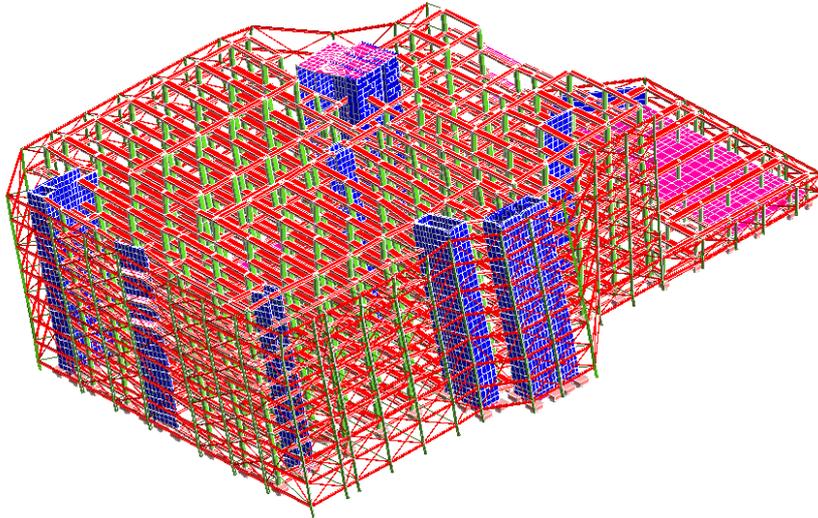


Figura 129 - Deformata struttura composta relativa al 1° modo di vibrare.

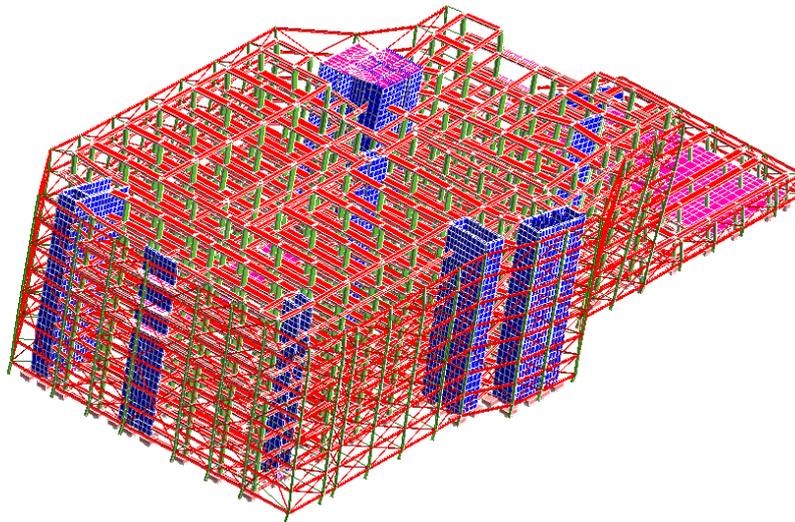


Figura 130 - Deformata struttura composta relativa al 2° modo di vibrare.

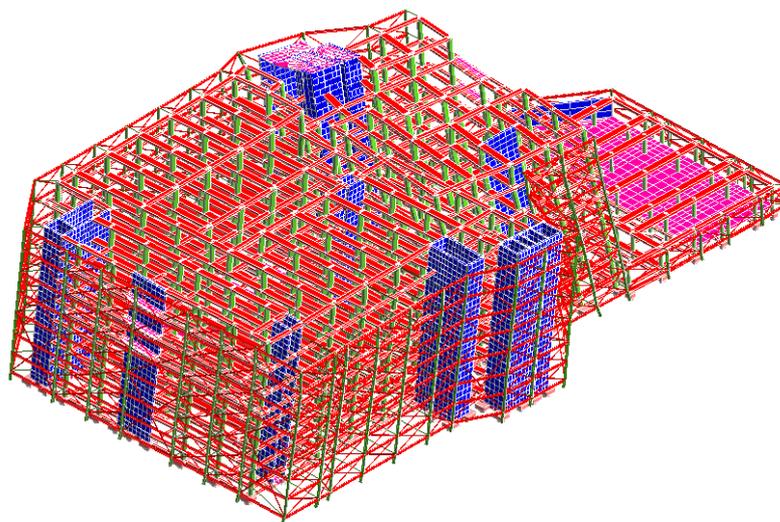


Figura 131 - Deformata struttura composta relativa al 3° modo di vibrare.

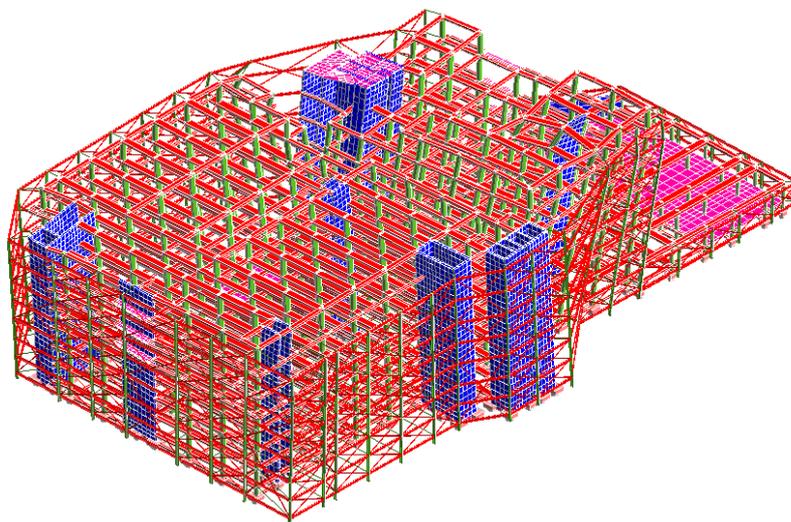


Figura 132 - Deformata struttura composta relativa al 4° modo di vibrare.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

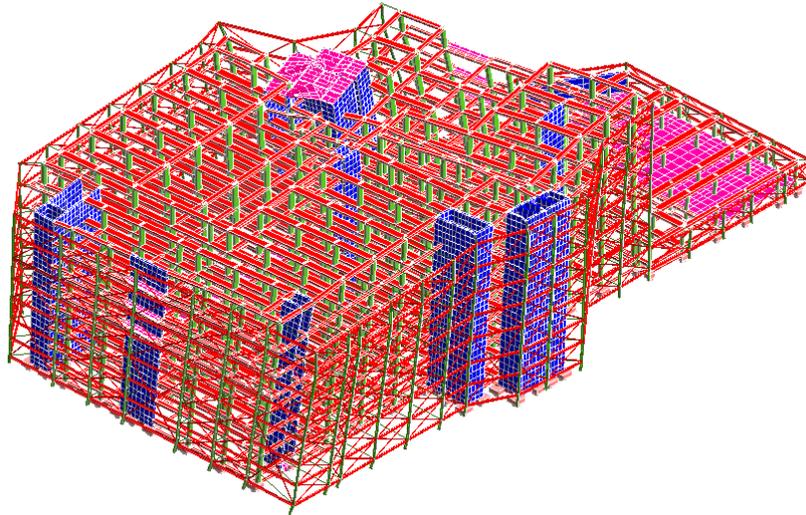


Figura 133 - Deformata struttura composta relativa al 5° modo di vibrare.

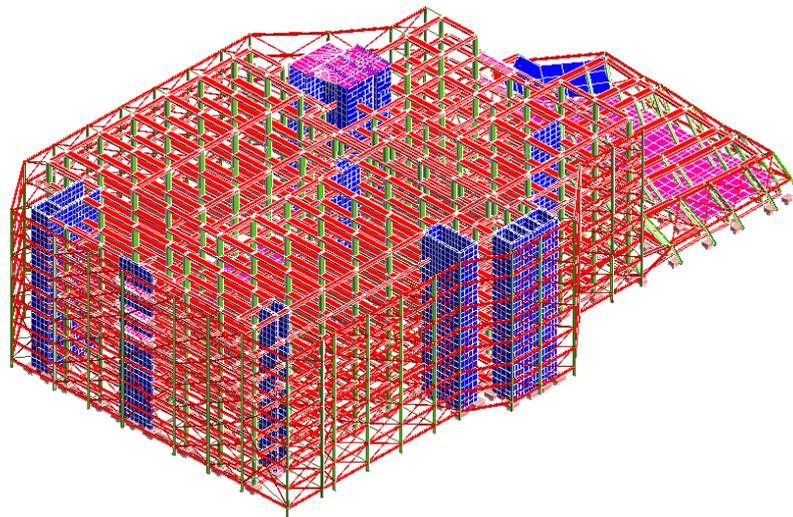


Figura 134 - Deformata edificio relativa al 6° modo di vibrare.

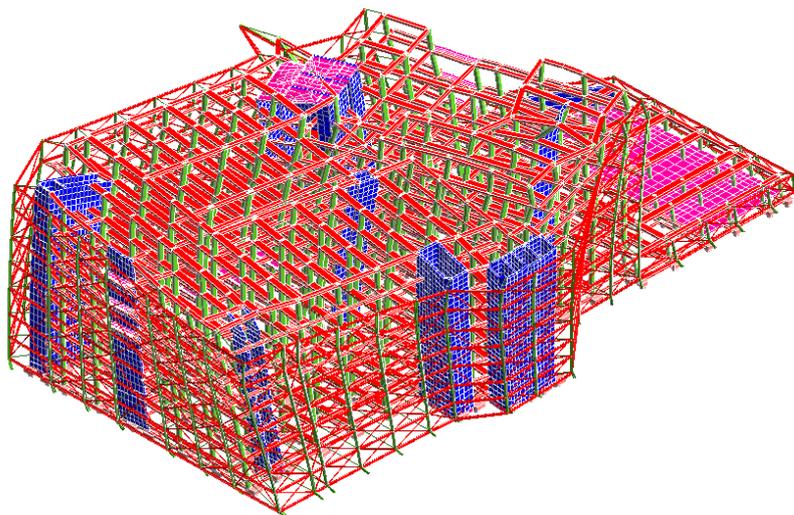


Figura 135 - Deformata edificio relativa al 7° modo di vibrare.

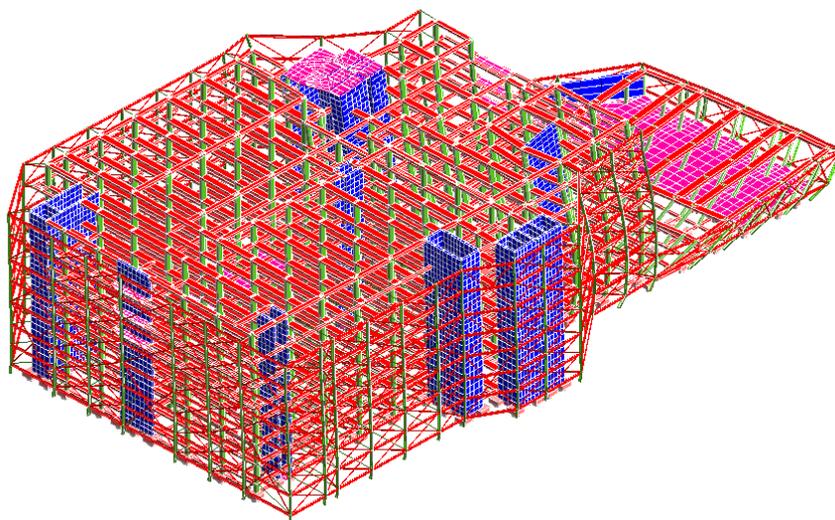


Figura 136 - Deformata edificio relativa al 8° modo di vibrare.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

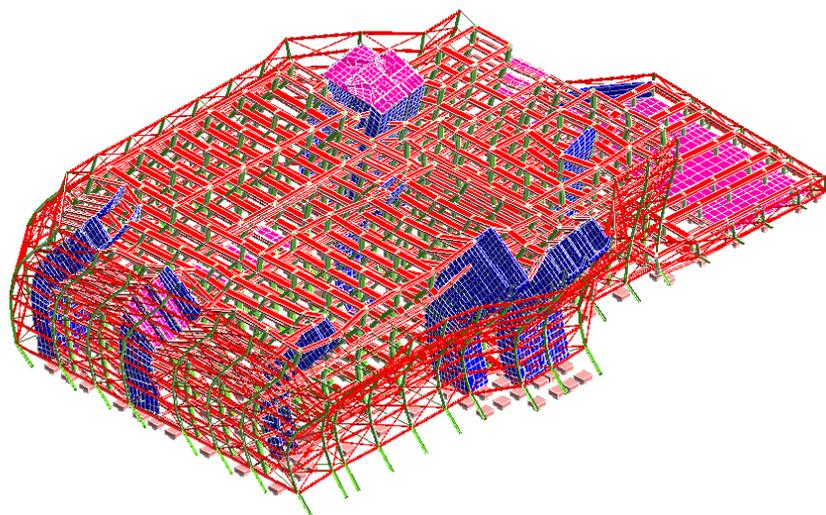


Figura 137 - Deformata edificio relativa al 9° modo di vibrare.

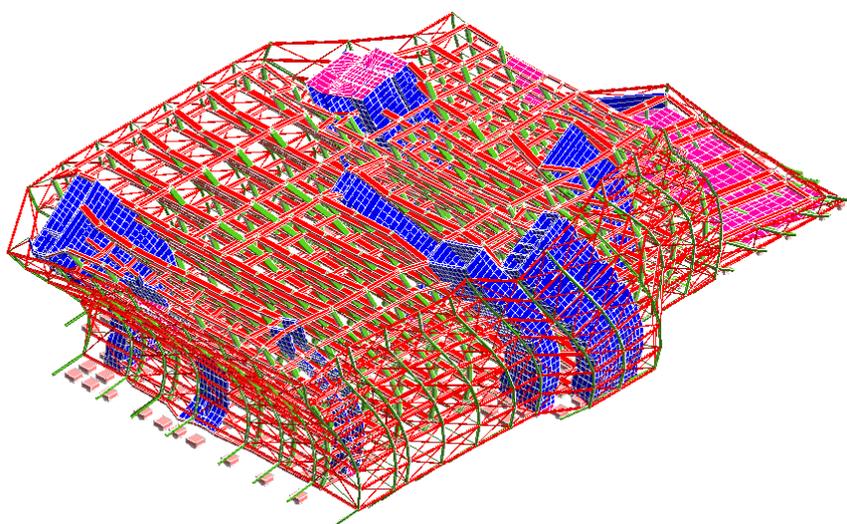


Figura 138 - Deformata edificio relativa al 10° modo di vibrare.

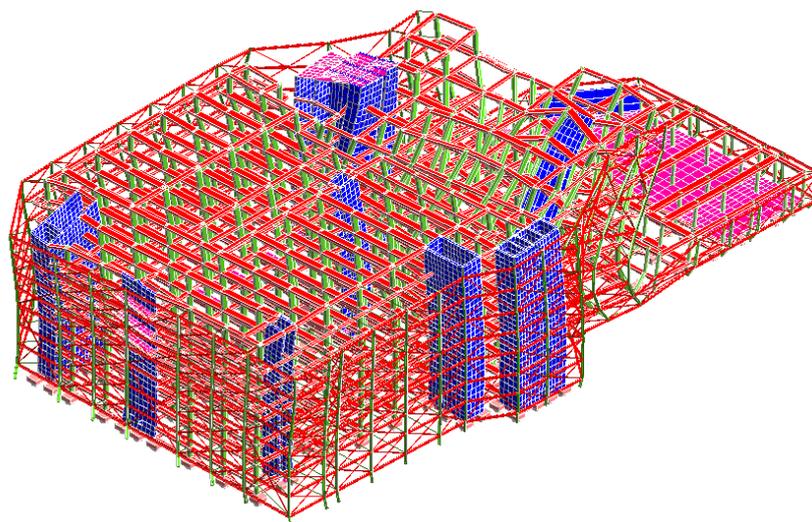


Figura 139 - Deformata edificio relativa al 11° modo di vibrare.

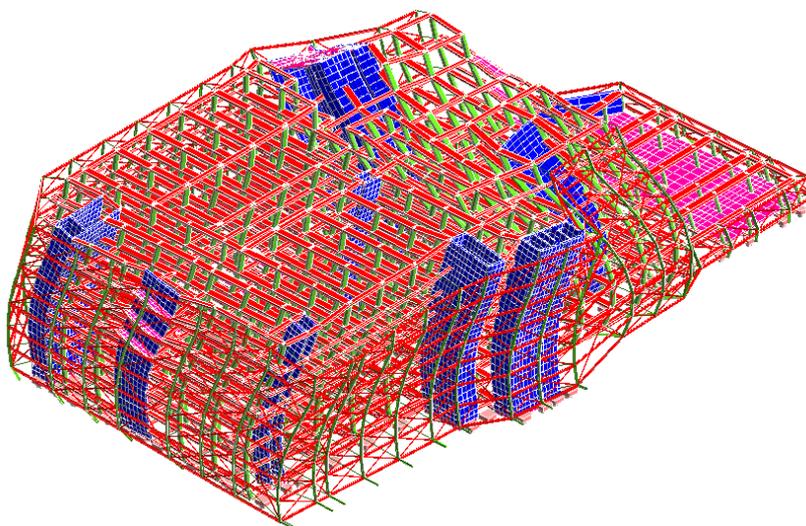


Figura 140 - Deformata edificio relativa al 12° modo di vibrare.

Le deformate della struttura primaria illustravano chiaramente il disaccoppiamento modale tra le strutture considerate sismicamente indipendenti tra loro. In questo caso, grazie all'intervento della struttura esoscheletrica, esse riguardano l'intero complesso che risulta quindi interamente deformato.

A tali deformate modali corrispondono le seguenti caratteristiche, corrispondenti ad ogni modo di vibrare:

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE STRUTTURA CONTROLLATA						
Modo n.ro	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Smorzamento (%)	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y
1	8.143	0.77159	5	0.177	0.180	0.180
2	8.471	0.74170	5	0.184	0.187	0.187
3	10.251	0.61291	5	0.223	0.227	0.227
4	12.253	0.51277	5	0.267	0.267	0.267
5	16.652	0.37731	5	0.287	0.267	0.267
6	20.360	0.30860	5	0.287	0.267	0.267
7	24.371	0.25781	5	0.287	0.267	0.267
8	26.267	0.23921	5	0.287	0.267	0.267
9	31.519	0.19935	5	0.287	0.267	0.267
10	32.179	0.19526	5	0.287	0.267	0.267
11	34.358	0.18287	5	0.287	0.267	0.267
12	35.664	0.17618	5	0.287	0.267	0.267

Tabella 36 - Modi di vibrare della struttura controllata.

Per quanto riguarda i fattori e le forze di piano modali nelle due direzioni principali (X ed Y) relative allo SLO, SLD ed SLV si rimanda all'ALLEGATO 2 posto in conclusione al presente elaborato.

In analogia a quanto fatto per la struttura non controllata, sono state valutate le posizioni dei centri di massa e di rigidezza dei vari impalcati della struttura (corrispondenti agli 8 piani sismici):

Piano	Coordinate centro di massa		Coordinate centro di rigidezza	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	27.98	36.92	28.21	37.1
2	27.54	35.96	30.11	35.13
3	27.62	35.79	32.47	33.39
4	27.55	35.8	34.24	32.06
5	26.92	35.87	34.79	31.31
6	26.95	35.79	34.34	30.74
7	26.47	35.23	33.11	30.08
8	65.60	33.29	67.04	32.47

Tabella 37 - Coordinate dei centri di massa e di rigidezza della struttura controllata.

A titolo di esempio, nella successiva Figura 141 è riportata l'indicazione del centro di massa e di rigidezza relativo al piano 2 in cui si evidenzia che essi sono quasi coincidenti.

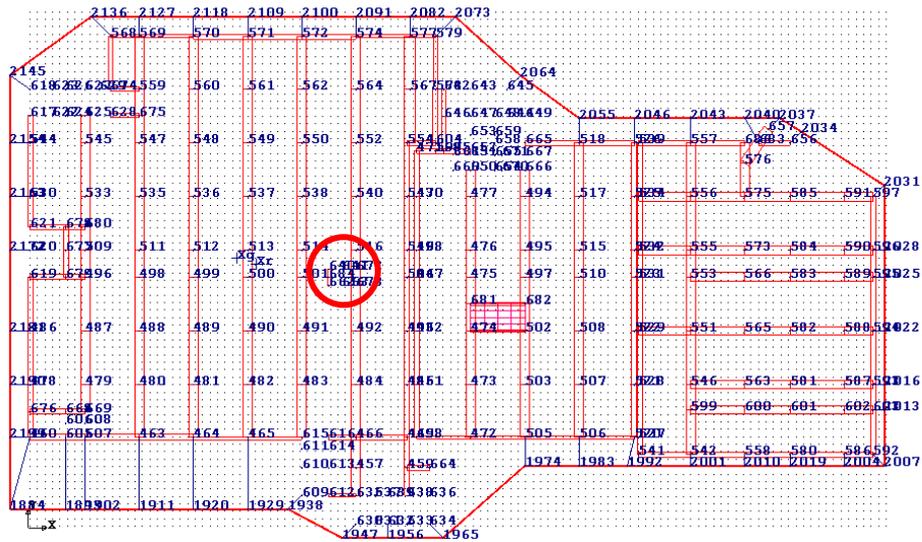


Figura 141 - Centri di massa e rigidezza relativi al piano 2.

Nel presente caso di struttura controllata, le deformate sismiche dell'intero immobile sono fondamentali, poiché riportando gli spostamenti massimi relativi allo SLO, SLD ed SLV nelle due direzioni principali del terremoto, permettono di capire come l'esoscheletro abbia modificato gli spostamenti massimi sperimentati dalla struttura in seguito ad intervento di adeguamento. Si riportano inizialmente le immagini delle sopraccitate deformate (unitamente alla *colormap* dei valori di spostamento) ed in seguito i valori di spostamento massimo.

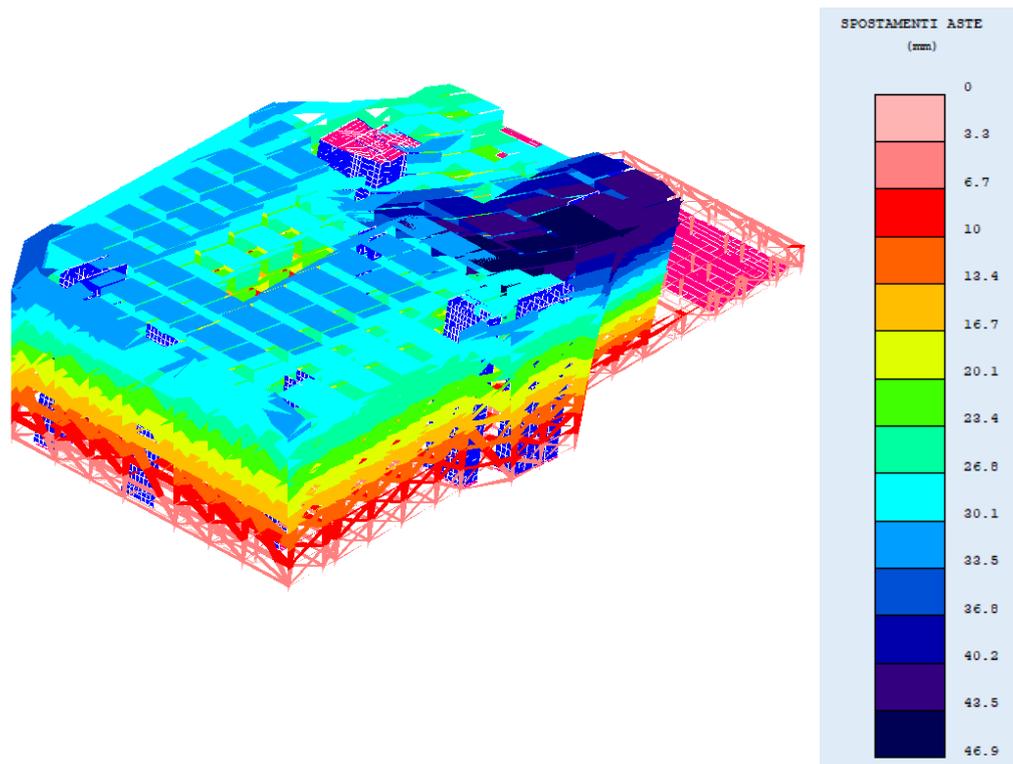


Figura 142 - Deformata sismica della struttura controllata allo SLO con terremoto in direzione X (1) con legenda relativa agli spostamenti.

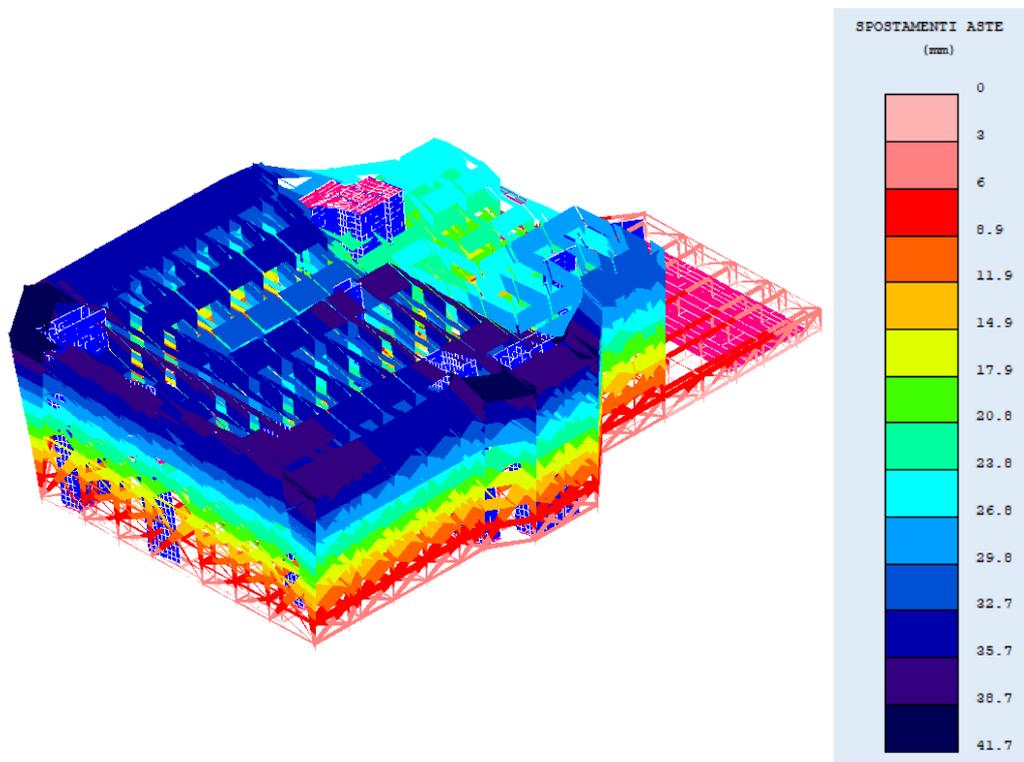


Figura 143 - Deformata sismica della struttura controllata allo SLO con terremoto in direzione Y (2) con legenda relativa agli spostamenti.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

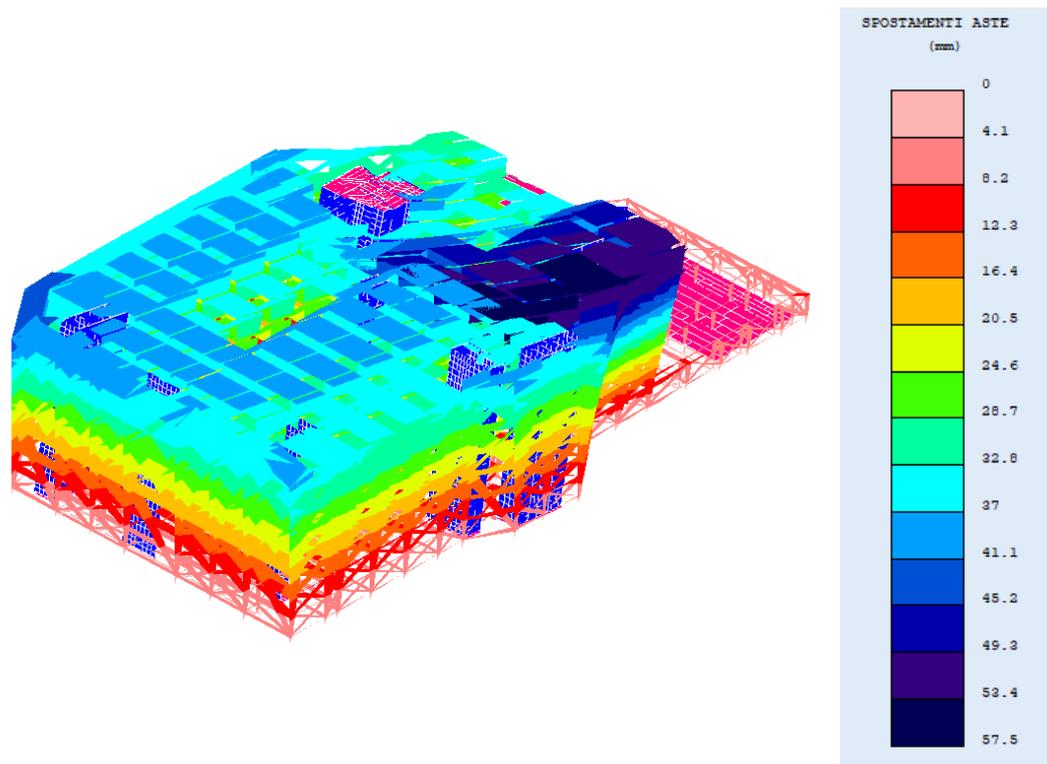


Figura 144 - Deformata sismica della struttura controllata allo SLD con terremoto in direzione X (1) con legenda relativa agli spostamenti.

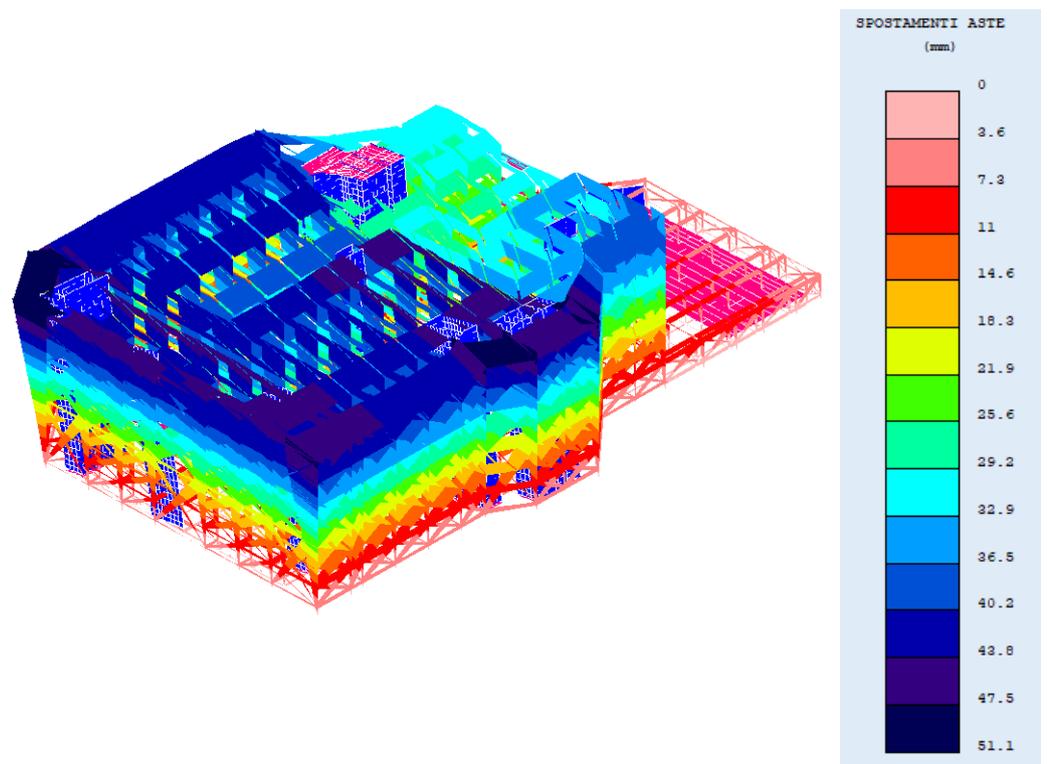


Figura 145 - Deformata sismica della struttura controllata allo SLD con terremoto in direzione Y (2) con legenda relativa agli spostamenti.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

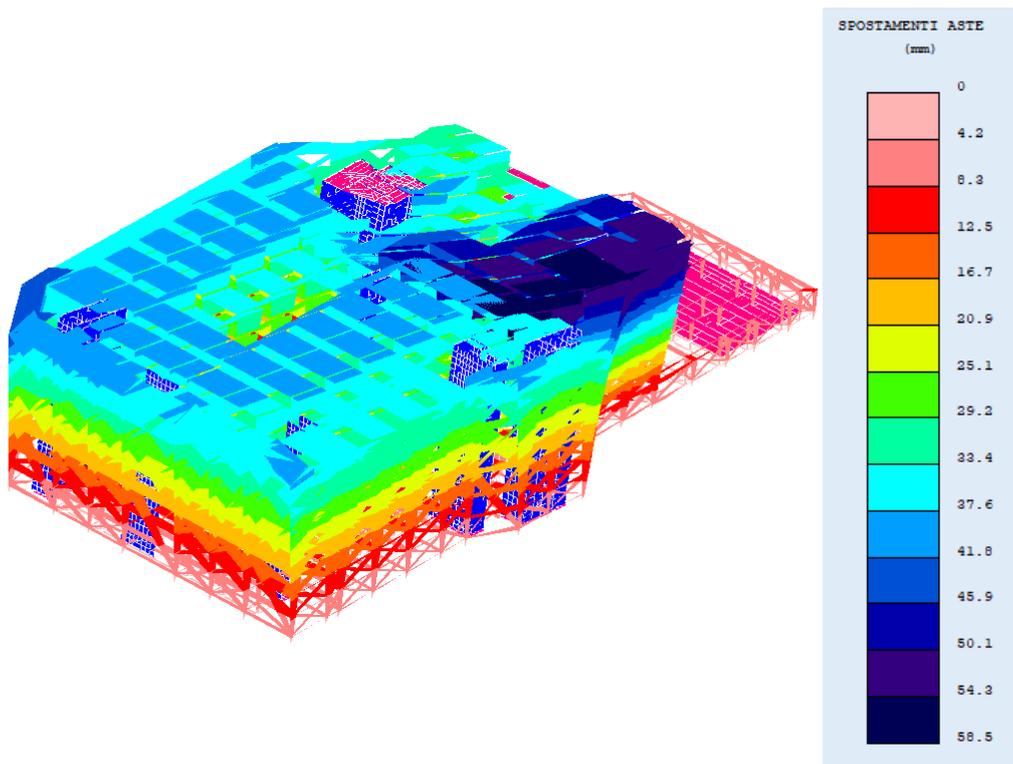


Figura 146 - Deformata sismica della struttura controllata allo SLV con terremoto in direzione X (1) con legenda relativa agli spostamenti.

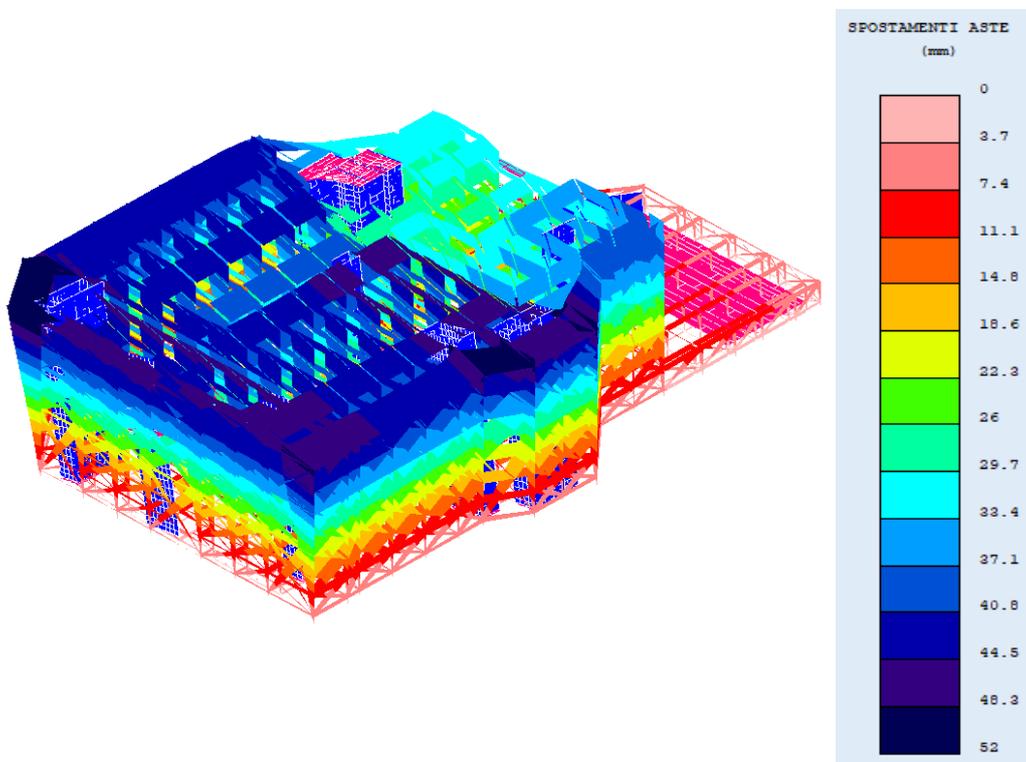


Figura 147 - Deformata sismica della struttura controllata allo SLV con terremoto in direzione Y (2) con legenda relativa agli spostamenti.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

STATO LIMITE	SPOSTAMENTI MASSIMI [S_{max}]	
	X (mm)	Y (mm)
SLO	46.86	41.66
SLD	57.48	51.11
SLV	58.45	51.97

Tabella 38 - Valori degli spostamenti massimi per lo SLO, SLD ed SLV nelle direzioni principali del terremoto X ed Y.

Anche in tale caso gli spostamenti massimi crescono in accordo con lo SL considerato, ma a differenza della struttura non controllata, i picchi massimi che essi raggiungono sono pari a soli circa 5 cm per lo SLV. Analogamente a prima, però, assumono valori maggiori per la direzione principale lungo X piuttosto che per quella lungo Y.

I delta di spostamento, ovvero la differenza degli spostamenti ottenuti per le due strutture analizzate, sono chiaramente illustrati nel grafico seguente:

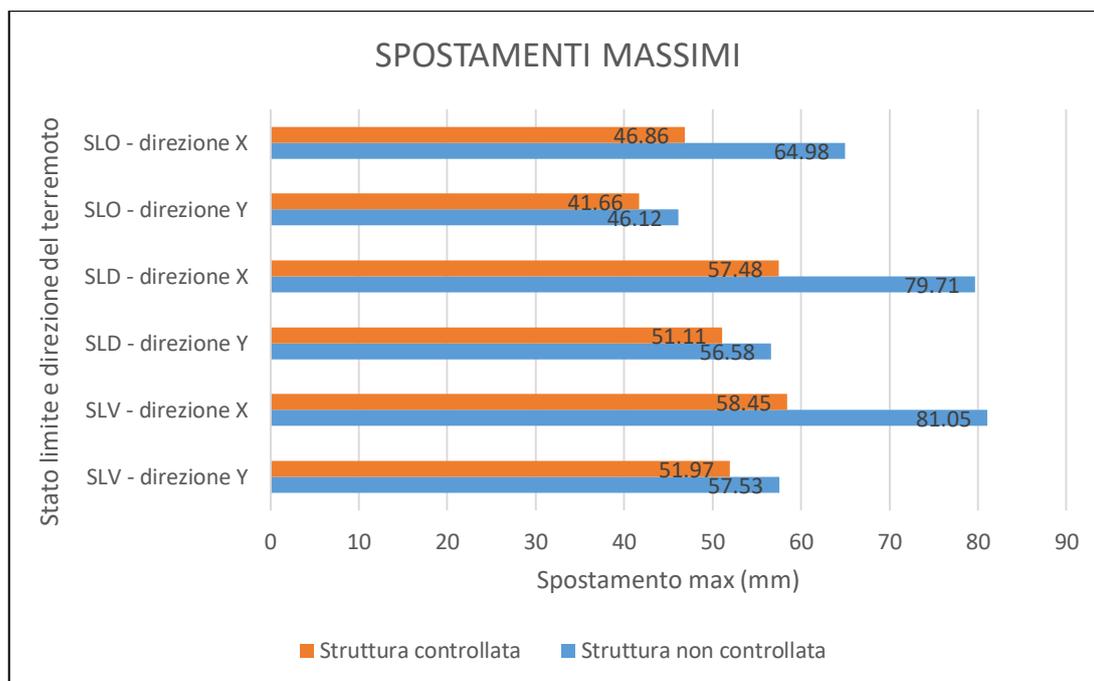


Figura 148 - Confronto in termini di spostamenti massimi tra struttura non controllata e struttura controllata.

Infine, sono stati calcolati con l'analisi modale con spettro di risposta anche i valori di taglio massimo nelle due direzioni principali del sisma (T_x e T_y) agenti sugli elementi in calcestruzzo armato. Come nel caso della struttura non

controllata, gli SL considerati sono stati lo SLD e lo SLV. Tali dati permettono di capire come l'introduzione dell'esoscheletro abbia permesso di scaricare di scaricare la struttura in calcestruzzo armato. Si riportano nella seguente Tabella 39 i valori ottenuti con l'utilizzo del software:

STATO LIMITE	DIREZIONE TERREMOTO	TAGLI MASSIMI		
		$T_{x,max}$ (kN)	$T_{y,max}$ (kN)	T_{max} (kN)
SLD	X	959.00	775.40	959.00
	Y	623.50	1482.70	1482.70
SLV	X	975.20	788.40	975.20
	Y	634.00	1507.70	1507.70

Tabella 39 - Valori dei tagli massimi per lo SLD ed SLV nelle direzioni principali del terremoto X ed Y.

Grazie all'inserimento della struttura esoscheletrica, i tagli massimi ottenuti risultano inferiori ai valori relativi alla struttura esistente non controllata per entrambi gli SL. I delta di taglio, ovvero la differenza dei valori di taglio ottenuti per le due strutture analizzate, sono chiaramente illustrati nei grafici seguente, differenziando i diagrammi per le due direzioni del terremoto considerate:

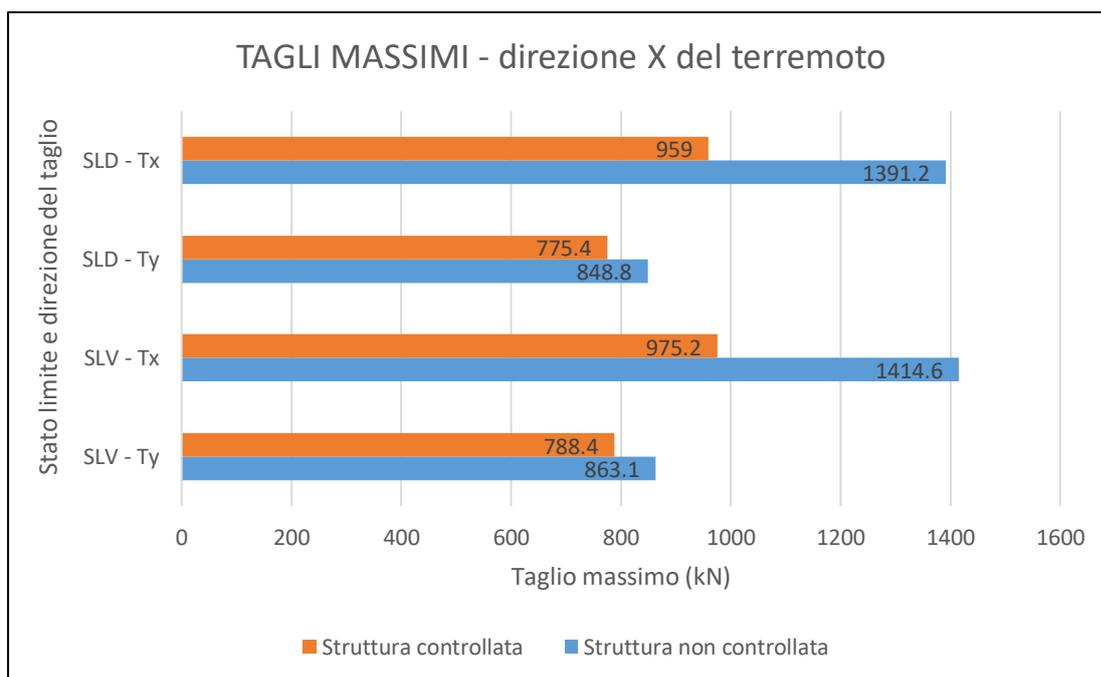


Figura 149 - Confronto in termini di tagli massimi allo SLD ed SLV tra struttura non controllata e struttura controllata – direzione X.

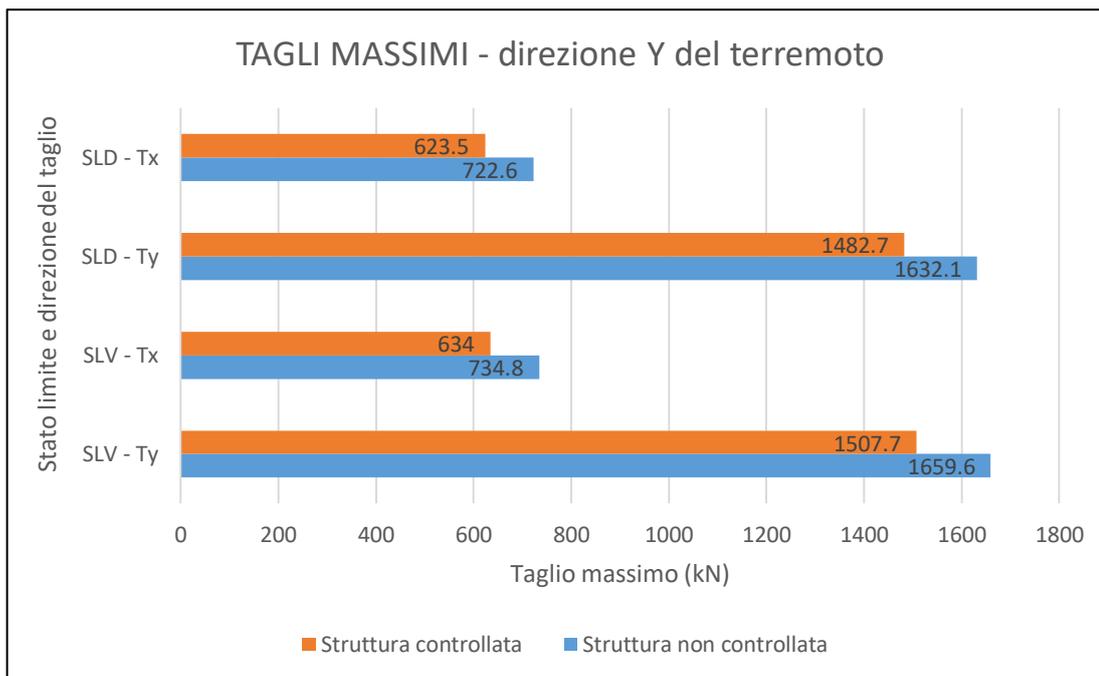


Figura 150 - Confronto in termini di tagli massimi allo SLD ed SLV tra struttura non controllata e struttura controllata – direzione Y.

Analogamente al caso degli spostamenti, sono stati riportati i diagrammi delle configurazioni di taglio con la relativa *colormap*:

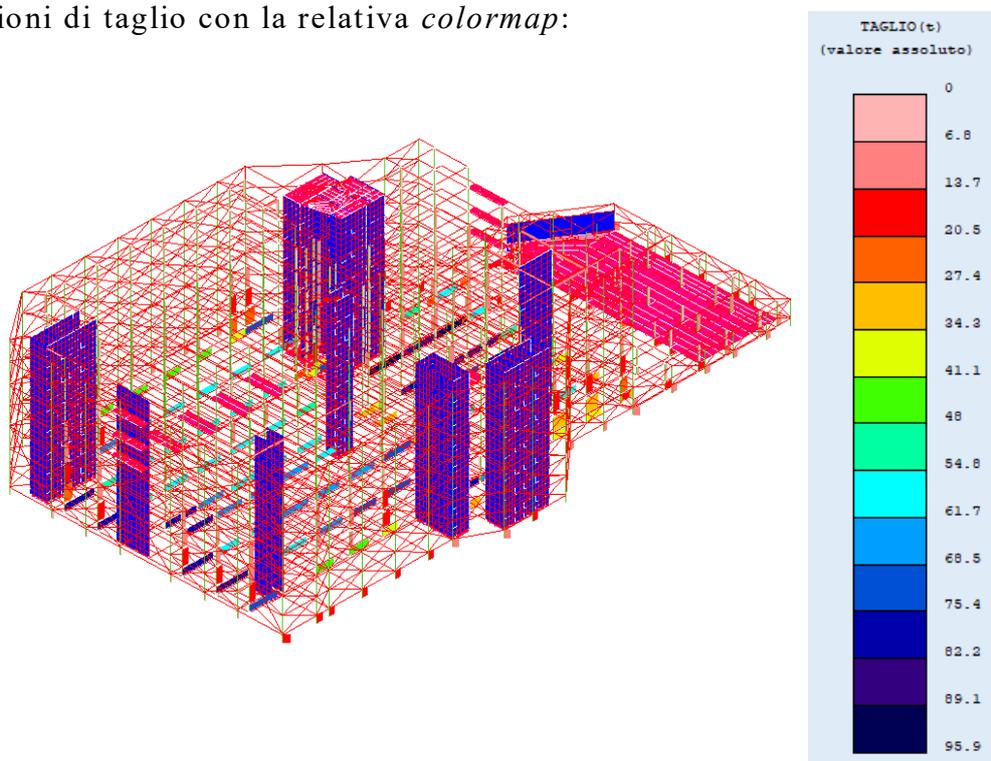


Figura 151 - Diagramma dei tagli Tx allo SLD in direzione X.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

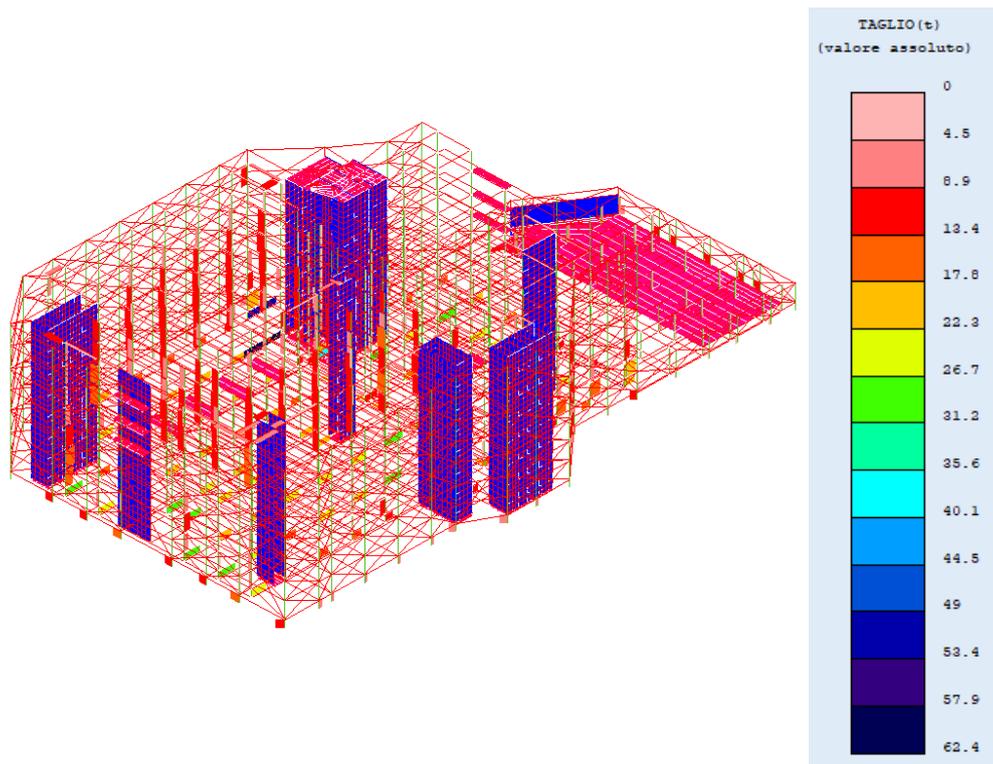


Figura 152 - Diagramma dei tagli T_x allo SLD in direzione Y.

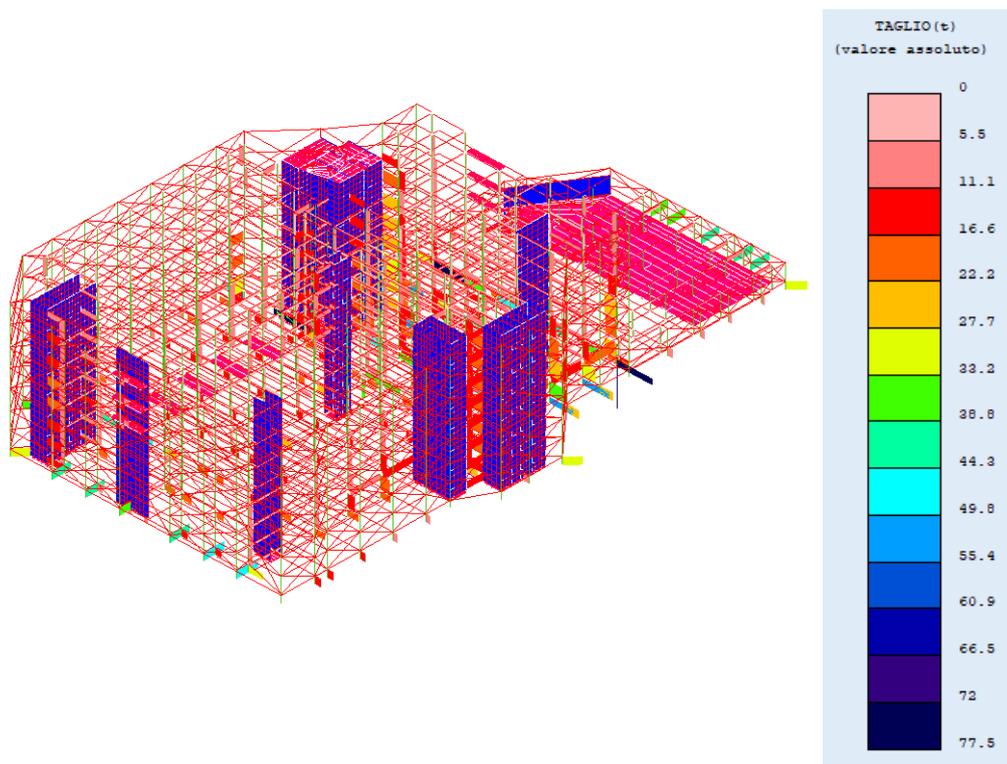


Figura 153 - Diagramma dei tagli T_y allo SLD in direzione X.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

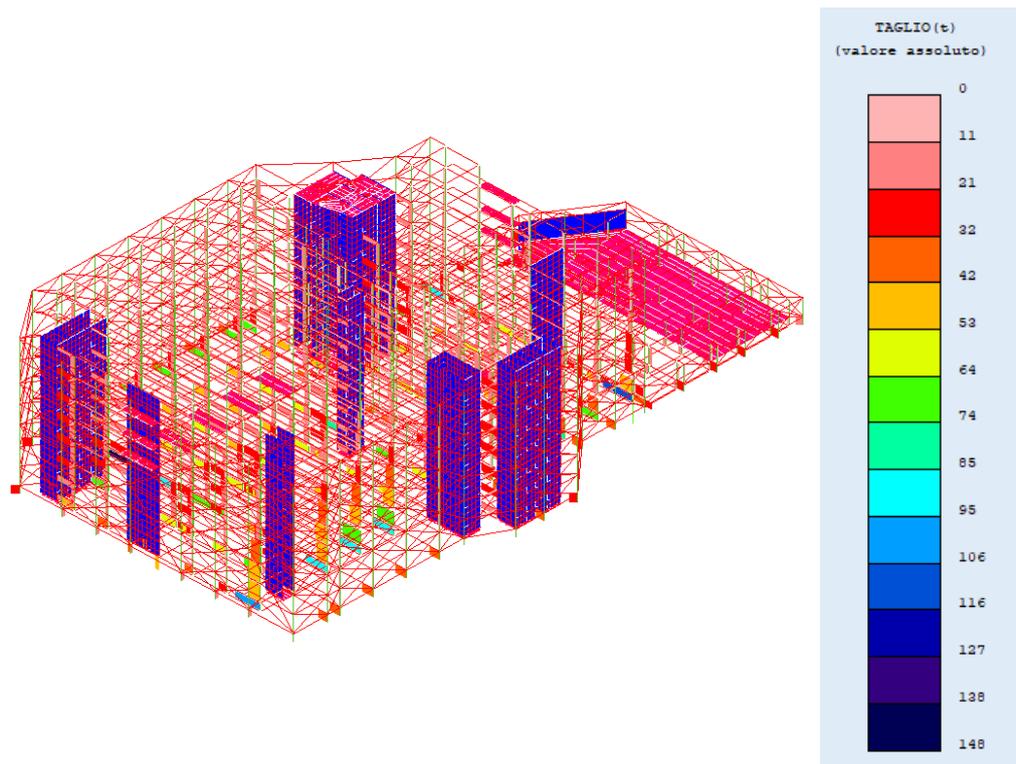


Figura 154 - Diagramma dei tagli T_Y allo SLD in direzione Y.

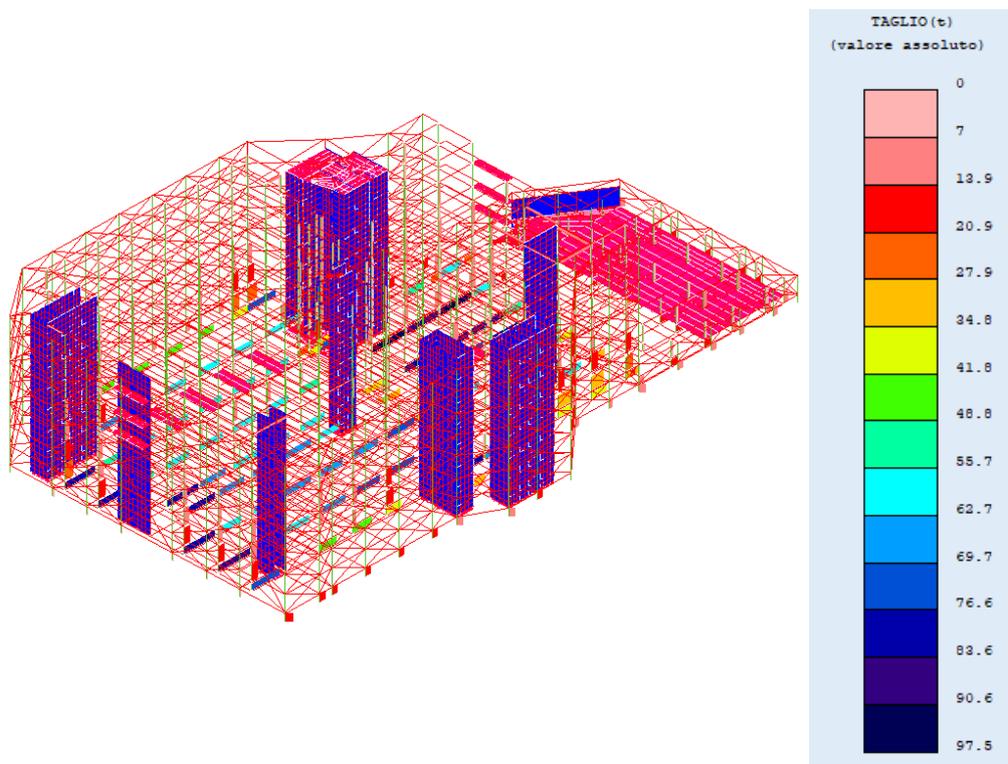


Figura 155 - Diagramma dei tagli T_X allo SLV in direzione X.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

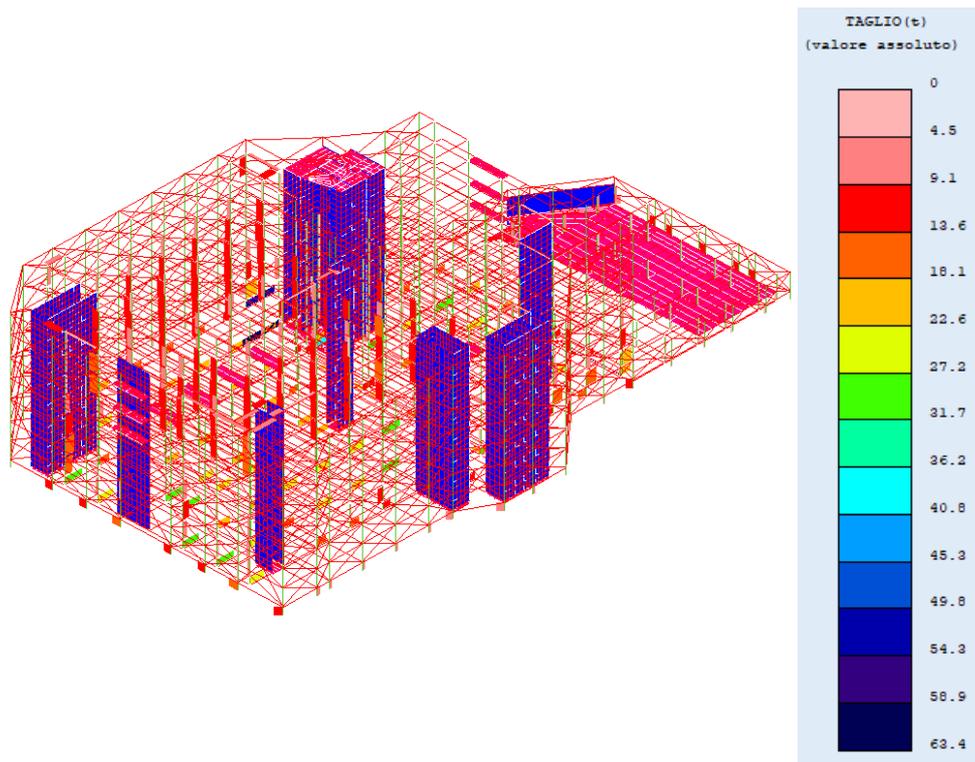


Figura 156 - Diagramma dei tagli T_x allo SLV in direzione Y.

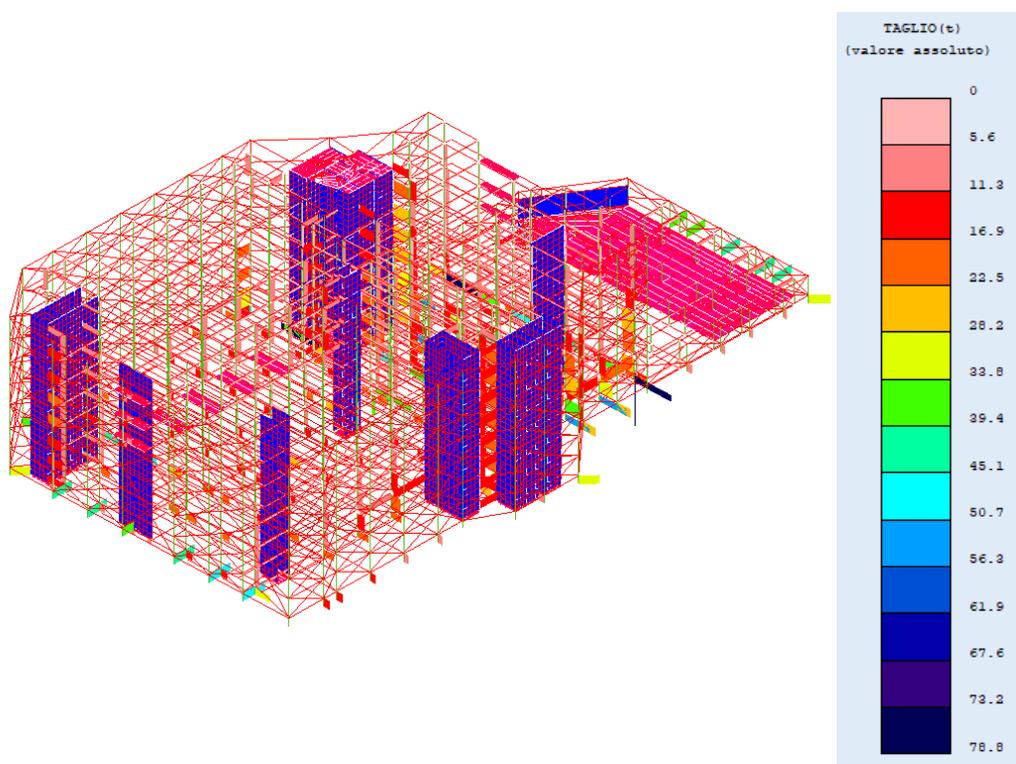


Figura 157 - Diagramma dei tagli T_y allo SLV in direzione X.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

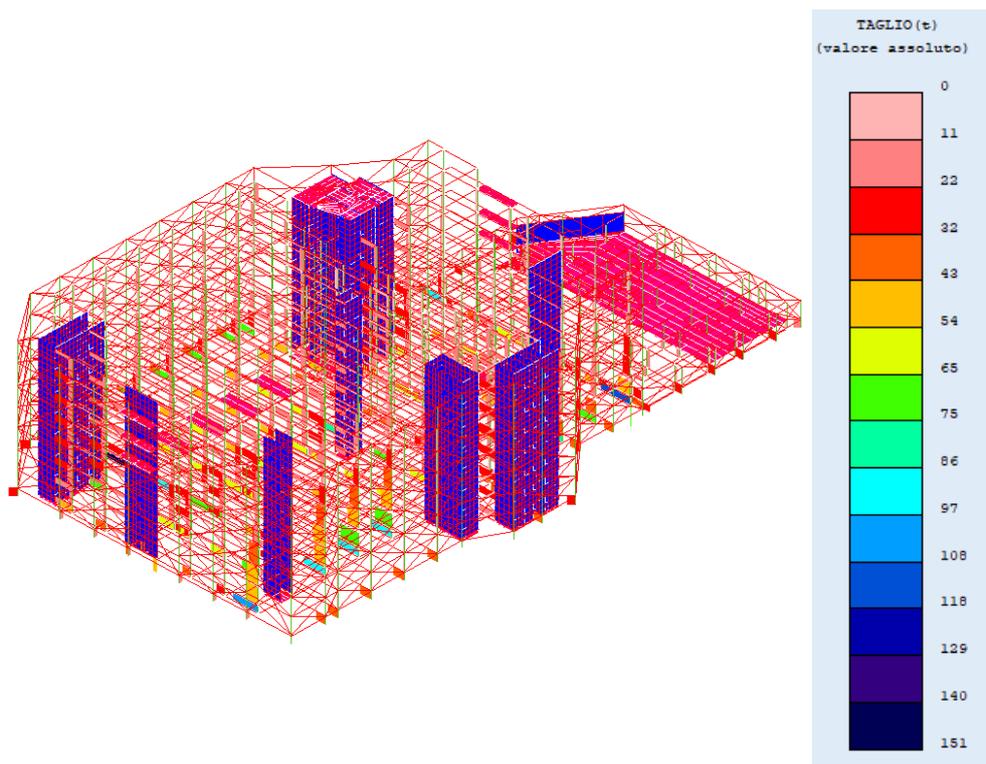


Figura 158 - Diagramma dei tagli T_{γ} allo SLV in direzione Y.

Infine, analogamente ai casi precedenti, su tale struttura composta è stata eseguita un'analisi Pushover al fine di valutarne la rigidezza strutturale e poterla confrontare con la rigidezza della struttura esistente. L'analisi, lanciata anche in questo caso per le 32 combinazioni delle azioni, ha riportato le seguenti curve ADSR ed i successivi valori di rigidezza (espressi in t/m):

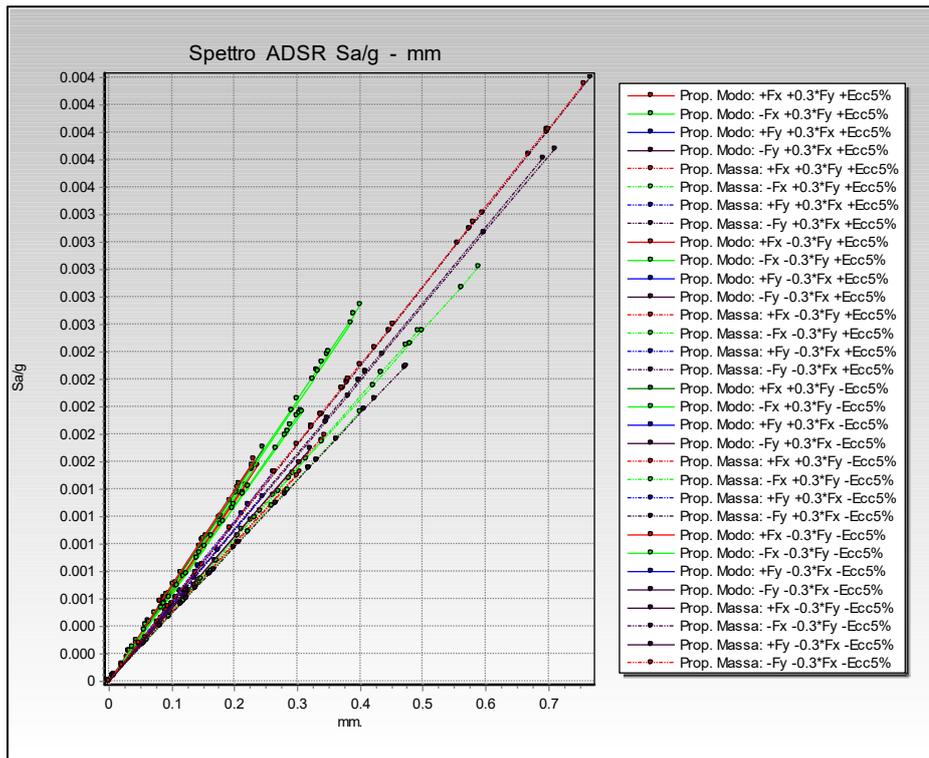


Figura 159 - Curve ADSR struttura controllata.

STRUTTURA CONTROLLATA – CONTROVENTI DI 60 mm DI DIAMETRO			
Pushover	Descrizione	Rigidezza (t/m)	Periodo (s)
1	+Fx+0.3*Fy+ECC5%	179061.03	0.78
2	-Fx+0.3*Fy+ECC5%	187299.53	0.77
3	+Fy+0.3*Fx+ECC5%	194668.23	0.77
4	-Fy+0.3*Fx+ECC5%	201548.21	0.75
5	+Fx+0.3*Fy+ECC5%	218613.30	0.90
6	-Fx+0.3*Fy+ECC5%	227291.41	0.88
7	+Fy+0.3*Fx+ECC5%	255240.59	0.83
8	-Fy+0.3*Fx+ECC5%	239748.11	0.86
9	+Fx-0.3*Fy+ECC5%	181006.17	0.78
10	-Fx-0.3*Fy+ECC5%	184844.69	0.77
11	+Fy-0.3*Fx+ECC5%	204574.12	0.76
12	-Fy-0.3*Fx+ECC5%	194785.15	0.76
13	+Fx-0.3*Fy+ECC5%	220728.09	0.89
14	-Fx-0.3*Fy+ECC5%	224936.13	0.89
15	+Fy-0.3*Fx+ECC5%	240112.89	0.86
16	-Fy-0.3*Fx+ECC5%	251877.69	0.84
17	+Fx+0.3*Fy-ECC5%	189171.80	0.76

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

18	-Fx+0.3*Fy-ECC5%	176123.58	0.79
19	+Fy+0.3*Fx-ECC5%	198745.21	0.77
20	-Fy+0.3*Fx-ECC5%	200155.15	0.77
21	+Fx+0.3*Fy-ECC5%	229704.63	0.88
22	-Fx+0.3*Fy-ECC5%	215343.05	0.91
23	+Fy+0.3*Fx-ECC5%	253570.27	0.83
24	-Fy+0.3*Fx-ECC5%	241310.23	0.86
25	+Fx-0.3*Fy-ECC5%	191327.47	0.76
26	-Fx-0.3*Fy-ECC5%	174261.27	0.79
27	+Fy-0.3*Fx-ECC5%	201548.24	0.75
28	-Fy-0.3*Fx-ECC5%	198562.12	0.78
29	+Fx-0.3*Fy-ECC5%	232013.11	0.87
30	-Fx-0.3*Fy-ECC5%	213248.09	0.91
31	+Fy-0.3*Fx-ECC5%	238775.70	0.86
32	-Fy-0.3*Fx-ECC5%	252676.22	0.84

Tabella 40 - Valori delle rigidezze globali dell'immobile controllato per le 32 combinazioni considerate – struttura controllata finale.

Come ci si aspettava, tutti i valori riportati risultano essere maggiori di quelli relativi alla struttura priva di controllo strutturale. Tale dato è indice della corretta efficacia del sistema esoscheletrico ipotizzato che, agendo totalmente dall'esterno della struttura esistente, la irrigidisce aumentandone le prestazioni dal punto di vista sismico.

Anche in questo caso, però, la rigidezza strutturale prevista da NTC-2018 relativamente agli elementi secondari non è stata raggiunta, quindi, come per i casi precedenti è stato effettuato un controllo sugli spostamenti di piano, i cui valori sono schematizzati nella seguente Tabella 41:

VALORI DI SPOSTAMENTO ALLO SLV STRUTTURA PRIMARIA				
NODO 1546		NODO 1325		DRIFT (mm)
SpMAX X (mm)	71.66	SpMAX X (mm)	59.34	12.32
SpMAX Y (mm)	66.84	SpMAX Y (mm)	56.19	10.65

Tabella 41 - Valori di spostamento allo SLV relativi alla struttura controllata – struttura controllata finale.

$$12.32 \text{ mm} > 13.38 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Ragionando a favore di sicurezza, lo spostamento maggiore tra i due è stato confrontato con lo spostamento limite imposto dalla struttura non controllata e

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

precedentemente calcolato; anche in tale caso la verifica è risultata essere soddisfatta ed il pilastro in esame non realizzando la cerniera plastica non raggiunge la plasticizzazione.

In definitiva, anche riducendo le caratteristiche geometriche e dimensionali delle sezioni utilizzate nel progetto della struttura esoscheletrica ipotizzata, è stato definito un sistema in grado di irrigidire ed al contempo migliorare dal punto di vista delle azioni orizzontali la struttura esistente in calcestruzzo armato, aumentandone la rigidezza e riducendone gli spostamenti.

È possibile, quindi, affermare che in presenza di strutture in calcestruzzo armato con numerosi setti, è concepibile seguire un criterio diverso di progettazione degli interventi di adeguamento sismico basato non sul concetto di rigidezza strutturale ma su quello di *drift* di piano. A tal fine si riterrebbe opportuno rivalutare ed eventualmente modificare la nuova NTC-2018, in quanto le considerazioni effettuate nel presente studio porterebbero benefici anche dal punto di vista economico.

CAPITOLO 6: CONCLUSIONI E COMMENTI

Gli obiettivi del presente studio sono stati la progettazione e modellazione di un esoscheletro strutturale per un ipotetico intervento di adeguamento sismico di una struttura esistente in calcestruzzo armato e l'eventuale possibilità di modifica della normativa vigente in merito alle strutture da considerarsi come "secondarie". Nello specifico, è stato analizzato l'edificio di rilevanza strategica "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma, del quale era stata svolta nell'anno 2010 l'analisi di vulnerabilità.

Lo studio, dopo alcune considerazioni iniziali riguardanti l'approccio normativo che sta alla base sia della progettazione che della valutazione della sicurezza degli edifici strategici ospedalieri, esaminandone nello specifico i metodi di analisi e verifica, è stato condotto analizzando dapprima il modello analitico che governa il funzionamento di tali innovative tipologie di strutture esoscheletriche ed i risultati ottenuti dalle valutazioni sulla sicurezza della struttura esistente, in seguito è stato studiato nel dettaglio l'intervento di adeguamento sismico relativo al caso in esame, mettendone in luce le principali differenze e benefici rispetto all'immobile che si vuole adeguare.

L'intervento di adeguamento ipotizzato per la struttura in esame è stato studiato, progettato e modellato seguendo due importanti concetti:

- considerando il parametro di "rigidezza strutturale";
- studiando gli spostamenti di piano (*drift*) in testa ai pilastri.

Relativamente alla "rigidezza strutturale", è noto che le strutture in calcestruzzo armato in presenza di numerosi setti irrigidenti presentano già di per se un'elevata rigidezza. Di conseguenza, sebbene l'attuale normativa imponga che per considerare una struttura come "secondaria" sia necessario attribuire al contributo totale alla rigidezza e resistenza una quota inferiore od uguale al 15% dell'analogo contributo degli elementi primari, il presente studio ha dimostrato che per raggiungere detto scopo sarebbe necessario utilizzare sezioni dell'esoscheletro sovradimensionate e, di conseguenza, più onerose.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

Il lavoro, quindi, è stato indirizzato verso lo studio della valutazione degli spostamenti di piano (*drift*) in testa ai pilastri che ha dimostrato come essi non arrivino a plasticizzazione se inferiori ad un certo spostamento limite, determinato valutando la capacità di rotazione allo snervamento dei pilastri della struttura esistente in calcestruzzo armato. Alla luce di questi risultati, è stata definita la configurazione finale del progetto di adeguamento sismico in esame che ha dimostrato come la struttura esistente in calcestruzzo armato, sollecitata da una scossa sismica, non plasticizza i propri elementi strutturali anche utilizzando sezioni dell'esoscheletro inferiori a quelle previste da normativa. Attraverso tale procedimento, anche la determinazione degli spostamenti e dei tagli massimi della struttura ha portato a risultati soddisfacenti in quanto minori di quelli valutati con la sola struttura esistente e paragonabili a quelli che si sarebbero ottenuti irrigidendo la struttura con i parametri dettati dalla vigente normativa.

Il presente lavoro di tesi, quindi, è stato redatto sia come esempio di adeguamento sismico di edificio strategico esistente in calcestruzzo armato, sia quale proposta di modifica della normativa vigente in merito alle strutture definite "secondarie", rappresentando in questo modo una valida alternativa ai tradizionali metodi di valutazione basati sul concetto di "rigidezza strutturale", permettendo inoltre la riduzione dei costi di realizzazione.

Possibili sviluppi futuri potrebbero essere svolti implementando il modello dell'esoscheletro ipotizzato attraverso il progetto della struttura di fondazione e, utilizzando l'alternativa progettuale sopraccitata, ottimizzando il più possibile le sezioni degli elementi strutturali utilizzati nell'analisi. In questo modo, si otterrebbero probabilmente sezioni di dimensioni minori di quelle progettate nel presente lavoro di tesi e, conseguentemente, ulteriori risparmi in termini economici.

ALLEGATI

ALLEGATO 1

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI RELATIVE ALLA STRUTTURA PRIMARIA

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 41883.61					Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95	
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	83.355	61.19	6948.09	15.90	1	2.82	-0.73	13.26	101.65
					2	3.82	-1.07	6.90	326.33
					3	4.99	-1.46	7.51	556.61
					4	6.50	-1.95	-28.42	825.14
					5	7.61	-2.31	-47.07	1026.28
					6	9.10	-2.78	-68.10	1274.87
					7	17.35	-5.31	-135.68	2516.83
					8	10.20	1.69	89.35	43.03
					9	29.93	4.28	418.35	144.60
					10	53.48	7.11	923.32	249.57

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 41883.61			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
2	0.000	0.00	0.00	0.00	1	83.38	10.51	1643.79	3.66
					2	110.00	30.57	3249.71	5.46
					3	260.24	33.59	607.61	9.06
					4	33.22	1.68	3.22	0.06
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
3	136.217	100.00	18555.10	42.45	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
4	8.173	6.00	66.80	0.15	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
5	45.523	33.42	2072.31	4.74	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
6	57.243	42.02	3276.75	7.50	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
7	28.132	20.65	791.39	1.81	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00

Versione Trial - e' vietato l'uso di software professionali

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°										
Massa eccitata kN*10: 41883.61			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95				
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m	
8	37.499	27.53	1406.21	3.22	1	1.33	-1.1	-1.1	-5.60	
					2	1.17	-1.1	-1.1	-1.50	
					3	1.54	-1.1	-1.1	-1.60	
					4	1.77	-1.1	-1.1	-1.60	
					5	1.97	-1.1	-1.1	-1.60	
					6	2.17	-1.1	-1.1	-1.60	
					7	2.37	-1.1	-1.1	-1.60	
					8	2.57	-1.1	-1.1	-1.60	
					9	2.77	-1.1	-1.1	-1.60	
					10	2.97	-1.1	-1.1	-1.60	
					11	3.17	-1.1	-1.1	-1.60	
					12	3.37	-1.1	-1.1	-1.60	
9	41.577	30.52	1728.62	3.95	1	1.33	-1.1	-1.1	-5.60	
					2	1.17	-1.1	-1.1	-1.50	
					3	1.54	-1.1	-1.1	-1.60	
					4	1.77	-1.1	-1.1	-1.60	
					5	1.97	-1.1	-1.1	-1.60	
					6	2.17	-1.1	-1.1	-1.60	
					7	2.37	-1.1	-1.1	-1.60	
					8	2.57	-1.1	-1.1	-1.60	
					9	2.77	-1.1	-1.1	-1.60	
					10	2.97	-1.1	-1.1	-1.60	
					11	3.17	-1.1	-1.1	-1.60	
					10	69.308	50.88	4803.65	10.99	1
2	1.17	-1.1	-1.1	-1.50						
3	1.54	-1.1	-1.1	-1.60						
4	1.77	-1.1	-1.1	-1.60						
5	1.97	-1.1	-1.1	-1.60						
6	2.17	-1.1	-1.1	-1.60						
7	2.37	-1.1	-1.1	-1.60						
8	2.57	-1.1	-1.1	-1.60						
9	2.77	-1.1	-1.1	-1.60						
10	2.97	-1.1	-1.1	-1.60						
11	3.17	-1.1	-1.1	-1.60						
11	10.324	7.58	106.58	0.24						1
					2	1.17	-1.1	-1.1	-1.50	
					3	1.54	-1.1	-1.1	-1.60	
					4	1.77	-1.1	-1.1	-1.60	
					5	1.97	-1.1	-1.1	-1.60	
					6	2.17	-1.1	-1.1	-1.60	
					7	2.37	-1.1	-1.1	-1.60	
					8	2.57	-1.1	-1.1	-1.60	
					9	2.77	-1.1	-1.1	-1.60	
					10	2.97	-1.1	-1.1	-1.60	
					11	3.17	-1.1	-1.1	-1.60	
					12	46.131	32.87	2128.11	4.87	1
2	1.17	-1.1	-1.1	-1.50						
3	1.54	-1.1	-1.1	-1.60						
4	1.77	-1.1	-1.1	-1.60						
5	1.97	-1.1	-1.1	-1.60						
6	2.17	-1.1	-1.1	-1.60						
7	2.37	-1.1	-1.1	-1.60						
8	2.57	-1.1	-1.1	-1.60						
9	2.77	-1.1	-1.1	-1.60						
10	2.97	-1.1	-1.1	-1.60						
11	3.17	-1.1	-1.1	-1.60						

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 41883.61			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	83.355	61.19	6948.09	15.90	1	3.45	-0.89	16.23	146.70
					2	1.32	-1.11	1.00	44.70
					3	0.69	-1.11	0.89	80.03
					4	0.77	-1.11	0.79	110.00
					5	0.33	-1.11	0.40	148.81
					6	0.28	-1.11	0.27	181.00
					7	0.11	-1.11	0.11	220.00
					8	0.06	-1.11	0.06	267.00
					9	0.04	-1.11	0.04	314.00
					10	0.02	-1.11	0.02	361.00
					11	0.01	-1.11	0.01	408.00
					12	0.01	-1.11	0.01	455.00
					13	0.00	-1.11	0.00	502.00
					14	0.00	-1.11	0.00	549.00
					15	0.00	-1.11	0.00	596.00
					16	0.00	-1.11	0.00	643.00
					17	0.00	-1.11	0.00	690.00
					18	0.00	-1.11	0.00	737.00
					19	0.00	-1.11	0.00	784.00
					20	0.00	-1.11	0.00	831.00
					21	0.00	-1.11	0.00	878.00
					22	0.00	-1.11	0.00	925.00
					23	0.00	-1.11	0.00	972.00
					24	0.00	-1.11	0.00	1019.00
					25	0.00	-1.11	0.00	1066.00
					26	0.00	-1.11	0.00	1113.00
					27	0.00	-1.11	0.00	1160.00
					28	0.00	-1.11	0.00	1207.00
					29	0.00	-1.11	0.00	1254.00
					30	0.00	-1.11	0.00	1301.00
					31	0.00	-1.11	0.00	1348.00
					32	0.00	-1.11	0.00	1395.00
					33	0.00	-1.11	0.00	1442.00
					34	0.00	-1.11	0.00	1489.00
					35	0.00	-1.11	0.00	1536.00
					36	0.00	-1.11	0.00	1583.00
					37	0.00	-1.11	0.00	1630.00
					38	0.00	-1.11	0.00	1677.00
					39	0.00	-1.11	0.00	1724.00
					40	0.00	-1.11	0.00	1771.00
					41	0.00	-1.11	0.00	1818.00
					42	0.00	-1.11	0.00	1865.00
					43	0.00	-1.11	0.00	1912.00
					44	0.00	-1.11	0.00	1959.00
					45	0.00	-1.11	0.00	2006.00
					46	0.00	-1.11	0.00	2053.00
					47	0.00	-1.11	0.00	2100.00
					48	0.00	-1.11	0.00	2147.00
					49	0.00	-1.11	0.00	2194.00
					50	0.00	-1.11	0.00	2241.00
					51	0.00	-1.11	0.00	2288.00
					52	0.00	-1.11	0.00	2335.00
					53	0.00	-1.11	0.00	2382.00
					54	0.00	-1.11	0.00	2429.00
					55	0.00	-1.11	0.00	2476.00
					56	0.00	-1.11	0.00	2523.00
					57	0.00	-1.11	0.00	2570.00
					58	0.00	-1.11	0.00	2617.00
					59	0.00	-1.11	0.00	2664.00
					60	0.00	-1.11	0.00	2711.00
					61	0.00	-1.11	0.00	2758.00
					62	0.00	-1.11	0.00	2805.00
					63	0.00	-1.11	0.00	2852.00
					64	0.00	-1.11	0.00	2899.00
					65	0.00	-1.11	0.00	2946.00
					66	0.00	-1.11	0.00	2993.00
					67	0.00	-1.11	0.00	3040.00
					68	0.00	-1.11	0.00	3087.00
					69	0.00	-1.11	0.00	3134.00
					70	0.00	-1.11	0.00	3181.00
					71	0.00	-1.11	0.00	3228.00
					72	0.00	-1.11	0.00	3275.00
					73	0.00	-1.11	0.00	3322.00
					74	0.00	-1.11	0.00	3369.00
					75	0.00	-1.11	0.00	3416.00
					76	0.00	-1.11	0.00	3463.00
					77	0.00	-1.11	0.00	3510.00
					78	0.00	-1.11	0.00	3557.00
					79	0.00	-1.11	0.00	3604.00
					80	0.00	-1.11	0.00	3651.00
					81	0.00	-1.11	0.00	3698.00
					82	0.00	-1.11	0.00	3745.00
					83	0.00	-1.11	0.00	3792.00
					84	0.00	-1.11	0.00	3839.00
					85	0.00	-1.11	0.00	3886.00
					86	0.00	-1.11	0.00	3933.00
					87	0.00	-1.11	0.00	3980.00
					88	0.00	-1.11	0.00	4027.00
					89	0.00	-1.11	0.00	4074.00
					90	0.00	-1.11	0.00	4121.00
					91	0.00	-1.11	0.00	4168.00
					92	0.00	-1.11	0.00	4215.00
					93	0.00	-1.11	0.00	4262.00
					94	0.00	-1.11	0.00	4309.00
					95	0.00	-1.11	0.00	4356.00
					96	0.00	-1.11	0.00	4403.00
					97	0.00	-1.11	0.00	4450.00
					98	0.00	-1.11	0.00	4497.00
					99	0.00	-1.11	0.00	4544.00
					100	0.00	-1.11	0.00	4591.00
					101	0.00	-1.11	0.00	4638.00
					102	0.00	-1.11	0.00	4685.00
					103	0.00	-1.11	0.00	4732.00
					104	0.00	-1.11	0.00	4779.00
					105	0.00	-1.11	0.00	4826.00
					106	0.00	-1.11	0.00	4873.00
					107	0.00	-1.11	0.00	4920.00
					108	0.00	-1.11	0.00	4967.00
					109	0.00	-1.11	0.00	5014.00
					110	0.00	-1.11	0.00	5061.00
					111	0.00	-1.11	0.00	5108.00
					112	0.00	-1.11	0.00	5155.00
					113	0.00	-1.11	0.00	5202.00
					114	0.00	-1.11	0.00	5249.00
					115	0.00	-1.11	0.00	5296.00
					116	0.00	-1.11	0.00	5343.00
					117	0.00	-1.11	0.00	5390.00
					118	0.00	-1.11	0.00	5437.00
					119	0.00	-1.11	0.00	5484.00
					120	0.00	-1.11	0.00	5531.00
					121	0.00	-1.11	0.00	5578.00
					122	0.00	-1.11	0.00	5625.00
					123	0.00	-1.11	0.00	5672.00
					124	0.00	-1.11	0.00	5719.00
					125	0.00	-1.11	0.00	5766.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°												
Massa eccitata kN*10: 41883.61			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95						
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5%			
8	37.499	27.53	1406.21	3.22	1	1.19	0.00	0.00	14.53			
					2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	41.577	30.52	1728.62	3.95	1	1.19	0.00	0.00	14.53			
					2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	69.308	50.88	4803.65	10.99	1	1.19	0.00	0.00	14.53			
					2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	10.324	7.58	106.58	0.24	1	1.19	0.00	0.00	14.53			
					2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	46.131	33.87	2128.11	4.87	1	1.19	0.00	0.00	14.53			
					2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 41883.61				Massa totale kN*10: 43708.42				Rapporto: .95	
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	83.355	61.19	6948.09	15.90	1	3.51	-0.91	16.54	126.80
					2	0.22	-1.11	407.33	3.23
					3	0.11	-1.11	694.44	5.65
					4	0.11	-1.11	103.35	0.84
					5	0.09	-1.11	113.23	0.91
					6	0.09	-1.11	115.90	0.94
					7	0.09	-1.11	91.59	0.74
					8	0.09	-1.11	11.02	0.09
					9	0.09	-1.11	11.02	0.09
					10	0.09	-1.11	11.02	0.09
					11	0.09	-1.11	11.02	0.09
2	0.000	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
3	136.217	100.00	18555.10	42.45	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
4	8.173	6.00	66.80	0.15	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
5	45.523	33.42	2072.31	4.74	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
6	57.243	42.02	3276.75	7.50	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
7	28.132	20.65	791.39	1.81	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°										
Massa eccitata kN*10: 41883.61			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95				
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5%	
8	37.499	27.53	1406.21	3.22	1	1.11	0.00	13.50	0.00	
						2	0.00	0.00	0.00	0.00
						3	0.00	0.00	0.00	0.00
						4	0.00	0.00	0.00	0.00
						5	0.00	0.00	0.00	0.00
						6	0.00	0.00	0.00	0.00
						7	0.00	0.00	0.00	0.00
						8	0.00	0.00	0.00	0.00
						9	0.00	0.00	0.00	0.00
						10	0.00	0.00	0.00	0.00
						11	0.00	0.00	0.00	0.00
9	41.577	30.52	1728.62	3.95	2	1.11	0.00	13.50	0.00	
						3	0.00	0.00	0.00	0.00
						4	0.00	0.00	0.00	0.00
						5	0.00	0.00	0.00	0.00
						6	0.00	0.00	0.00	0.00
						7	0.00	0.00	0.00	0.00
						8	0.00	0.00	0.00	0.00
						9	0.00	0.00	0.00	0.00
						10	0.00	0.00	0.00	0.00
						11	0.00	0.00	0.00	0.00
						10	69.308	50.88	4803.65	10.99
4	0.00	0.00	0.00	0.00						
5	0.00	0.00	0.00	0.00						
6	0.00	0.00	0.00	0.00						
7	0.00	0.00	0.00	0.00						
8	0.00	0.00	0.00	0.00						
9	0.00	0.00	0.00	0.00						
10	0.00	0.00	0.00	0.00						
11	0.00	0.00	0.00	0.00						
12	0.00	0.00	0.00	0.00						
11	10.324	7.58	106.59	0.24	4					
						5	0.00	0.00	0.00	0.00
						6	0.00	0.00	0.00	0.00
						7	0.00	0.00	0.00	0.00
						8	0.00	0.00	0.00	0.00
						9	0.00	0.00	0.00	0.00
						10	0.00	0.00	0.00	0.00
						11	0.00	0.00	0.00	0.00
						12	0.00	0.00	0.00	0.00
						13	0.00	0.00	0.00	0.00
						12	46.131	33.87	2128.11	4.87
6	0.00	0.00	0.00	0.00						
7	0.00	0.00	0.00	0.00						
8	0.00	0.00	0.00	0.00						
9	0.00	0.00	0.00	0.00						
10	0.00	0.00	0.00	0.00						
11	0.00	0.00	0.00	0.00						
12	0.00	0.00	0.00	0.00						
13	0.00	0.00	0.00	0.00						
14	0.00	0.00	0.00	0.00						

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 41924.21			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	9.051	6.25	81.91	0.19	1	0.21	-0.08	1.4	1.3
					2	0.00	-0.00	0.0	0.0
					3	0.00	-0.00	0.0	0.0
					4	0.00	-0.00	0.0	0.0
					5	0.00	-0.00	0.0	0.0
					6	0.00	-0.00	0.0	0.0
					7	0.00	-0.00	0.0	0.0
					8	0.00	-0.00	0.0	0.0
					9	0.00	-0.00	0.0	0.0
					10	0.00	-0.00	0.0	0.0
					11	0.00	-0.00	0.0	0.0
					12	0.00	-0.00	0.0	0.0
					13	0.00	-0.00	0.0	0.0
					14	0.00	-0.00	0.0	0.0
					15	0.00	-0.00	0.0	0.0
					16	0.00	-0.00	0.0	0.0
					17	0.00	-0.00	0.0	0.0
					18	0.00	-0.00	0.0	0.0
					19	0.00	-0.00	0.0	0.0
					20	0.00	-0.00	0.0	0.0
					21	0.00	-0.00	0.0	0.0
					22	0.00	-0.00	0.0	0.0
					23	0.00	-0.00	0.0	0.0
					24	0.00	-0.00	0.0	0.0
					25	0.00	-0.00	0.0	0.0
					26	0.00	-0.00	0.0	0.0
					27	0.00	-0.00	0.0	0.0
					28	0.00	-0.00	0.0	0.0
					29	0.00	-0.00	0.0	0.0
					30	0.00	-0.00	0.0	0.0
					31	0.00	-0.00	0.0	0.0
					32	0.00	-0.00	0.0	0.0
					33	0.00	-0.00	0.0	0.0
					34	0.00	-0.00	0.0	0.0
					35	0.00	-0.00	0.0	0.0
					36	0.00	-0.00	0.0	0.0
					37	0.00	-0.00	0.0	0.0
					38	0.00	-0.00	0.0	0.0
					39	0.00	-0.00	0.0	0.0
					40	0.00	-0.00	0.0	0.0
					41	0.00	-0.00	0.0	0.0
					42	0.00	-0.00	0.0	0.0
					43	0.00	-0.00	0.0	0.0
					44	0.00	-0.00	0.0	0.0
					45	0.00	-0.00	0.0	0.0
					46	0.00	-0.00	0.0	0.0
					47	0.00	-0.00	0.0	0.0
					48	0.00	-0.00	0.0	0.0
					49	0.00	-0.00	0.0	0.0
					50	0.00	-0.00	0.0	0.0
					51	0.00	-0.00	0.0	0.0
					52	0.00	-0.00	0.0	0.0
					53	0.00	-0.00	0.0	0.0
					54	0.00	-0.00	0.0	0.0
					55	0.00	-0.00	0.0	0.0
					56	0.00	-0.00	0.0	0.0
					57	0.00	-0.00	0.0	0.0
					58	0.00	-0.00	0.0	0.0
					59	0.00	-0.00	0.0	0.0
					60	0.00	-0.00	0.0	0.0
					61	0.00	-0.00	0.0	0.0
					62	0.00	-0.00	0.0	0.0
					63	0.00	-0.00	0.0	0.0
					64	0.00	-0.00	0.0	0.0
					65	0.00	-0.00	0.0	0.0
					66	0.00	-0.00	0.0	0.0
					67	0.00	-0.00	0.0	0.0
					68	0.00	-0.00	0.0	0.0
					69	0.00	-0.00	0.0	0.0
					70	0.00	-0.00	0.0	0.0
					71	0.00	-0.00	0.0	0.0
					72	0.00	-0.00	0.0	0.0
					73	0.00	-0.00	0.0	0.0
					74	0.00	-0.00	0.0	0.0
					75	0.00	-0.00	0.0	0.0
					76	0.00	-0.00	0.0	0.0
					77	0.00	-0.00	0.0	0.0
					78	0.00	-0.00	0.0	0.0
					79	0.00	-0.00	0.0	0.0
					80	0.00	-0.00	0.0	0.0
					81	0.00	-0.00	0.0	0.0
					82	0.00	-0.00	0.0	0.0
					83	0.00	-0.00	0.0	0.0
					84	0.00	-0.00	0.0	0.0
					85	0.00	-0.00	0.0	0.0
					86	0.00	-0.00	0.0	0.0
					87	0.00	-0.00	0.0	0.0
					88	0.00	-0.00	0.0	0.0
					89	0.00	-0.00	0.0	0.0
					90	0.00	-0.00	0.0	0.0
					91	0.00	-0.00	0.0	0.0
					92	0.00	-0.00	0.0	0.0
					93	0.00	-0.00	0.0	0.0
					94	0.00	-0.00	0.0	0.0
					95	0.00	-0.00	0.0	0.0
					96	0.00	-0.00	0.0	0.0
					97	0.00	-0.00	0.0	0.0
					98	0.00	-0.00	0.0	0.0
					99	0.00	-0.00	0.0	0.0
					100	0.00	-0.00	0.0	0.0

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 41924.21			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	22.084	15.25	487.71	1.12	1	1.00	0.00	10.78	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
9	15.644	10.80	244.75	0.56	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
10	15.854	10.95	251.35	0.58	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
11	81.479	56.26	6638.80	15.19	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
12	41.364	28.56	1710.99	3.91	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 41924.21			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	9.051	6.25	81.91	0.19	1	0.28	-0.10	1.77	1.75
					2	0.00	-0.14	0.00	0.67
					3	0.66	-0.19	-1.00	0.60
					4	0.87	-0.26	-1.33	0.17
					5	0.01	-0.33	-1.16	0.17
					6	0.21	-0.37	-1.00	0.11
					7	0.00	-0.43	-0.77	0.11
					8	0.00	-0.46	-0.77	0.11
					9	0.00	-0.49	-0.77	0.11
					10	0.00	-0.51	-0.77	0.11
2	144.830	100.00	20975.62	47.99	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
3	5.179	3.58	26.83	0.06	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
4	96.293	66.49	9272.38	21.21	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
5	12.430	8.58	154.50	0.35	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.925	0.64	0.85	0.00	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
7	45.591	31.48	2078.54	4.76	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 41924.21			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	22.084	15.25	487.71	1.12	1	1.93	0.57	23.54	
					2	0.40	0.11	1.16	
					3	0.11	0.03	0.44	
					4	0.45	0.12	1.16	
					5	1.40	0.37	3.91	
					6	7.14	1.87	5.13	
					7	7.77	2.05	5.55	
					8	22.084	15.25	487.71	
					9	15.644	10.80	244.75	
					10	15.854	10.95	251.35	
					11	81.479	56.26	6638.80	
					12	41.364	28.56	1710.99	

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 41924.21			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	9.051	6.25	81.91	0.19	1	0.28	-0.10	1.00	1.41
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
2	144.830	100.00	20975.62	47.99	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
3	5.179	3.58	26.83	0.06	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
4	96.293	66.49	9272.38	21.21	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
5	12.430	8.58	154.50	0.35	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.925	0.64	0.85	0.00	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
7	45.591	31.48	2078.54	4.76	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 41924.21			Massa totale kN*10: 43708.42			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5%
8	22.084	15.25	487.71	1.12	1	1.80	0.53	21.88	
					2	0.41	0.11	4.20	
					3	0.41	0.11	4.20	
					4	0.41	0.11	4.20	
					5	0.41	0.11	4.20	
					6	0.41	0.11	4.20	
					7	0.41	0.11	4.20	
					8	0.41	0.11	4.20	
					9	0.41	0.11	4.20	
					10	0.41	0.11	4.20	
					11	0.41	0.11	4.20	
					12	0.41	0.11	4.20	
9	15.644	10.80	244.75	0.56	1	1.80	0.53	21.88	
					2	0.41	0.11	4.20	
					3	0.41	0.11	4.20	
					4	0.41	0.11	4.20	
					5	0.41	0.11	4.20	
					6	0.41	0.11	4.20	
					7	0.41	0.11	4.20	
					8	0.41	0.11	4.20	
					9	0.41	0.11	4.20	
					10	0.41	0.11	4.20	
					11	0.41	0.11	4.20	
					12	0.41	0.11	4.20	
10	15.854	10.95	251.35	0.58	1	1.80	0.53	21.88	
					2	0.41	0.11	4.20	
					3	0.41	0.11	4.20	
					4	0.41	0.11	4.20	
					5	0.41	0.11	4.20	
					6	0.41	0.11	4.20	
					7	0.41	0.11	4.20	
					8	0.41	0.11	4.20	
					9	0.41	0.11	4.20	
					10	0.41	0.11	4.20	
					11	0.41	0.11	4.20	
					12	0.41	0.11	4.20	
11	81.479	56.26	6638.80	15.19	1	1.80	0.53	21.88	
					2	0.41	0.11	4.20	
					3	0.41	0.11	4.20	
					4	0.41	0.11	4.20	
					5	0.41	0.11	4.20	
					6	0.41	0.11	4.20	
					7	0.41	0.11	4.20	
					8	0.41	0.11	4.20	
					9	0.41	0.11	4.20	
					10	0.41	0.11	4.20	
					11	0.41	0.11	4.20	
					12	0.41	0.11	4.20	
12	41.364	28.56	1710.99	3.91	1	1.80	0.53	21.88	
					2	0.41	0.11	4.20	
					3	0.41	0.11	4.20	
					4	0.41	0.11	4.20	
					5	0.41	0.11	4.20	
					6	0.41	0.11	4.20	
					7	0.41	0.11	4.20	
					8	0.41	0.11	4.20	
					9	0.41	0.11	4.20	
					10	0.41	0.11	4.20	
					11	0.41	0.11	4.20	
					12	0.41	0.11	4.20	

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

*Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio
"Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di
Roma.*

ALLEGATO 2

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI RELATIVE ALLA STRUTTURA CONTROLLATA FINALE (travi IPE300, pilastri HEA300 e controventi del diametro pari a 60 mm)

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.									
S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69		Massa totale kN*10: 43878.64		Rapporto: 97					
Modo N.°	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	20.785	12.15	432.04	0.98	1	1.11	8.58	-6.42	156.886
					2	1.96	19.00	-69.49	503.883
					3	2.95	31.88	-192.56	859.503
					4	4.24	48.99	-384.21	1574.909
					5	6.11	61.97	-565.21	2549.909
					6	8.34	77.78	-688.26	3889.111
					7	12.03	152.95	-1182.50	3889.555
					8	0.41	3.68	-4.92	256.000
					9	1.10	9.88	-16.02	384.588
				10	2.11	9.10	-0.65	384.588	

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .97			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
2	171.098	100.00	29274.51	66.72	11	3.22	12.91	-7.28	564.87
					12	0.00	0.00	0.00	706.39
					13	0.00	0.00	0.00	870.43
					14	0.00	0.00	0.00	1592.42
					15	0.00	0.00	0.00	220.53
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00
					50	0.00	0.00	0.00	0.00
					51	0.00	0.00	0.00	0.00
					52	0.00	0.00	0.00	0.00
					53	0.00	0.00	0.00	0.00
					54	0.00	0.00	0.00	0.00
					55	0.00	0.00	0.00	0.00
					56	0.00	0.00	0.00	0.00
					57	0.00	0.00	0.00	0.00
					58	0.00	0.00	0.00	0.00
					59	0.00	0.00	0.00	0.00
					60	0.00	0.00	0.00	0.00
					61	0.00	0.00	0.00	0.00
					62	0.00	0.00	0.00	0.00
					63	0.00	0.00	0.00	0.00
					64	0.00	0.00	0.00	0.00
					65	0.00	0.00	0.00	0.00
					66	0.00	0.00	0.00	0.00
					67	0.00	0.00	0.00	0.00
					68	0.00	0.00	0.00	0.00
					69	0.00	0.00	0.00	0.00
					70	0.00	0.00	0.00	0.00
					71	0.00	0.00	0.00	0.00
					72	0.00	0.00	0.00	0.00
					73	0.00	0.00	0.00	0.00
					74	0.00	0.00	0.00	0.00
					75	0.00	0.00	0.00	0.00
					76	0.00	0.00	0.00	0.00
					77	0.00	0.00	0.00	0.00
					78	0.00	0.00	0.00	0.00
					79	0.00	0.00	0.00	0.00
					80	0.00	0.00	0.00	0.00
					81	0.00	0.00	0.00	0.00
					82	0.00	0.00	0.00	0.00
					83	0.00	0.00	0.00	0.00
					84	0.00	0.00	0.00	0.00
					85	0.00	0.00	0.00	0.00
					86	0.00	0.00	0.00	0.00
					87	0.00	0.00	0.00	0.00
					88	0.00	0.00	0.00	0.00
					89	0.00	0.00	0.00	0.00
					90	0.00	0.00	0.00	0.00
					91	0.00	0.00	0.00	0.00
					92	0.00	0.00	0.00	0.00
					93	0.00	0.00	0.00	0.00
					94	0.00	0.00	0.00	0.00
					95	0.00	0.00	0.00	0.00
					96	0.00	0.00	0.00	0.00
					97	0.00	0.00	0.00	0.00
					98	0.00	0.00	0.00	0.00
					99	0.00	0.00	0.00	0.00
					100	0.00	0.00	0.00	0.00
					101	0.00	0.00	0.00	0.00
					102	0.00	0.00	0.00	0.00
					103	0.00	0.00	0.00	0.00
					104	0.00	0.00	0.00	0.00
					105	0.00	0.00	0.00	0.00
					106	0.00	0.00	0.00	0.00
					107	0.00	0.00	0.00	0.00
					108	0.00	0.00	0.00	0.00
					109	0.00	0.00	0.00	0.00
					110	0.00	0.00	0.00	0.00
					111	0.00	0.00	0.00	0.00
					112	0.00	0.00	0.00	0.00
					113	0.00	0.00	0.00	0.00
					114	0.00	0.00	0.00	0.00
					115	0.00	0.00	0.00	0.00
					116	0.00	0.00	0.00	0.00
					117	0.00	0.00	0.00	0.00
					118	0.00	0.00	0.00	0.00
					119	0.00	0.00	0.00	0.00
					120	0.00	0.00	0.00	0.00
					121	0.00	0.00	0.00	0.00
					122	0.00	0.00	0.00	0.00
					123	0.00	0.00	0.00	0.00
					124	0.00	0.00	0.00	0.00
					125	0.00	0.00	0.00	0.00
					126	0.00	0.00	0.00	0.00
					127	0.00	0.00	0.00	0.00
					128	0.00	0.00	0.00	0.00
					129	0.00	0.00	0.00	0.00
					130	0.00	0.00	0.00	0.00
					131	0.00	0.00	0.00	0.00
					132	0.00	0.00	0.00	0.00
					133	0.00	0.00	0.00	0.00
					134	0.00	0.00	0.00	0.00
					135	0.00	0.00	0.00	0.00
					136	0.00	0.00	0.00	0.00
					137	0.00	0.00	0.00	0.00
					138	0.00	0.00	0.00	0.00
					139	0.00	0.00	0.00	0.00
					140	0.00	0.00	0.00	0.00
					141	0.00	0.00	0.00	0.00
					142	0.00	0.00	0.00	0.00
					143	0.00	0.00	0.00	0.00
					144	0.00	0.00	0.00	0.00
					145	0.00	0.00	0.00	0.00
					146	0.00	0.00	0.00	0.00
					147	0.00	0.00	0.00	0.00
					148	0.00	0.00	0.00	0.00
					149	0.00	0.00	0.00	0.00
					150	0.00	0.00	0.00	0.00
					151	0.00	0.00	0.00	0.00
					152	0.00	0.00	0.00	0.00
					153	0.00	0.00	0.00	0.00
					154	0.00	0.00	0.00	0.00
					155	0.00	0.00	0.00	0.00
					156	0.00	0.00	0.00	0.00
					157	0.00	0.00	0.00	0.00
					158	0.00	0.00	0.00	0.00
					159	0.00	0.00	0.0	

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .97			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	69.674	40.72	4854.50	11.06	1	13.39	-2.90	-787.57	
					2	1.70	-6.09	-220.61	
					3	27.75	-1.99	-174.93	
					4	32.91	-1.66	-275.91	
					5	0.00	-1.10	-11.90	
					6	0.00	-1.10	-11.90	
					7	0.01	-1.10	-89.00	
					8	0.03	-1.10	-107.08	
					9	0.01	-1.10	-111.55	
					10	0.01	-1.10	-123.63	
					11	0.01	-1.10	-123.63	
					12	0.01	-1.10	-233.33	
9	21.368	12.49	456.60	1.04	1	10.08	1.18	100.00	
					2	0.00	0.00	140.90	
					3	0.00	0.00	133.44	
					4	0.00	0.00	39.96	
					5	0.00	0.00	33.33	
					6	0.00	0.00	33.33	
					7	0.00	0.00	61.72	
					8	0.00	0.00	100.00	
					9	0.00	0.00	100.00	
					10	0.00	0.00	100.00	
					11	0.00	0.00	100.00	
					10	67.259	39.31	4523.77	10.31
2	0.00	-1.10	-133.44						
3	0.00	-1.10	-133.44						
4	0.00	-1.10	39.96						
5	0.00	-1.10	33.33						
6	0.00	-1.10	33.33						
7	0.00	-1.10	61.72						
8	0.00	-1.10	100.00						
9	0.00	-1.10	100.00						
10	0.00	-1.10	100.00						
11	0.00	-1.10	100.00						
11	11.212	6.55	125.72	0.29					
					2	0.00	0.00	133.44	
					3	0.00	0.00	133.44	
					4	0.00	0.00	39.96	
					5	0.00	0.00	33.33	
					6	0.00	0.00	33.33	
					7	0.00	0.00	61.72	
					8	0.00	0.00	100.00	
					9	0.00	0.00	100.00	
					10	0.00	0.00	100.00	
					11	0.00	0.00	100.00	
					12	8.396	4.91	70.50	0.16
2	0.00	0.00	133.44						
3	0.00	0.00	133.44						
4	0.00	0.00	39.96						
5	0.00	0.00	33.33						
6	0.00	0.00	33.33						
7	0.00	0.00	61.72						
8	0.00	0.00	100.00						
9	0.00	0.00	100.00						
10	0.00	0.00	100.00						
11	0.00	0.00	100.00						

Versione Trial - e' vietato l'uso di Mini Professionali

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .97			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	20.785	12.15	432.04	0.98	1	1.37	10.53	-7.88	19.42
					2	0.04	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
					12	0.00	0.00	0.00	0.00
					13	0.00	0.00	0.00	0.00
					14	0.00	0.00	0.00	0.00
					15	0.00	0.00	0.00	0.00
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00
					50	0.00	0.00	0.00	0.00
					51	0.00	0.00	0.00	0.00
					52	0.00	0.00	0.00	0.00
					53	0.00	0.00	0.00	0.00
					54	0.00	0.00	0.00	0.00
					55	0.00	0.00	0.00	0.00
					56	0.00	0.00	0.00	0.00
					57	0.00	0.00	0.00	0.00
					58	0.00	0.00	0.00	0.00
					59	0.00	0.00	0.00	0.00
					60	0.00	0.00	0.00	0.00
					61	0.00	0.00	0.00	0.00
					62	0.00	0.00	0.00	0.00
					63	0.00	0.00	0.00	0.00
					64	0.00	0.00	0.00	0.00
					65	0.00	0.00	0.00	0.00
					66	0.00	0.00	0.00	0.00
					67	0.00	0.00	0.00	0.00
					68	0.00	0.00	0.00	0.00
					69	0.00	0.00	0.00	0.00
					70	0.00	0.00	0.00	0.00
					71	0.00	0.00	0.00	0.00
					72	0.00	0.00	0.00	0.00
					73	0.00	0.00	0.00	0.00
					74	0.00	0.00	0.00	0.00
					75	0.00	0.00	0.00	0.00
					76	0.00	0.00	0.00	0.00
					77	0.00	0.00	0.00	0.00
					78	0.00	0.00	0.00	0.00
					79	0.00	0.00	0.00	0.00
					80	0.00	0.00	0.00	0.00
					81	0.00	0.00	0.00	0.00
					82	0.00	0.00	0.00	0.00
					83	0.00	0.00	0.00	0.00
					84	0.00	0.00	0.00	0.00
					85	0.00	0.00	0.00	0.00
					86	0.00	0.00	0.00	0.00
					87	0.00	0.00	0.00	0.00
					88	0.00	0.00	0.00	0.00
					89	0.00	0.00	0.00	0.00
					90	0.00	0.00	0.00	0.00
					91	0.00	0.00	0.00	0.00
					92	0.00	0.00	0.00	0.00
					93	0.00	0.00	0.00	0.00
					94	0.00	0.00	0.00	0.00
					95	0.00	0.00	0.00	0.00
					96	0.00	0.00	0.00	0.00
					97	0.00	0.00	0.00	0.00
					98	0.00	0.00	0.00	0.00
					99	0.00	0.00	0.00	0.00
					100	0.00	0.00	0.00	0.00

Versione Trial - è vietato l'uso di Mini-Professionali

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .97			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	69.674	40.72	4854.50	11.06	1	27.64	8.00	113.12	1.22
					2	1.96	1.00	333.33	3.33
					3	1.96	1.00	333.33	3.33
					4	1.96	1.00	333.33	3.33
					5	1.96	1.00	333.33	3.33
					6	1.96	1.00	333.33	3.33
					7	1.96	1.00	333.33	3.33
					8	1.96	1.00	333.33	3.33
					9	1.96	1.00	333.33	3.33
					10	1.96	1.00	333.33	3.33
					11	1.96	1.00	333.33	3.33
					12	1.96	1.00	333.33	3.33
9	21.368	12.49	456.60	1.04	1	27.64	8.00	113.12	1.22
					2	1.96	1.00	333.33	3.33
					3	1.96	1.00	333.33	3.33
					4	1.96	1.00	333.33	3.33
					5	1.96	1.00	333.33	3.33
					6	1.96	1.00	333.33	3.33
					7	1.96	1.00	333.33	3.33
					8	1.96	1.00	333.33	3.33
					9	1.96	1.00	333.33	3.33
					10	1.96	1.00	333.33	3.33
					11	1.96	1.00	333.33	3.33
					12	1.96	1.00	333.33	3.33
10	67.259	39.31	4523.77	10.31	1	27.64	8.00	113.12	1.22
					2	1.96	1.00	333.33	3.33
					3	1.96	1.00	333.33	3.33
					4	1.96	1.00	333.33	3.33
					5	1.96	1.00	333.33	3.33
					6	1.96	1.00	333.33	3.33
					7	1.96	1.00	333.33	3.33
					8	1.96	1.00	333.33	3.33
					9	1.96	1.00	333.33	3.33
					10	1.96	1.00	333.33	3.33
					11	1.96	1.00	333.33	3.33
					12	1.96	1.00	333.33	3.33
11	11.212	6.55	705.77	0.29	1	27.64	8.00	113.12	1.22
					2	1.96	1.00	333.33	3.33
					3	1.96	1.00	333.33	3.33
					4	1.96	1.00	333.33	3.33
					5	1.96	1.00	333.33	3.33
					6	1.96	1.00	333.33	3.33
					7	1.96	1.00	333.33	3.33
					8	1.96	1.00	333.33	3.33
					9	1.96	1.00	333.33	3.33
					10	1.96	1.00	333.33	3.33
					11	1.96	1.00	333.33	3.33
					12	1.96	1.00	333.33	3.33
12	4.396	4.91	70.50	0.16	1	27.64	8.00	113.12	1.22
					2	1.96	1.00	333.33	3.33
					3	1.96	1.00	333.33	3.33
					4	1.96	1.00	333.33	3.33
					5	1.96	1.00	333.33	3.33
					6	1.96	1.00	333.33	3.33
					7	1.96	1.00	333.33	3.33
					8	1.96	1.00	333.33	3.33
					9	1.96	1.00	333.33	3.33
					10	1.96	1.00	333.33	3.33
					11	1.96	1.00	333.33	3.33
					12	1.96	1.00	333.33	3.33

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .97			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	20.785	12.15	432.04	0.98	1	1.39	10.70	8.01	195.66
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
					12	0.00	0.00	0.00	0.00
					13	0.00	0.00	0.00	0.00
					14	0.00	0.00	0.00	0.00
					15	0.00	0.00	0.00	0.00
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00
					50	0.00	0.00	0.00	0.00
					51	0.00	0.00	0.00	0.00
					52	0.00	0.00	0.00	0.00
					53	0.00	0.00	0.00	0.00
					54	0.00	0.00	0.00	0.00
					55	0.00	0.00	0.00	0.00
					56	0.00	0.00	0.00	0.00
					57	0.00	0.00	0.00	0.00
					58	0.00	0.00	0.00	0.00
					59	0.00	0.00	0.00	0.00
					60	0.00	0.00	0.00	0.00
					61	0.00	0.00	0.00	0.00
					62	0.00	0.00	0.00	0.00
					63	0.00	0.00	0.00	0.00
					64	0.00	0.00	0.00	0.00
					65	0.00	0.00	0.00	0.00
					66	0.00	0.00	0.00	0.00
					67	0.00	0.00	0.00	0.00
					68	0.00	0.00	0.00	0.00
					69	0.00	0.00	0.00	0.00
					70	0.00	0.00	0.00	0.00
					71	0.00	0.00	0.00	0.00
					72	0.00	0.00	0.00	0.00
					73	0.00	0.00	0.00	0.00
					74	0.00	0.00	0.00	0.00
					75	0.00	0.00	0.00	0.00
					76	0.00	0.00	0.00	0.00
					77	0.00	0.00	0.00	0.00
					78	0.00	0.00	0.00	0.00
					79	0.00	0.00	0.00	0.00
					80	0.00	0.00	0.00	0.00
					81	0.00	0.00	0.00	0.00
					82	0.00	0.00	0.00	0.00
					83	0.00	0.00	0.00	0.00
					84	0.00	0.00	0.00	0.00
					85	0.00	0.00	0.00	0.00
					86	0.00	0.00	0.00	0.00
					87	0.00	0.00	0.00	0.00
					88	0.00	0.00	0.00	0.00
					89	0.00	0.00	0.00	0.00
					90	0.00	0.00	0.00	0.00
					91	0.00	0.00	0.00	0.00
					92	0.00	0.00	0.00	0.00
					93	0.00	0.00	0.00	0.00
					94	0.00	0.00	0.00	0.00
					95	0.00	0.00	0.00	0.00
					96	0.00	0.00	0.00	0.00
					97	0.00	0.00	0.00	0.00
					98	0.00	0.00	0.00	0.00
					99	0.00	0.00	0.00	0.00
					100	0.00	0.00	0.00	0.00

Versione Trial - e' vietato l'uso di Mini-Professionali

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 42660.69			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .97			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	69.674	40.72	4854.50	11.06	1	25.69	7.44	105.40	1.01
					2	1.00	1.33	3.33	0.04
					3	1.00	1.33	3.33	0.04
					4	1.00	1.33	3.33	0.04
					5	1.00	1.33	3.33	0.04
					6	1.00	1.33	3.33	0.04
					7	1.00	1.33	3.33	0.04
					8	1.00	1.33	3.33	0.04
					9	1.00	1.33	3.33	0.04
					10	1.00	1.33	3.33	0.04
9	21.368	12.49	456.60	1.04	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
10	67.259	39.31	4523.77	10.31	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
11	11.212	6.55	705.77	0.29	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
12	4.306	4.91	70.50	0.16	1	0.00	0.00	0.00	0.00
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 9 0 °									
Massa eccitata kN*10: 42110.33			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	168.015	100.00	28228.97	64.33	1	9.00	69.33	51.99	142.69
					2	0.00	0.00	0.00	0.00
					3	0.00	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
					12	0.00	0.00	0.00	0.00
					13	0.00	0.00	0.00	0.00
					14	0.00	0.00	0.00	0.00
					15	0.00	0.00	0.00	0.00
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00
					50	0.00	0.00	0.00	0.00
					51	0.00	0.00	0.00	0.00
					52	0.00	0.00	0.00	0.00
					53	0.00	0.00	0.00	0.00
					54	0.00	0.00	0.00	0.00
					55	0.00	0.00	0.00	0.00
					56	0.00	0.00	0.00	0.00
					57	0.00	0.00	0.00	0.00
					58	0.00	0.00	0.00	0.00
					59	0.00	0.00	0.00	0.00
					60	0.00	0.00	0.00	0.00
					61	0.00	0.00	0.00	0.00
					62	0.00	0.00	0.00	0.00
					63	0.00	0.00	0.00	0.00
					64	0.00	0.00	0.00	0.00
					65	0.00	0.00	0.00	0.00
					66	0.00	0.00	0.00	0.00
					67	0.00	0.00	0.00	0.00
					68	0.00	0.00	0.00	0.00
					69	0.00	0.00	0.00	0.00
					70	0.00	0.00	0.00	0.00
					71	0.00	0.00	0.00	0.00
					72	0.00	0.00	0.00	0.00
					73	0.00	0.00	0.00	0.00
					74	0.00	0.00	0.00	0.00
					75	0.00	0.00	0.00	0.00
					76	0.00	0.00	0.00	0.00
					77	0.00	0.00	0.00	0.00
					78	0.00	0.00	0.00	0.00
					79	0.00	0.00	0.00	0.00
					80	0.00	0.00	0.00	0.00
					81	0.00	0.00	0.00	0.00
					82	0.00	0.00	0.00	0.00
					83	0.00	0.00	0.00	0.00
					84	0.00	0.00	0.00	0.00
					85	0.00	0.00	0.00	0.00
					86	0.00	0.00	0.00	0.00
					87	0.00	0.00	0.00	0.00
					88	0.00	0.00	0.00	0.00
					89	0.00	0.00	0.00	0.00
					90	0.00	0.00	0.00	0.00
					91	0.00	0.00	0.00	0.00
					92	0.00	0.00	0.00	0.00
					93	0.00	0.00	0.00	0.00
					94	0.00	0.00	0.00	0.00
					95	0.00	0.00	0.00	0.00
					96	0.00	0.00	0.00	0.00
					97	0.00	0.00	0.00	0.00
					98	0.00	0.00	0.00	0.00
					99	0.00	0.00	0.00	0.00
					100	0.00	0.00	0.00	0.00

Versione Trial - e' vietato l'uso di Mini Professionali

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.O.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°													
Massa eccitata kN*10: 42110.33			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .95							
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m				
8	6.815	4.06	46.44	0.11	1	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00			
					2	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
					3	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					4	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					5	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	86.316	51.37	7450.44	16.98	1	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00			
					2	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
					3	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					4	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					5	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	27.530	16.39	757.90	1.73	1	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00			
					2	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
					3	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					4	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					5	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	4.281	2.55	18.23	0.04	1	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00			
					2	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
					3	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					4	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					5	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	7.88	7.88	175.38	0.40	1	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00			
					2	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
					3	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					4	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
					5	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 9 0 °									
Massa eccitata kN*10: 42110.33			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	168.015	100.00	28228.97	64.33	1	11.03	85.04	-63.67	175.04
					2	2.26	1.16	-1.11	1.75
					3	1.02	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
					12	0.00	0.00	0.00	0.00
					13	0.00	0.00	0.00	0.00
					14	0.00	0.00	0.00	0.00
					15	0.00	0.00	0.00	0.00
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00
					50	0.00	0.00	0.00	0.00
2	29.452	17.53	867.41	1.98	1	11.03	85.04	-63.67	175.04
					2	2.26	1.16	-1.11	1.75
					3	1.02	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
					12	0.00	0.00	0.00	0.00
					13	0.00	0.00	0.00	0.00
					14	0.00	0.00	0.00	0.00
					15	0.00	0.00	0.00	0.00
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00
					50	0.00	0.00	0.00	0.00
3	39.866	23.73	1589.32	3.62	1	11.03	85.04	-63.67	175.04
					2	2.26	1.16	-1.11	1.75
					3	1.02	0.00	0.00	0.00
					4	0.00	0.00	0.00	0.00
					5	0.00	0.00	0.00	0.00
					6	0.00	0.00	0.00	0.00
					7	0.00	0.00	0.00	0.00
					8	0.00	0.00	0.00	0.00
					9	0.00	0.00	0.00	0.00
					10	0.00	0.00	0.00	0.00
					11	0.00	0.00	0.00	0.00
					12	0.00	0.00	0.00	0.00
					13	0.00	0.00	0.00	0.00
					14	0.00	0.00	0.00	0.00
					15	0.00	0.00	0.00	0.00
					16	0.00	0.00	0.00	0.00
					17	0.00	0.00	0.00	0.00
					18	0.00	0.00	0.00	0.00
					19	0.00	0.00	0.00	0.00
					20	0.00	0.00	0.00	0.00
					21	0.00	0.00	0.00	0.00
					22	0.00	0.00	0.00	0.00
					23	0.00	0.00	0.00	0.00
					24	0.00	0.00	0.00	0.00
					25	0.00	0.00	0.00	0.00
					26	0.00	0.00	0.00	0.00
					27	0.00	0.00	0.00	0.00
					28	0.00	0.00	0.00	0.00
					29	0.00	0.00	0.00	0.00
					30	0.00	0.00	0.00	0.00
					31	0.00	0.00	0.00	0.00
					32	0.00	0.00	0.00	0.00
					33	0.00	0.00	0.00	0.00
					34	0.00	0.00	0.00	0.00
					35	0.00	0.00	0.00	0.00
					36	0.00	0.00	0.00	0.00
					37	0.00	0.00	0.00	0.00
					38	0.00	0.00	0.00	0.00
					39	0.00	0.00	0.00	0.00
					40	0.00	0.00	0.00	0.00
					41	0.00	0.00	0.00	0.00
					42	0.00	0.00	0.00	0.00
					43	0.00	0.00	0.00	0.00
					44	0.00	0.00	0.00	0.00
					45	0.00	0.00	0.00	0.00
					46	0.00	0.00	0.00	0.00
					47	0.00	0.00	0.00	0.00
					48	0.00	0.00	0.00	0.00
					49	0.00	0.00	0.00	0.00

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 42110.33			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	6.815	4.06	46.44	0.11	1	-2.86	-0.00	-117.17	-117.17
					2	-3.71	-0.00	-170.21	-170.21
					3	-3.06	-0.00	-244.49	-244.49
					4	-0.94	-0.00	-357.58	-357.58
					5	0.20	0.00	-459.56	-459.56
					6	0.22	0.00	-523.33	-523.33
					7	0.78	0.00	-600.41	-600.41
					8	0.99	0.00	-690.15	-690.15
					9	1.47	0.00	-806.16	-806.16
					10	1.65	0.00	-936.84	-936.84
					11	1.91	0.00	-1084.48	-1084.48
					12	2.16	0.00	-1250.23	-1250.23
9	86.316	51.37	7450.44	16.98	1	-1.00	-0.00	-11.57	-11.57
					2	-1.00	-0.00	-22.14	-22.14
					3	-1.00	-0.00	-33.21	-33.21
					4	-1.00	-0.00	-44.28	-44.28
					5	-1.00	-0.00	-55.35	-55.35
					6	-1.00	-0.00	-66.42	-66.42
					7	-1.00	-0.00	-77.49	-77.49
					8	-1.00	-0.00	-88.56	-88.56
					9	-1.00	-0.00	-99.63	-99.63
					10	-1.00	-0.00	-110.70	-110.70
					11	-1.00	-0.00	-121.77	-121.77
					10	27.530	16.39	757.90	1.73
2	-1.00	-0.00	-22.14	-22.14					
3	-1.00	-0.00	-33.21	-33.21					
4	-1.00	-0.00	-44.28	-44.28					
5	-1.00	-0.00	-55.35	-55.35					
6	-1.00	-0.00	-66.42	-66.42					
7	-1.00	-0.00	-77.49	-77.49					
8	-1.00	-0.00	-88.56	-88.56					
9	-1.00	-0.00	-99.63	-99.63					
10	-1.00	-0.00	-110.70	-110.70					
11	-1.00	-0.00	-121.77	-121.77					
11	4.281	2.55	18.23	0.04					
					2	-1.00	-0.00	-22.14	-22.14
					3	-1.00	-0.00	-33.21	-33.21
					4	-1.00	-0.00	-44.28	-44.28
					5	-1.00	-0.00	-55.35	-55.35
					6	-1.00	-0.00	-66.42	-66.42
					7	-1.00	-0.00	-77.49	-77.49
					8	-1.00	-0.00	-88.56	-88.56
					9	-1.00	-0.00	-99.63	-99.63
					10	-1.00	-0.00	-110.70	-110.70
					11	-1.00	-0.00	-121.77	-121.77
					12	7.88	7.88	175.38	0.40
2	-1.00	-0.00	-22.14	-22.14					
3	-1.00	-0.00	-33.21	-33.21					
4	-1.00	-0.00	-44.28	-44.28					
5	-1.00	-0.00	-55.35	-55.35					
6	-1.00	-0.00	-66.42	-66.42					
7	-1.00	-0.00	-77.49	-77.49					
8	-1.00	-0.00	-88.56	-88.56					
9	-1.00	-0.00	-99.63	-99.63					
10	-1.00	-0.00	-110.70	-110.70					
11	-1.00	-0.00	-121.77	-121.77					

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 42110.33			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	168.015	100.00	28228.97	64.33	11	11.22	86.47	-64.74	177.99
					12	11.22	86.47	-71.70	144.95
					13	11.22	86.47	-108.49	111.71
					14	11.22	86.47	-144.95	77.11
					15	11.22	86.47	-177.99	44.95
					16	11.22	86.47	-208.49	27.99
					17	11.22	86.47	-237.70	16.49
					18	11.22	86.47	-264.74	9.99
					19	11.22	86.47	-289.70	4.95
					20	11.22	86.47	-311.71	1.71
					21	11.22	86.47	-330.49	0.49
					22	11.22	86.47	-346.95	0.11
					23	11.22	86.47	-361.71	0.01
					24	11.22	86.47	-374.95	0.00
					25	11.22	86.47	-386.49	0.00
					26	11.22	86.47	-396.70	0.00
					27	11.22	86.47	-405.70	0.00
					28	11.22	86.47	-413.71	0.00
					29	11.22	86.47	-420.49	0.00
					30	11.22	86.47	-426.95	0.00
					31	11.22	86.47	-432.99	0.00
					32	11.22	86.47	-438.49	0.00
					33	11.22	86.47	-443.70	0.00
					34	11.22	86.47	-448.49	0.00
					35	11.22	86.47	-452.99	0.00
					36	11.22	86.47	-457.70	0.00
					37	11.22	86.47	-461.71	0.00
					38	11.22	86.47	-465.49	0.00
					39	11.22	86.47	-469.70	0.00
					40	11.22	86.47	-473.71	0.00
					41	11.22	86.47	-477.49	0.00
					42	11.22	86.47	-481.70	0.00
					43	11.22	86.47	-485.71	0.00
					44	11.22	86.47	-489.49	0.00
					45	11.22	86.47	-493.70	0.00
					46	11.22	86.47	-497.71	0.00
					47	11.22	86.47	-501.49	0.00
					48	11.22	86.47	-505.70	0.00
					49	11.22	86.47	-509.71	0.00
					50	11.22	86.47	-513.71	0.00
					51	11.22	86.47	-517.49	0.00
					52	11.22	86.47	-521.70	0.00
					53	11.22	86.47	-525.71	0.00
					54	11.22	86.47	-529.49	0.00
					55	11.22	86.47	-533.70	0.00
					56	11.22	86.47	-537.71	0.00
					57	11.22	86.47	-541.49	0.00
					58	11.22	86.47	-545.70	0.00
					59	11.22	86.47	-549.71	0.00
					60	11.22	86.47	-553.71	0.00
					61	11.22	86.47	-557.49	0.00
					62	11.22	86.47	-561.70	0.00
					63	11.22	86.47	-565.71	0.00
					64	11.22	86.47	-569.49	0.00
					65	11.22	86.47	-573.70	0.00
					66	11.22	86.47	-577.71	0.00
					67	11.22	86.47	-581.49	0.00
					68	11.22	86.47	-585.70	0.00
					69	11.22	86.47	-589.71	0.00
					70	11.22	86.47	-593.71	0.00
					71	11.22	86.47	-597.49	0.00
					72	11.22	86.47	-601.70	0.00
					73	11.22	86.47	-605.71	0.00
					74	11.22	86.47	-609.49	0.00
					75	11.22	86.47	-613.70	0.00
					76	11.22	86.47	-617.71	0.00
					77	11.22	86.47	-621.49	0.00
					78	11.22	86.47	-625.70	0.00
					79	11.22	86.47	-629.71	0.00
					80	11.22	86.47	-633.71	0.00
					81	11.22	86.47	-637.49	0.00
					82	11.22	86.47	-641.70	0.00
					83	11.22	86.47	-645.71	0.00
					84	11.22	86.47	-649.49	0.00
					85	11.22	86.47	-653.70	0.00
					86	11.22	86.47	-657.71	0.00
					87	11.22	86.47	-661.49	0.00
					88	11.22	86.47	-665.70	0.00
					89	11.22	86.47	-669.71	0.00
					90	11.22	86.47	-673.71	0.00
					91	11.22	86.47	-677.49	0.00
					92	11.22	86.47	-681.70	0.00
					93	11.22	86.47	-685.71	0.00
					94	11.22	86.47	-689.49	0.00
					95	11.22	86.47	-693.70	0.00
					96	11.22	86.47	-697.71	0.00
					97	11.22	86.47	-701.49	0.00
					98	11.22	86.47	-705.70	0.00
					99	11.22	86.47	-709.71	0.00
					100	11.22	86.47	-713.71	0.00
					101	11.22	86.47	-717.49	0.00
					102	11.22	86.47	-721.70	0.00
					103	11.22	86.47	-725.71	0.00
					104	11.22	86.47	-729.49	0.00
					105	11.22	86.47	-733.70	0.00
					106	11.22	86.47	-737.71	0.00
					107	11.22	86.47	-741.49	0.00
					108	11.22	86.47	-745.70	0.00
					109	11.22	86.47	-749.71	0.00
					110	11.22	86.47	-753.71	0.00
					111	11.22	86.47	-757.49	0.00
					112	11.22	86.47	-761.70	0.00
					113	11.22	86.47	-765.71	0.00
					114	11.22	86.47	-769.49	0.00
					115	11.22	86.47	-773.70	0.00
					116	11.22	86.47	-777.71	0.00
					117	11.22	86.47	-781.49	0.00
					118	11.22	86.47	-785.70	0.00
					119	11.22	86.47	-789.71	0.00
					120	11.22	86.47	-793.71	0.00
					121	11.22	86.47	-797.49	0.00
					122	11.22	86.47	-801.70	0.00
					123	11.22	86.47	-805.71	0.00
					124	11.22	86.47	-809.49	0.00
					125	11.22	86.47	-813.70	0.00
					126	11.22	86.47	-817.71	0.00
					127	11.22	86.47	-821.49	0.00
					128	11.22	86.47	-825.70	0.00
					129	11.22	86.47	-829.71	0.00
					130	11.22	86.47	-833.71	0.00
					131	11.22	86.47	-837.49	0.00
					132	11.22	86.47	-841.70	0.00
					133	11.22	86.47	-845.71	0.00
					134	11.22	86.47	-849.49	0.00
					135	11.22	86.47	-853.70	0.00
					136	11.22	86.47	-857.71	0.00
					137	11.22	86.47	-861.49	0.00
					138	11.22	86.47	-865.70	0.00
					139	11.22	86.47	-869.71	0.00
					140	11.22	86.47	-873.71	0.00
					141	11.22	86.47	-877.49	0.00
					142	11.22	86.47	-881.70	0.00
					143	11.22	86.47	-885.71	0.00
					144	11.22	86.47	-889.49	0.00
					145	11.22	86.47	-893.70	0.00
					146	11.22	86.47	-897.71	0.00
					147	11.22	86.47	-901.49	0.00
					148	11.22	86.47	-905.70	0.00
					149	11.22	86.47	-909.71	0.00
					150	11.22	86.47	-913.71	0.00
					151	11.22	86.47	-917.49	0.00
					152	11.22	86.47	-921.70</	

C.D.S.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 42110.33			Massa totale kN*10: 43878.64			Rapporto: .95			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
8	6.815	4.06	46.44	0.11	1	-0.77	-0.77	-108.89	-108.89
					2	-0.47	-0.47	-68.54	-68.54
					3	-0.39	-0.39	-56.45	-56.45
					4	-0.32	-0.32	-46.88	-46.88
					5	-0.27	-0.27	-39.69	-39.69
					6	-0.23	-0.23	-33.87	-33.87
					7	-0.19	-0.19	-28.44	-28.44
					8	-0.16	-0.16	-23.78	-23.78
					9	-0.13	-0.13	-19.81	-19.81
					10	-0.11	-0.11	-16.54	-16.54
9	86.316	51.37	7450.44	16.98	1	104.44	104.44	1765.30	1765.30
					2	64.77	64.77	1080.55	1080.55
					3	44.33	44.33	740.77	740.77
					4	33.33	33.33	550.00	550.00
					5	24.44	24.44	400.00	400.00
					6	17.78	17.78	294.44	294.44
					7	13.33	13.33	222.22	222.22
					8	10.00	10.00	166.67	166.67
					9	7.78	7.78	127.78	127.78
					10	6.00	6.00	100.00	100.00
10	27.530	16.39	757.90	1.73	1	44.44	44.44	740.77	740.77
					2	29.63	29.63	494.44	494.44
					3	19.75	19.75	330.00	330.00
					4	14.81	14.81	248.89	248.89
					5	10.93	10.93	182.22	182.22
					6	8.20	8.20	137.78	137.78
					7	6.15	6.15	103.33	103.33
					8	4.63	4.63	77.78	77.78
					9	3.47	3.47	58.33	58.33
					10	2.62	2.62	44.44	44.44
11	4.281	2.55	18.23	0.04	1	10.00	10.00	166.67	166.67
					2	6.67	6.67	111.11	111.11
					3	4.44	4.44	74.07	74.07
					4	3.33	3.33	55.56	55.56
					5	2.48	2.48	41.48	41.48
					6	1.85	1.85	31.11	31.11
					7	1.39	1.39	23.33	23.33
					8	1.04	1.04	17.33	17.33
					9	0.78	0.78	13.00	13.00
					10	0.59	0.59	9.78	9.78
12	7.88	7.88	175.38	0.40	1	44.44	44.44	740.77	740.77
					2	29.63	29.63	494.44	494.44
					3	19.75	19.75	330.00	330.00
					4	14.81	14.81	248.89	248.89
					5	10.93	10.93	182.22	182.22
					6	8.20	8.20	137.78	137.78
					7	6.15	6.15	103.33	103.33
					8	4.63	4.63	77.78	77.78
					9	3.47	3.47	58.33	58.33
					10	2.62	2.62	44.44	44.44

SOFTWARE: C.D.S. - Full Light - Rel.2020 - VERSIONE DEMO

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

BIBLIOGRAFIA

CALVI G.M., PRIESTLEY M.J.N., KOWALSKY M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, articolo in *Earthquake Spectra*, maggio 2008.

CARPINTERI A., *Dinamica delle Strutture*, Pitagora Ed. Bologna, 1998.

CENTIONI A., “Policlinico Agostino Gemelli” edificio “Piastra Polifunzionale” (edificio pronto soccorso e sale operatorie) *Valutazione della vulnerabilità sismica*, 2010.

CERAVOLO ROSARIO, DEMARIE GIACOMO V., *Analisi sismica per livelli di conoscenza del patrimonio architettonico*, 2009.

CHOPRA ANIL K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 2005.

FERRO G.A., *Ecosismabonus: tecniche ed opportunità*, slides, 2020.

FERRO G.A., *Protezione passiva innovativa per edifici esistenti*, slides.

FERRO G.A., *Sistemi innovativi di protezione passiva*, slides.

FERRO G.A., RESTUCCIA L., MARTELLI L., *Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale. La soluzione che risponde ad esigenze antisismiche e funzionali*, 2020.

GHERSI A., LENZA P., *Edifici antisismici in cemento armato (progettati secondo la nuova normativa sismica) – nuove costruzioni*.

MARTELLI L., *L’esoscheletro come approccio metodologico per l’adeguamento sismico di costruzioni esistenti*, tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, 2018.

MARTELLI L., RESTUCCIA L., FERRO G.A., *The exoskeleton technology as a solution to seismic adjustment of existing buildings*, ScienceDirect, 2020.

MARTELLI L., RESTUCCIA L., FERRO G.A., *The exoskeleton: a solution for seismic retrofitting of existing buildings*, ScienceDirect, 2020.

NASCIMBENE R., *Valutazione della vulnerabilità degli edifici Strategici*, slides.

PAULAY T., PRIESTLEY M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & sons, Inc., Stati Uniti d’America, 1992.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l’edificio “Piastra Polifunzionale” appartenente al complesso ospedaliero “Policlinico A. Gemelli” di Roma.

PINHO R., BIANCHI F., NASCIMBENE R., *Valutazione sismica e tecniche di rinforzo per edifici esistenti in C.A.*, Maggioli Editore, 2019.

REGGIO A., RESTUCCIA L., MARTELLI L., FERRO G.A., *Seismic performance of exoskeleton structures*, ScienceDirect, 2020.

REGGIO A., RESTUCCIA L., FERRO G.A., *Feasibility and effectiveness of exoskeleton structures for seismic protection*, ScienceDirect, 2018.

S.T.S. S.r.l., *Manuale d'uso CDSWin + CDMaWin, Strutture in c.a., acciaio, legno e muratura*, 2020.

SITOGRAFIA

REGIONE LAZIO AMBIENTE

http://www.regione.lazio.it/prl_ambiente/?vw=contenutidetail&id=220

EDIFICI STRATEGICI E RISCHIO SISMICO: L'OPCM 3907/2010

<https://www.ilgiornaledellaprotezionecivile.it/attualita/edifici-strategici-e-rischio-it-br-gt-sismico-l-opcm-3907-2010>

ING. FABIO BALLIANA. EVOLUZIONE NORMATIVA SISMICA

<http://www.ingballiana.it/Normativa.html#newnorma>

LA NORMATIVA SISMICA IN ITALIA: L'EVOLUZIONE

<https://www.soft.lab.it/normativa-sismica-italia-evoluzione/>

ASSOCIAZIONE ISI - INGEGNERIA SISMICA ITALIANA

<https://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>

L'ITALIA È UN PAESE AD ALTO RISCHIO SISMICO

<http://www.protezionecivile-imbersago.com/rischio-sismico.html>

SEMPRE PIÙ VECCHIO IL PATRIMONIO EDILIZIO ITALIANO

<https://rinaprime.rina.org/it/news/2019/05/07/patrimonio-edilizio-italiano>

COSA SI INTENDE PER RISCHIO

<http://www.protezionecivile-imbersago.com/definizione-di-rischio.html>

PROCEDURA D'ATTUAZIONE DELLE ORDINANZE RELATIVAMENTE AL RISCHIO SISMICO SUGLI EDIFICI STRATEGICI

https://www.ilgiornaledellaprotezionecivile.it/bf/filesupload/intervista_Sebastiano_GISSARA_integrale_03411.pdf

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

SOLUZIONI INTEGRATE DI EFFICIENTAMENTO SISMICO ED ENERGETICO
http://www.bologna.enea.it/FEM/FILES/Napoli_2019/Ing.%20Marzo/2019-05-15-Napoli-EnergyManager_Marzo.pdf

TECNICHE IN ACCIAIO PER IL CONSOLIDAMENTO ED IL MIGLIORAMENTO DEGLI EDIFICI
<http://prev.enea.it/2019-10-18%20ischia-LaccoAmeno-FormisanoA.pdf>

ING. FABIO BALLIANA. VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA: METODOLOGICA
http://ingballiana.it/Vulnerabilita_part2.html

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI: UN ESEMPIO DI CALCOLO
<https://www.teknoring.com/guide/guide-ingegneria/valutazione-della-vulnerabilita-sismica-degli-edifici-un-esempio-di-calcolo/>

ING. FABIO BALLIANA. VULNERABILITÀ E RISCHIO SISMICO IN ITALIA
http://ingballiana.it/Vulnerabilita_part1.html

ING. FABIO BALLIANA. VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA: METODOLOGICA
http://ingballiana.it/Vulnerabilita_part2.html#premessa

DALLE NTC 2008 ALLE NTC 2018: COSA CAMBIA? CE LO SPIEGA AIST
<https://www.ingenio-web.it/19014-dalle-ntc-2008-alle-ntc-2018-cosa-cambia-ce-lo-spiega-aist>

MATTIA COLLI, MECHANICAL & CIVIL ENGINEERING
<https://www.colliengineering.com/ntc2018-come-eseguire-correttamente-le-verifiche-allo-sld-cap-7-3-6/>

IL MIGLIORAMENTO SISMICO CON LE NORME TECNICHE 2018
<https://www.ingenio-web.it/20346-il-miglioramento-sismico-con-le-norme-tecniche-2018>

AZIONE SISMICA: COME CALCOLARLA SECONDO LE NTC2018
<https://www.marcodepisapia.com/azione-sismica-ntc2018-excel/>

IL FATTORE DI COMPORTAMENTO Q (EX FATTORE DI STRUTTURA): UN PICCOLO NUMERO DAL GRANDE SIGNIFICATO
<https://www.marcodepisapia.com/il-fattore-di-comportamento-q/>

RACCOMANDAZIONI PER IL MIGLIORAMENTO DELLA SICUREZZA SISMICA E DELLA FUNZIONALITÀ DEGLI OSPEDALI

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

http://www.salute.gov.it/imgs/C_17_pubblicazioni_553_allegato.pdf

ANALISI PUSHOVER: ECCO COME FUNZIONA (ANALISI STATICA NON LINEARE AI SENSI DELLE NTC2018)

<https://www.marcodepisapia.com/analisi-pushover/>

CDS WIN: PUSHOVER PER LA VERIFICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

<https://www.youtube.com/watch?v=rb1ypYPu3ts&t=4s>

LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DELLE STRUTTURE ESISTENTI SECONDO LE NTC2008

http://www.cias-italia.it/PDF/CAVALERI%20-%20presentazione_CIAS.pdf

PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO

UNI EN 1998-1, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*

O.P.C.M. N. 3274 del 20 marzo 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE DECRETO 21 ottobre 2003 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica». (GU Serie Generale n.252 del 29-10-2003)

NTC-2008 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE Decreto 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. (G.U. n.47 del 26 febbraio 2009 - S.O. n. 27) Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

MINISTERO PER I BENI E LE ATTIVITÀ' CULTURALI, Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008), dicembre 2010.

INTEGRAZIONE informativa per verifiche tecniche su edifici ospedalieri - Programma delle verifiche tecniche su edifici pubblici, strategici o rilevanti

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

(OPCM 3362/2004 e s.m.i.- annualità 2005) D.G.R. 936/2008 SEMINARI TECNICI

MINISTERO DELLA SALUTE, Raccomandazioni per il miglioramento della sicurezza sismica e della funzionalità degli ospedali, 2013.

NTC-2018 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI Decreto del 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». (Gazzetta ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - S.O. n. 8).

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (pubblicato sulla GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5).

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Adeguamento sismico mediante esoscheletro strutturale: caso studio riguardante l'edificio "Piastra Polifunzionale" appartenente al complesso ospedaliero "Policlinico A. Gemelli" di Roma.

RINGRAZIAMENTI

Giunta al termine del mio percorso di studi ed attraverso questo lavoro di tesi, colgo l'occasione per ringraziare tutti coloro che, in questi ultimi anni passati tra Casa e Torino, hanno lasciato un segno indelebile della loro presenza nella mia vita.

Iniziando dalla parte accademica, desidero ringraziare il Prof. Ing. Giuseppe Ferro e l'Arch. Luciana Restuccia per avermi dato l'opportunità di poter lavorare ad un progetto tanto importante quanto innovativo. La vostra instancabile disponibilità e l'estrema e coinvolgente passione che trasmettete per il vostro lavoro mi hanno continuamente incoraggiata e stimolata, consentendomi di svolgere con entusiasmo l'intero sviluppo del lavoro di tesi. Un ringraziamento particolare è rivolto al professore in quanto mi ha accompagnata in questo percorso di studi sia nel suo corso di "Scienza delle Costruzioni II" che come relatore e del tirocinio e della presente tesi. Il suo sarà l'esempio che sempre mi porterò dietro, sia come persona, sia come ingegnere.

Unitamente al professore ed alla correlatrice, vorrei ringraziare l'Ing. Sebastiano Fichera che, con estrema disponibilità e gentilezza, mi ha aiutata a risolvere dubbi e problematiche sorte durante la modellazione.

Il ringraziamento più sentito e speciale va alla mia famiglia, ai miei genitori ed a mia sorella, colonne portanti della mia vita e del mio percorso lontano da Casa. Mi avete dato la possibilità di seguire e realizzare le mie passioni con la massima libertà senza mai privarmi di nulla, e per questo ve ne sono grata. Avete creduto in me con estrema pazienza e dedizione come nessun altro avrebbe potuto fare, incoraggiandomi e sostenendomi ogni giorno e qualsiasi fosse la strada da percorrere o la scelta da fare.

Ringrazio mio padre che mi ha sempre ed instancabilmente accompagnata in tutto il mio percorso di studi, trasmettendomi lo stesso impegno, precisione e perfezione che ha costantemente dimostrato di avere, sia sul lavoro che riguardo le sue passioni. Mi hai insegnato a non abbattermi di fronte alle sconfitte ed hai cercato

di farmi mantenere la calma di fronte alle difficoltà nonostante il mio carattere impulsivo, perché “tutto si risolve”. Sei stato la ragione nei momenti in cui l’ho persa.

Ringrazio mia madre, fonte inesauribile di grinta e determinazione. Con il tuo carattere forte e deciso mi hai insegnato a non avere paura di niente e nessuno, mi hai trasmesso cosa è il rispetto ed insegnato ad essere rispettati. Mi hai aiutato ad avere fiducia in me stessa, insegnato a non mollare, a provarci sempre, a cercare di raggiungere anche il traguardo più difficile. Grazie a te ho capito che non esiste ostacolo che non possa essere superato od obiettivo che non possa essere raggiunto. Ringrazio mia sorella che, nonostante sia la più piccola della famiglia, spesse volte mi ha fatto e mi fa da sorella maggiore. Mi hai insegnato cos’è la leggerezza e la serenità, a vivere la vita con meno ansia ma con più spensieratezza e grazie a ciò mi hai sempre dato la forza di andare avanti. Mi hai vista spesso in camera seduta a fissare i libri sulla scrivania e sei stata sempre tu a dirmi di alzare lo sguardo ed accorgermi che in realtà “fuori c’è una bella giornata”. Grazie per avermi insegnato a guardare anche il lato positivo delle cose.

Grazie infinite, siete la mia forza ed il mio porto sicuro.

Un ringraziamento sincero va alla mia amica e compagna di studi Giorgia. È stato un vero piacere aver condiviso con te il mio percorso. Abbiamo passato insieme momenti bui e momenti di impareggiabile felicità, abbiamo pianto e gioito insieme; in questi due anni trascorsi lontano dalla nostra famiglia abbiamo condiviso tutto. Con il tuo carattere pacato, riflessivo, opposto rispetto al mio, mi hai insegnato a riflettere ed hai saputo gestire i miei momenti di follia quando ne avevo bisogno. Ora, nonostante i chilometri di distanza, sei sempre al mio fianco non facendomi mai sentire sola.

Punto di riferimento della mia vita lontano da Casa, sei stata un raggio di sole nella foschia di Torino. Senza di te, probabilmente, la mia esperienza non sarebbe stata la stessa.

Ringrazio le amiche di SEMPRE Federica, Elena, Federica, Letizia e Jessica. Da quando eravamo bambine mi avete instancabilmente presa per mano nei momenti più belli ma anche in quelli più bui e difficili, condividendo con me ogni

mio traguardo con estrema felicità quasi come fosse vostro. Mi avete sempre tranquillizzata e supportata quando ne avevo bisogno ed avete “alleggerito” come solo voi sapete fare i momenti di difficoltà. Abbiamo trascorso insieme alcuni dei traguardi più importanti della nostra vita e, spero, continueremo a farlo.

Grazie per le parole giuste, i consigli e gli ammonimenti, le risate e la spensieratezza che avete saputo trasmettermi, ma soprattutto per la sincerità che in voi ho sempre trovato.

Ringrazio di cuore tutta la mia famiglia che, dall'esterno, mi ha sempre accompagnata e supportata nel mio percorso di vita. Ringrazio i nonni che hanno sempre creduto in me, in particolare IL nonno Fermo che, ne sono sicura, oggi sarebbe stato molto felice ed orgoglioso. Non ti sei mai stancato di chiamarmi “ingegnere” sino all'ultimo dei tuoi giorni. Questa tesi la dedico anche a te.

Unitamente a voi, ringrazio anche la Lela che, da quando sono nata è sempre stata al mio fianco nei momenti più importanti. Come fossi una figlia, mi hai supportata e sopportata, condividendo con me momenti di gioia ed incoraggiandomi e confortandomi quando il morale era sottoterra.

Come una seconda mamma

Grazie per la vostra instancabile presenza al mio fianco.

Ringrazio, infine, i miei amici e colleghi “torinesi”, bellissima scoperta tra i banchi del Politecnico. Insieme abbiamo costruito una seconda famiglia nella quale poterci rifugiare lontano da casa. Un ringraziamento speciale è rivolto, in particolare, a Ninni e Benni con i quali ho passato la maggior parte del mio tempo e delle mie esperienze universitarie. Grazie per le risate e la spensieratezza (ma anche le ansie) con cui abbiamo condiviso il nostro percorso di studi.

Voi non siete stati solo compagni di studi, ma anche veri amici.

Tutto quello che ho costruito finora è solo grazie a tutti voi, punto fermo nell'uragano della mia vita.

Ringrazio, infine, me stessa, la mia determinazione e la mia caparbietà che mi hanno permesso di non mollare nei momenti di crisi. Oggi posso proprio dire di essere orgogliosa del traguardo che sono riuscita a raggiungere.