

COMUNE DI BOLOGNA

VERIFICHE DI II° LIVELLO IN AMBITO SISMICO DA PARTE DI REVISORI NON INTERVENUTI NELLA VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DI I° LIVELLO

**ISTITUTO ORTOPEDICO RIZZOLI
OSPEDALE MONOBLOCCO
VIA CESARE PUPILLI N. 1 - BOLOGNA**

RELAZIONE TECNICA DI VULNERABILITA' SISMICA

Il Tecnico Incaricato:
Dott. Ing. Friedrich Drollmann

Il Collaboratore
Dott. Ing. Giada Gasparini

Bologna, 22 agosto 2016



INDICE

1.	PREMESSA.....	5
2.	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....	6
3.	SINTESI DEL PERCORSO CONOSCITIVO	7
3.1	Analisi storico-critica.....	7
3.1.1	Storia sismica dei territori su cui insiste il Monoblocco dell'Istituto Ortopedico Rizzoli	7
3.1.2	Eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012	11
3.2	Definizione della tipologia strutturale del Monoblocco	12
3.3	Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate per le analisi sulla base delle indagini effettuate	19
3.3.1	Calcestruzzo.....	19
3.3.2	Acciaio.....	21
3.4	Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza utilizzati nelle analisi.....	22
3.5	Criteri per la valutazione della sicurezza sismica	22
3.6	Metodo di analisi strutturale effettuata e criteri di verifica.....	23
3.7	Metodologia di valutazione della risposta sismica globale.....	24
4.	ANALISI DEI CARICHI	25
4.1	Corpo C0.....	25
4.2	Corpo C1	28
4.3	Corpo C2.....	31
4.4	Corpo C3' e Corpo C3''	33
4.5	Corpo C4.....	35
5.	LA PERICOLOSITA' SISMICA E LO SPETTRO DI RIFERIMENTO SLV UTILIZZATO NELLE ANALISI	37
6.	LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	40
6.1	Corpo C0.....	41
6.1.1	Risultati dell'analisi modale	45
6.2	Corpo C1a	48
6.2.1	Risultati dell'analisi modale	51
6.3	Corpo C1b.....	55
6.3.1	Risultati dell'analisi modale	58
6.4	Corpo C2.....	62
6.4.1	Risultati dell'analisi modale	65

6.5	Corpo C3'	69
6.5.1	Risultati dell'analisi modale	72
6.6	Corpo C3''	76
6.6.1	Risultati dell'analisi modale	79
6.7	Corpo C4	83
6.7.1	Risultati dell'analisi modale	85
7.	CORPO C0: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI	
	SISMICI (SLV).....	89
7.1	Pilastrì in c.a.....	90
7.2	Travi in c.a.	93
7.3	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	96
7.4	Indicatori di rischio e tempo di intervento	98
8.	CORPO C1A: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI	
	SISMICI (SLV).....	100
8.1	Pilastrì in c.a.....	102
8.2	Travi in c.a.	105
8.3	Pilastrì in acciaio.....	108
8.4	Travi in acciaio.....	110
8.5	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	112
8.6	Indicatori di rischio e tempo di intervento	115
9.	CORPO C1B: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI	
	SISMICI (SLV).....	117
9.1	Pilastrì in c.a.....	119
9.2	Travi in c.a.	122
9.3	Pareti in c.a.....	125
9.4	Pilastrì in acciaio.....	127
9.5	Travi in acciaio.....	129
9.6	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	131
9.7	Indicatori di rischio e tempo di intervento	134
10.	CORPO C2: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI	
	SISMICI (SLV).....	137
10.1	Pilastrì in c.a.....	138
10.2	Travi in c.a.	141

10.3	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	144
10.4	Indicatori di rischio e tempo di intervento	147
11.	CORPO C3': VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV).....	149
11.1	Pilastrini in c.a.....	150
11.2	Travi in c.a.	153
11.3	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	156
11.4	Indicatori di rischio e tempo di intervento	158
12.	CORPO C3'': VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV).....	160
12.1	Pilastrini in c.a.....	161
12.2	Travi in c.a.	164
12.3	Pareti in c.a.....	167
12.4	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	169
12.5	Indicatori di rischio e tempo di intervento	171
13.	CORPO C4: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV).....	173
13.1	Pilastrini in c.a.....	174
13.2	Travi in c.a.	177
13.3	Spostamento massimo SLV (giunto sismico)	180
13.4	Indicatori di rischio e tempo di intervento	183
14.	GIUNTI SISMICI TRA I CORPI DEL MONOBLOCCO.....	185
14.1	Spostamento totale Corpo C0 / Corpo C1a (direzione x) a quota della copertura del C0 e del piano 2 del C1a.....	186
14.2	Spostamento totale Corpo C0 / Corpo C1b (direzione x) a quota della copertura del C0 e del piano 2 del C1b	187
14.3	Spostamento totale Corpo C1a / Corpo C2 (direzione x) a quota della copertura.....	188
14.4	Spostamento totale Corpo C1b / Corpo C2 (direzione x) a quota della copertura.....	189
14.5	Spostamento totale Corpo C1a / Ala Moderna (direzione y) a quota della copertura	190
14.6	Spostamento totale Corpo C1b / Ala Moderna (direzione y) a quota della copertura	191
14.7	Spostamento totale Corpo C1a / C4 (direzione y) a quota della copertura.....	192
14.8	Spostamento totale Corpo C1b / C4 (direzione y) a quota della copertura.....	193
14.9	Spostamento totale Corpo C2 / Ala Moderna (direzione y) a quota della copertura	194

14.10	Spostamento totale Corpo C2 / C3'' (direzione y) a quota della copertura	195
14.11	Spostamento totale Corpo C3' / Corpo C3'' (direzione x) a quota della copertura.....	196
14.12	Spostamento totale Corpo C3' / C4 (direzione y) a quota della copertura	197
15.	CONCLUSIONI	198

1. PREMESSA

A seguito di ulteriori indagini indispensabili per consentire un approfondimento delle conoscenze relativamente all'**Ospedale Monoblocco dell'Istituto Ortopedico Rizzoli di Bologna**, oggetto di precedenti verifiche tecniche, si sintetizzano ed evidenziano gli elementi salienti emersi nel corso delle articolate procedure di analisi sviluppate e si riepilogano i risultati conclusivi cui si è pervenuti.

Nella riunione del 27/07/2010 (seduta n. 4) il Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna segnala esplicitamente che:

- "le valutazioni della sicurezza sono strumenti convenzionali ed affetti, allo stato dell'arte, da numerose e notevoli incertezze"

e che quindi:

- Deve nascere, ..., la consapevolezza che l'affidamento di una "valutazione della sicurezza" (o "verifica tecnica") rappresenta solo l'inizio di un percorso fatto di iterazioni successive, che vedono i Committenti, pubblici o privati, protagonisti di un processo, per l'appunto "iterativo" insieme ai tecnici incaricati, volto a valutare lo stato di salute della costruzione (anche al di là dei convenzionalismi imposti dalle norme, spesso stringenti e non del tutto idonei), a valutare le esigenze dello stesso Committente, a valutare le eventuali limitazioni d'uso e/o le modalità per un uso "oculato" e, infine, a valutare gli eventuali interventi che offrano il miglior rapporto benefici-costi, tenendo conto di tutte le esigenze tecniche, economiche ed organizzative emerse nel corso di tale processo iterativo.

Nell'ambito del summenzionato processo iterativo, lo scrivente ha approfondito le tematiche emerse nella relazione pertinente le verifiche condotte da altri tecnici per l'Ospedale Monoblocco dell'Istituto Ortopedico Rizzoli di Bologna, analizzando lo stato di fatto del fabbricato al passaggio di un sisma di entità elevata (stato limite di salvaguardia della vita con periodo di ritorno 949 anni) con una nuova modellazione, valori di carichi statici e resistenza dei materiali affinati e desunti dai rilievi e dalle prove effettuate, e rimuovendo i "*convenzionalismi imposti dalle norme*".

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Le valutazioni sono effettuate sulla base delle seguenti normative:

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 “*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici*” e s.m.i. (nel seguito del testo richiamata come OPCM3274)
- D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (nel seguito del testo richiamato come DM08),
- Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009 “*Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*” (nel seguito del testo richiamata come CM617)
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 1154/2010 “*Approvazione ripartizione e assegnazione finanziamenti alle Aziende Sanitarie per l’esecuzione delle verifiche tecniche di vulnerabilità sismica delle strutture sanitarie in attuazione dell’art. 33 della L. R. n. 24/2009*”, Allegato 2, Sub-Allegato 2A, Allegato 3, Sub-Allegato 3-A e Sub-Allegato 3B (nel seguito del testo richiamato come DGRER1154)
- Parere del CTS della Regione Emilia Romagna della seduta n. 4 del 27/07/2010
- Quadro normativo della Regione Emilia Romagna in materia di norme per la riduzione del rischio sismico e dei relativi procedimenti amministrativi

3. SINTESI DEL PERCORSO CONOSCITIVO

Trattandosi di analisi di vulnerabilità di un complesso esistente il lavoro di acquisizione dati è stato fondamentale per raggiungere il livello di conoscenza adottato nelle analisi. Gli step che sono stati analizzati sono i seguenti.

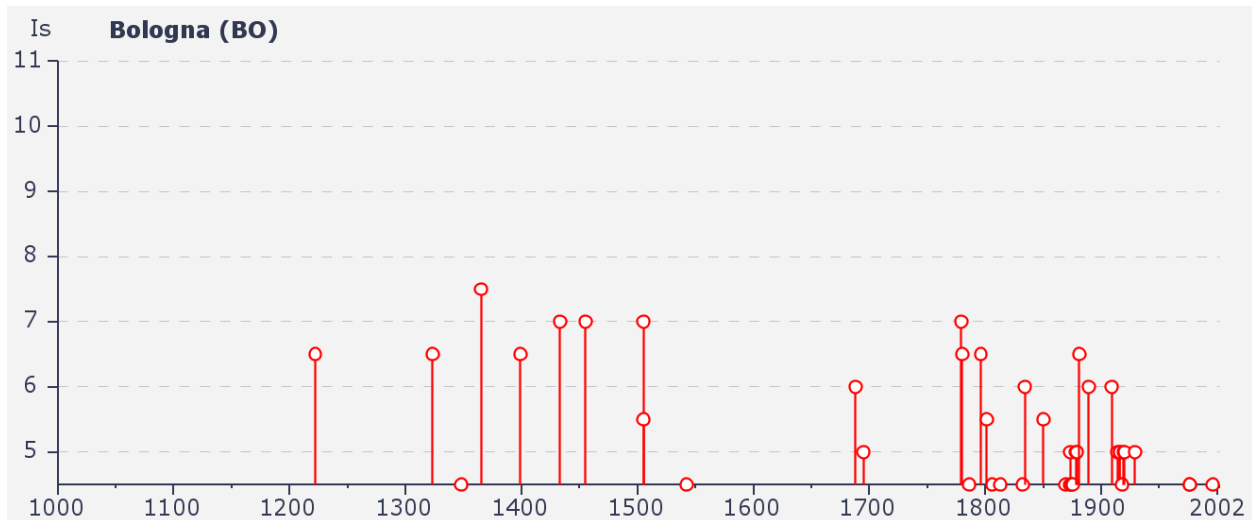
3.1 Analisi storico-critica

3.1.1 Storia sismica dei territori su cui insiste il Monoblocco dell'Istituto Ortopedico Rizzoli

Nel sito <http://www.ingv.it> (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) è possibile scaricare il catalogo parametrico dei terremoti italiani al di sopra della soglia del danno (Catalogo NT4.1.1 aggiornato al marzo 1998) e il catalogo parametrico generale (Catalogo CPTI04 dell'anno 2004) dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.

A seguito dei terremoti sotto elencati il fabbricato non ha riportato danni visibili o apprezzabili.

Dal Catalogo NT4.1.1 per la zona di Bologna si ricavano i seguenti sismi. Il grafico rappresenta il diagramma della storia sismica della località limitatamente ai valori con intensità $I_s (x10) > 45$, mentre la tabella riporta tutti i terremoti registrati nella zona di Bologna dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.



Dal Catalogo CPTI04 si rilevano per la zona di Bologna si ricavano i seguenti sismi.

Seismic history of Bologna

[44.498, 11.340]

Total number of earthquakes: 132
Effects

Earthquake occurred:

Is	Anno Me Gi Or	Area epicentrale	Studio	nMDP	Io	Mw
NR	1065 03 27 06	Brescia	CFTI	6	7	5.17
F	1117 01 03 13	Veronese	CFTI	85	9-10	6.49
F	1194	GALEATA	DOM	3	7	5.17
NR	1197	Brescia	CFTI	8	6-7	5.03
6-7	1222 12 25 11	Basso bresciano	CFTI	40	8-9	6.05
NR	1234 03 20	FERRARA	DOM	5	7	5.17
NR	1249 09 00 16 30	Modena	CFTI	4	6-7	5.03
6-7	1323 02 25 19	Bologna	CFTI	5	5-6	4.63
NR	1346 02 22 11	Ferrara	CFTI	14	7-8	5.81
4-5	1348 01 25	CARNIA	DOM	46	9-10	6.66
F	1349 09 09	Viterbese-Umbria	CFTI	15	8-9	5.91
3-4	1352 12 25	MONTERCHI	DOM	7	9	6.00
7-8	1365 07 25 18	Bologna	CFTI	5	6-7	5.03
NR	1383 07 24 20	PARMA	DOM	7	5-6	4.63
6-7	1399 07 20 23	Modenese	CFTI	6	7	5.40
NR	1409 11 15 11 15	Parma	CFTI	5	6	4.83
NR	1410 06 10 21	Verona	CFTI	9	5-6	4.72
3	1414 08 07	TOSCANA OCC.	DOM	8	7-8	5.66
7	1433 05 04 08 05	Bologna	CFTI	5	6	5.03
NR	1438 06 11 20	Parmense	CFTI	12	8	5.62
F	1453 09 28 23 45	Firenze	CFTI	7	7-8	5.33
7	1455 12 20 20 45	Media valle del Reno	CFTI	7	7	5.18
NR	1465 04 06 21 30	VERONA	DOM	11	5-6	4.63
NR	1474 03 11 20 30	MODENA	DOM	12	6	4.89
3-4	1483 08 11 19 40	Romagna meridionale	CFTI	14	8	5.67
NR	1491 01 24 23 30	Verona	CFTI	8	7-8	5.37
3	1501 06 05 10	Appennino modenese	CFTI	19	8-9	5.85
7	1505 01 03 02	Bologna	CFTI	31	7	5.47
5-6	1505 05 15	BOLOGNA	DOM	1	5-6	4.63
NF	1509 04 19	Faentino	CFTI	5	7	5.17
4	1511 03 26 14 40	Slovenia	CFTI	66	9	6.51
4-5	1542 06 13 02 15	Mugello	CFTI	47	9	5.91
NR	1561 11 24 01 25	Ferrara	CFTI	5	5-6	4.63
4	1570 11 17 19 10	Ferrara	CFTI	60	7-8	5.48
3-4	1591 07 10	FORLI'	DOM	6	6-7	5.24
4	1624 03 18 19 45	Argenta	CFTI	17	7-8	5.43
4	1661 03 22 12 45	Appennino romagnolo	CFTI	58	9	5.83
F	1671 06 20	RUBIERA	DOM	13	7	5.34
3	1672 04 14 15 45	Riminense	CFTI	92	8	5.60
6	1688 04 11 11 30	ROMAGNA	DOM	36	9	5.88
5	1695 02 25 05 30	Asolano	CFTI	82	9-10	6.61
F	1703 01 14 18	Appennino reatino	CFTI	196	11	6.81
7	1779 06 04 07	Bolognese	CFTI	12	6-7	4.97
6-7	1780 02 06 04	Bolognese	CFTI	7	5-6	4.85
4	1781 04 04	FAENTINO	DOM	78	9	5.84
4-5	1786 12 25 01	Riminense	CFTI	91	8	5.67
6-7	1796 10 22 04	Emilia orientale	CFTI	26	7	5.63
5-6	1801 10 08	BOLOGNA	DOM	1	5-6	4.63
3	1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	CFTI	66	8	5.67
4-5	1806 02 12	NOVELLARA	DOM	28	7	5.26
4	1810 12 25 00 45	NOVELLARA	DOM	33	7	5.28
4	1811 07 15 22 44	SASSUOLO	DOM	21	7	5.24
4-5	1813 09 21 07 45	Romagna centrale	CFTI	12	7	5.32
3	1818 12 09 18 52	LANGHIRANO	DOM	27	7-8	5.57

3	1831 09 11 18 15	Reggiano	CFTI	24	7-8	5.48
4-5	1832 03 13 03 30	Reggiano	CFTI	93	7-8	5.59
3	1834 02 14 13 15	ALTA LUNIGIANA	DOM	101	8-9	5.64
3	1834 07 04 00 35	ALTA LUNIGIANA	DOM	21	6-7	5.14
6	1834 10 04 19	Bologna	CFTI	10	5-6	4.63
3	1843 10 25 03 22	VERNIO	DOM	14	7	5.22
5-6	1850 09 18 06 10	MODENA	DOM	7	6	4.83
4	1861 10 16	FORLI'	DOM	10	6-7	5.13
3-4	1864 03 15	ZOCCA	DOM	13	6-7	5.03
4	1864 12 11 17 40	MUGELLO	DOM	9	7	5.11
4-5	1869 06 25	VERGATO	DOM	16	7-8	5.32
4	1870 10 30	MELDOLA	DOM	27	8	5.59
3-4	1873 03 12 20 04	Marche meridionali	CFTI	196	8	5.88
5	1873 06 29 03 58	Bellunese	CFTI	199	9-10	6.33
4-5	1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	DOM	68	6-7	5.52
4-5	1874 10 07	IMOLESE	DOM	60	7	4.99
4-5	1875 03 17 23 51	Romagna sud-orient.	CFTI	143	8	5.74
NF	1875 12 06	S.MARCO IN LAMIS	DOM	97	7-8	6.07
5	1878 03 12 21 26	Bolognese	CFTI	27	6	4.83
5	1879 04 27 04 06	Valle del Senio	CFTI	20	7	5.18
6-7	1881 01 24 16 04	Bolognese	CFTI	30	6-7	5.14
3	1881 09 28	CESENA	DOM	24	6-7	5.03
4	1885 02 26 20 48	SCANDIANO	DOM	78	6	5.22
RS	1886 09 05	VAL DI SUSÀ	DOM	102	6-7	5.27
F	1887 02 23 05 21 50	Liguria occidentale	CFTI	1515	9	6.29
6	1889 03 08 02 47	BOLOGNA	DOM	32	6	4.83
3	1889 12 08	APRICENA	DOM	122	7	5.55
NF	1890 03 26 20 10	CADORE	DOM	48	6	5.09
3	1891 06 07 01 06 14	Valle d'Ilasi	CFTI	403	8-9	5.71
RS	1892 01 05	GARDA OCC.	DOM	100	6-7	4.96
F	1894 11 27	FRANCIA CORTA	DOM	168	6-7	4.95
NF	1895 03 23	COMACCHIO	DOM	37	6	4.83
4	1895 04 14 22 17	Slovenia	CFTI	296	8	6.25
3	1897 12 18 07 24 20	Appennino umbro-march.	CFTI	132	7	5.18
2	1898 01 16 12 10 05	Romagna settent.	CFTI	73	6-7	5.03
3-4	1898 03 04	CALESTANO	DOM	260	6-7	5.07
3	1899 06 26 23 17 22	Valle del Bisenzio	CFTI	134	7	5.09
2	1901 10 30 14 49 58	Salo'	CFTI	191	8	5.67
3	1904 02 25 18 47 50	Reggiano	CFTI	62	6	5.13
3	1904 06 10 11 15 28	Frignano	CFTI	96	6	5.08
NF	1904 11 17 05 02	PISTOIESE	DOM	204	7	5.18
3-4	1908 06 02 22 30	FRIGNANO	DOM	18	4-5	4.69
6	1909 01 13 00 45	BASSA PADANA	DOM	799	6-7	5.53
3	1911 02 19 07 18 30	Romagna meridionale	CFTI	185	7	5.38
NF	1911 09 13 22 29	CHIANTI	DOM	103	7	5.14
3	1913 07 21 22 35	VALLE DEL LAMONE	DOM	43	6	5.07
5	1914 10 27 09 22	GARFAGNANA	DOM	618	7	5.79
3	1915 01 13 06 52	AVEZZANO	DOM	1040	11	6.99
5	1916 05 17 12 50	Alto Adriatico	CFTI	130	8	5.85
5	1916 08 16 07 06 14	Alto Adriatico	CFTI	256	8	5.92
4-5	1918 11 10 15 12 28	Appennino romagnolo	CFTI	95	8	5.79
5	1919 06 29 15 06 13	Mugello	CFTI	267	9	6.18
5	1920 09 07 05 55 40	Garfagnana	CFTI	638	9-10	6.48
3	1922 05 24 21 17	CENTO	DOM	6	3-4	4.50
3-4	1926 01 01 18 04 03	Slovenia	CFTI	63	7-8	5.71
5	1929 04 20 01 09 46	Bolognese	CFTI	628	7	5.55
2-3	1929 07 18 21 02	MUGELLO	DOM	56	6-7	5.07
2	1930 10 30 07 13	SENIGALLIA	DOM	263	9	5.94
3	1931 06 10 17 02	MODENESE	DOM	14	4	4.84
3	1935 06 05 11 48	FAENTINO	DOM	27	6	5.34
3	1936 10 18 03 10	BOSCO CANSIGLIO	DOM	267	9	5.90

3	1939 10 15 14 05	GARFAGNANA	DOM	62	6-7	5.20
3-4	1964 09 05 21 09	RONCOBILACCIO	DOM	22	5	4.95
RS	1967 12 09 03 09	ADRIATICO MER.	DOM	22	6	4.83
4	1967 12 30 04 19	BASSA PADANA	DOM	40	6	5.36
4	1971 07 15 01 33 23	Parmense	CFTI	228	7-8	5.61
3	1972 10 25 21 56	PASSO CISA	DOM	198	5	4.95
4-5	1976 05 06 20	FRIULI	DOM	770	9-10	6.43
4-5	1976 09 15 09 21 18	Friuli	CFTI	54	8-9	5.92
3	1980 11 23 18 34 52	Irpinia-Basilicata	CFTI	1317	10	6.89
4	1983 11 09 16 29 52	Parmense	CFTI	835	6-7	5.10
NF	1984 04 29 05 02 59	GUBBIO/VALFABBRICA	DOM	709	7	5.68
2	1986 12 06 17 07 19	BONDENO	DOM	604	6	4.56
4	1987 05 02 20 43 53	REGGIANO	DOM	802	6	5.05
4	1989 09 13 21 53 60	PASUBIO	BMING	779	6	4.96
4-5	1996 10 15 09 55 60	CORREGGIO	INGVAM	135	7	5.44
3-4	1997 09 26 09 40 25	Appennino umbro-march.	CFTI	869	8-9	6.05
4	1999 07 07 17 16 13	FRIGNANO	INGVAM	32	5	4.73

Al fine di meglio comprendere i dati delle tabelle e dei diagrammi, si riporta la guida per la loro consultazione, così come riportata nel sito. La consultazione "per località", permette di visionare la storia sismica delle località italiane presenti almeno tre volte in DBMI04 (5325 località in totale). Al click sulla località prescelta comparirà nel frame in alto a destra l'elenco dei terremoti in cui è citata. La tabella della storia sismica è ordinata per a) intensità al sito e per b) anno. L'area in basso a destra è dedicata al diagramma della storia sismica limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4/5. I parametri che costituiscono il formato sintetico del database sono i seguenti:

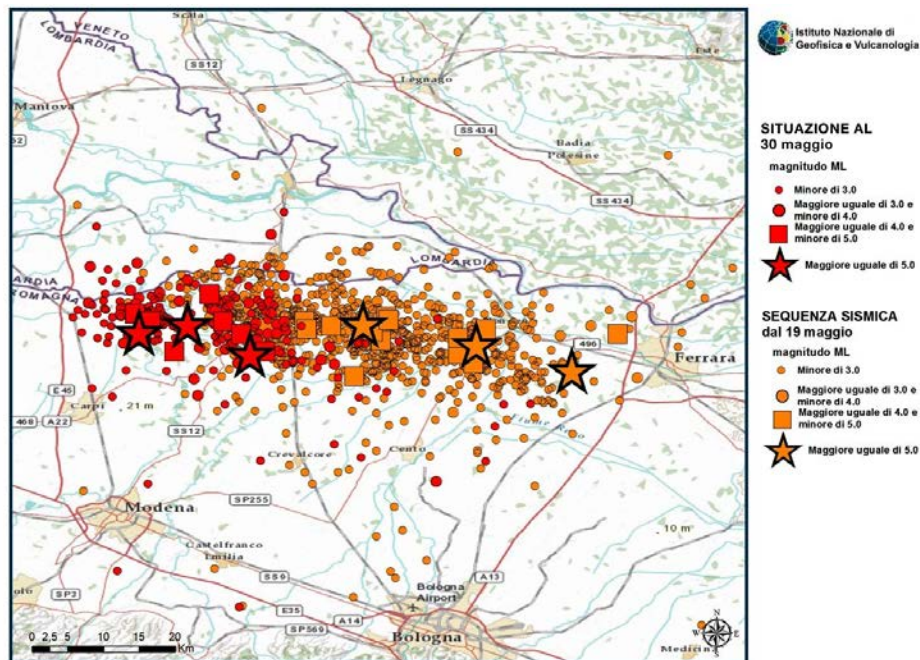
Parametro	Descrizione	Provenienza
NDBMI04	Identificativo del record	
NCPTI04	Identificativo del terremoto	CPTI04 (N)
An	Tempo origine: anno	CPTI04 (Anno)
Me	Tempo origine: mese	CPTI04
Gi	Tempo origine: giorno	CPTI04
Or	Tempo origine: ora	CPTI04
Mi	Tempo origine: minuti	CPTI04
Se	Tempo origine: secondi	CPTI04
AE	Denominazione dell'area dei maggiori effetti	CPTI04
Rt	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (compatto)	CPTI04
Rt1	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (esplicitato)	
Np	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto	CPTI04
Np1	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto in DBMI04	
Ix	Intensità massima (MCS)	CPTI04 (Imx)
Io	Intensità epicentrale (MCS)	CPTI04
LatEp	Latitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lat)
LonEp	Longitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lon)
Mw	Magnitudo momento	CPTI04 (Maw)
Daw	Errore associato alla stima di Mw	CPTI04
Loc	Denominazione della località	DIR04
Sc	Casi particolari	DIR04
LatIDP	Latitudine	DIR04
LonIDP	Longitudine	DIR04
Is	Intensità al sito (MCS)	
Cou	Codice della nazione di appartenenza della località	
Istat01	Codice ISTAT 2001 del comune di appartenenza della località	
Pr	Sigla della provincia di appartenenza della località	
LocOr	Denominazione della località secondo lo studio originale	Originale
LatOr	Latitudine della località secondo lo studio originale	Originale
LonOr	Longitudine della località secondo lo studio originale	Originale
IsOr	Intensità al sito secondo lo studio originale	Originale

Note:

- i valori di intensità epicentrale e massima, a differenza di CPTI04, sono riportati in originale ovvero non moltiplicati per 10 (es: 6/7 anziché 65, 7 anziché 70);
- i valori tipo 6/7, 7/8 indicano incertezza fra i due valori interi e non valori "intermedi" di intensità.

3.1.2 Eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012

La figura sotto riportata illustra la sequenza sismica che ha colpito le zone emiliane dal 19 maggio al 30 maggio 2012 elaborata dall'INGV (le stelle rappresentano i terremoti con magnitudo superiore a 5).



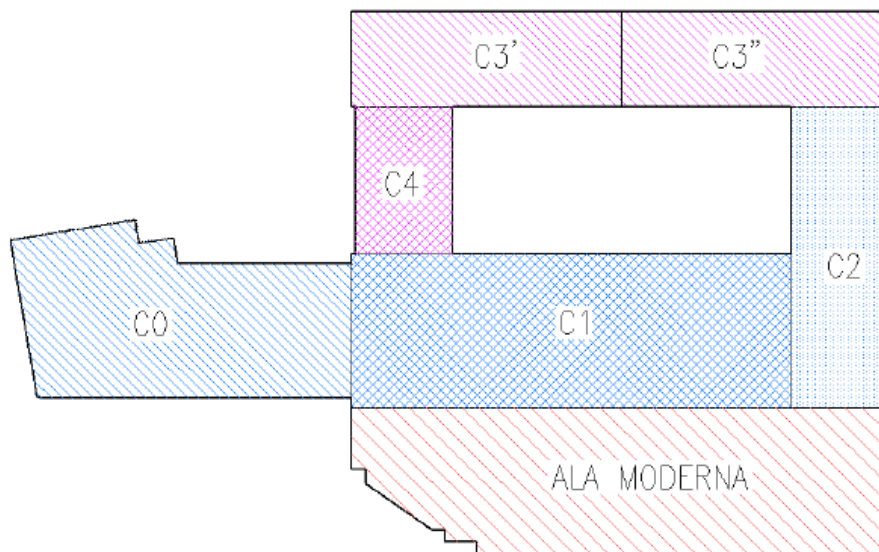
Il Monoblocco a seguito degli eventi sismici del maggio 2012 non ha subito evidenti e/o rilevanti fessurazioni/lesioni e/ danni di altra tipologia.

3.2 Definizione della tipologia strutturale del Monoblocco

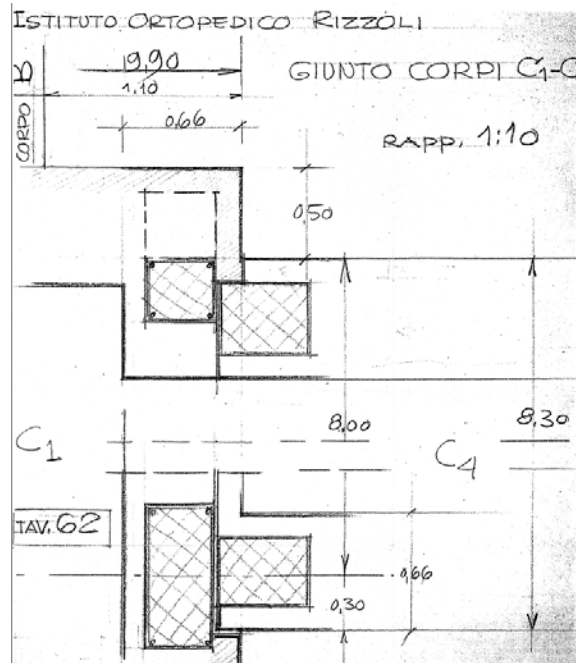
I corpi in cui è suddiviso il Monoblocco (così come riportato nella relazione che riporta le verifiche tecniche di I° Livello, denominata “Verifiche tecniche di vulnerabilità sismica delle strutture dell’Istituto Ortopedico Rizzoli di Bologna – Corpo Monoblocco – Relazione di Vulnerabilità D1” redatta dallo Studio ENARCO, e alla quale nel presente documento si farà riferimento come *Vulnerabilità D1*) che sono oggetto di verifica sono i seguenti:

- Corpo Originario (1851) costituito da tre corpi di fabbrica giuntati: Corpo C0, Corpo C1, Corpo C2
- Ala Nord (1968) costituita da tre corpi di fabbrica giuntati: Corpo C3’, Corpo C3’’, Corpo C4

MONOBLOCCO: PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO CON INDIVIDUAZIONE CORPI DI FABBRICA



Monoblocco: individuazione Corpi di fabbrica: corpo originario (C0, C1, C2), Ala Nord (C3', C3'', C4), Ala Sud (Ala Moderna) non oggetto delle presenti verifiche



Elaborato grafico originale di progetto: giunto tra il Corpo C1 e il Corpo C2, giunto tra Corpo C1 e Corpo C4

L'Ala Moderna o Ala Sud è stata realizzata negli anni 2000 sulla base delle norme tecniche del DM 09/01/1996 e quindi secondo quanto riportato nel comma 5 dell'art. 2 dell'ordinanza OPCM 3274 del 20/03/2003, non è soggetto ad obbligo di verifica sismica.

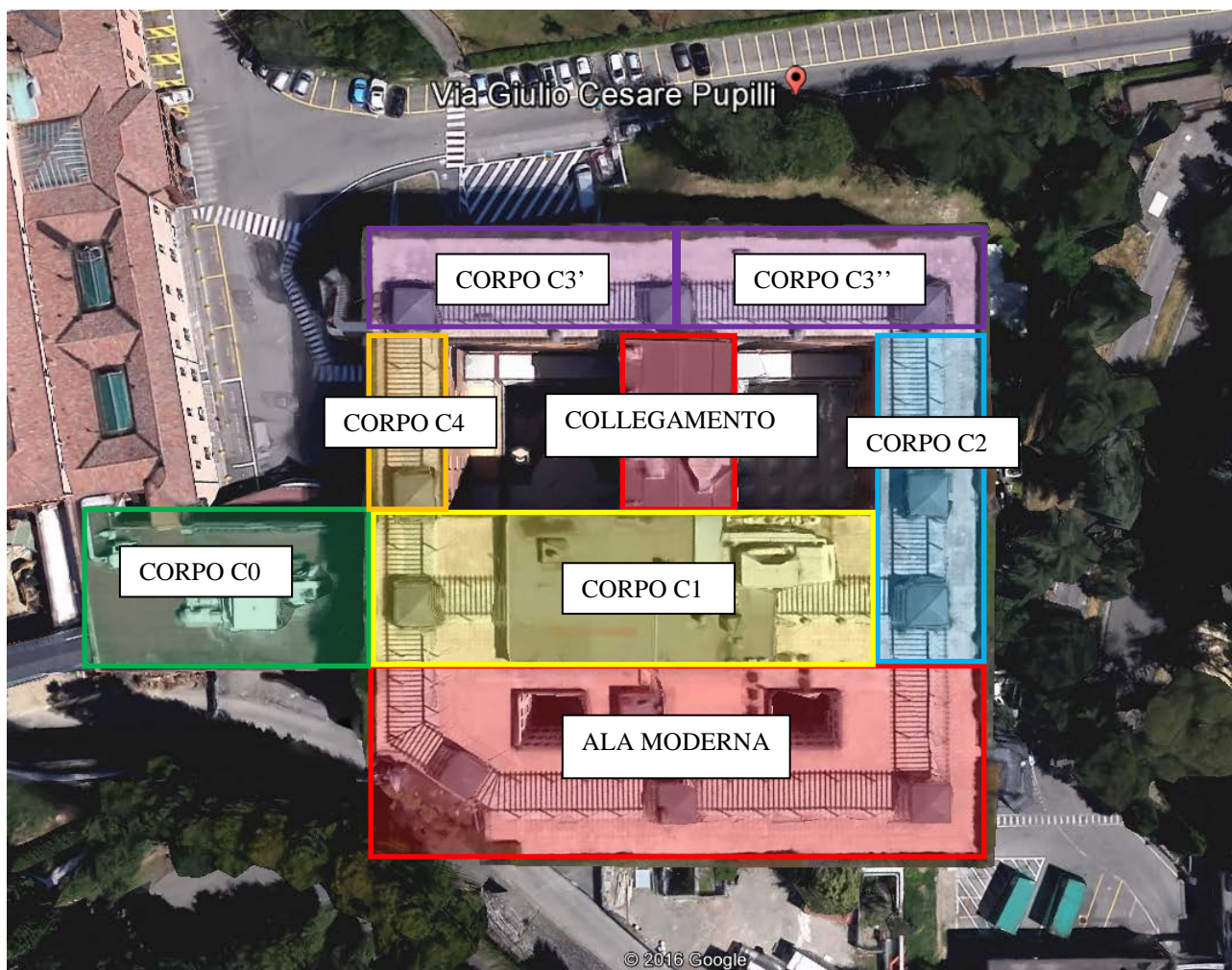
5. Nel caso di opere progettate secondo le norme vigenti successivamente al 1984 e relative, rispettivamente, alla I categoria per quelle situate in zona 1, alla II categoria per quelle in zona 2 ed alla III categoria per quelle in zona 3, non è prescritta l'esecuzione di una nuova verifica di adeguatezza alla norma.

Tutti i corpi hanno struttura portante a telai in c.a. gettato in opera monodirezionali (disposti parallelamente al lato lungo) in cui i solai sono orditi ortogonalmente a tali telai (direzione corta).

La struttura di ogni corpo è regolare in pianta in altezza. I solai sono in latero-cemento e il sistema di fondazione è superficiale a travi rovesce o profondo a pali trivellati (a seconda dei corpi).

Il Corpo C0 (bretella di collegamento con la parte storica) si sviluppa su tre piani fuori terra (piano terra e piano primo con copertura praticabile) e un piano interrato.

I Corpi C1 e C2 e i Corpi C3', C3'' e C4 sono costituiti da un piano interrato e 5 piani fuori terra (piano terra, primo, secondo, terzo e quarto con copertura praticabile).



Vista aerea Google Earth – divisione in Corpi (Ala Moderna e Collegamento non oggetto delle presenti verifiche)

Nel 1994 è stato messo in opera un progetto di ristrutturazione e ampliamento del Monoblocco con sopraelevazione di un piano.

Il progetto prevedeva i seguenti interventi (si riporta stralcio della relazione tecnica di calcolo originaria del progettista):

1. RELAZIONE DI IMPOSTAZIONE GENERALE

Il progetto consiste essenzialmente nella costruzione di un nuovo piano nonché di altre opere di ristrutturazione e completamento di importanza minore.

L'attuale 4° piano è occupato in larga parte da locali che saranno demoliti ad eccezione di una zona che viene mantenuta in essere per garantire la funzionalità degli ascensori esistenti, nonché da un terrazzo di copertura; al posto delle strutture demolite viene realizzato un nuovo solaio di copertura piana e praticabile (5° piano); la porzione coperta del 5° piano, costituita da quella parte di strutture che come precedentemente affermato non vengono demolite, sarà adibita a locali tecnici; per quanto riguarda la copertura del 5° piano, la struttura esistente viene mantenuta e si procede solo una piccola zona d'ampliamento a copertura di una centrale tecnologica.

Le altre opere di ristrutturazione previste riguardano essenzialmente la sopraelevazione di un piano della scala principale, la costruzione di un ascensore di tipo panoramico entro il vano scala in questione, una scala esterna di sicurezza in acciaio, ed altri interventi d'importanza minore.

Realizzazione nuovi solai:

Per quanto riguarda la costruzione dei nuovi solai di copertura del 4° e 5° piano si è sostanzialmente adottata la soluzione prevista dal progetto guida, con nuovi pilastri in c.a., solai in laterocemento tipo "bausta" e travi in c.a. in spessore; tuttavia si è ritenuto opportuno, data la rilevanza della luce per alcuni campi di solaio, di aumentare leggermente lo spessore di questi da 29 cm a 32 cm, pari ad 1/25 della luce di calcolo (interasse tra i pilastri).

Collegamento dei nuovi pilastri in c.a. della sopraelevazione ai pilastri esistenti:

I telai in c.a. rispecchiano quelli previsti dal progetto guida, pur con il ridimensionamento delle sezioni delle travi, conseguente al calcolo esecutivo; i nuovi pilastri in c.a. vengono collegati ai pilastri esistenti al piano inferiore mediante un opportuno numero di innesti posti in fori iniettati con resine; ove possibile si manterranno in essere gli innesti presenti nei pilastri oggi esistenti che verranno demoliti.

Il certificato di collaudo riporta la seguente descrizione delle opere realizzate:

2. Descrizione delle opere

Il quarto piano dell'edificio, prima dell'intervento, era occupato da un terrazzo e da alcuni locali che includevano una zona servizi adiacente ai vani scala e ascensore, sovrastata dal quinto e ultimo piano. Nell'intervento, il massetto delle pendenze del terrazzo e il getto di sottofondo dei pavimenti sono stati in varia misura rimossi, le strutture del quarto piano, tranne che nella zona predetta, sono state demolite e sono state eseguite alcune modifiche sui solai del quarto piano e superiori in corrispondenza del vano scala principale.

I.O.R. - BOLOGNA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DELL'ALA MODERNA - COLLAUDO - 4

dalla sottostante costruzione, in cinque volumi a pianta rettangolare. I primi due volumi misurano, in pianta, m 12 x m 36,3 e m 12 x m 32,2 rispettivamente, sono allineati e hanno una parte in aggetto, sull'esterno dell'edificio, in adiacenza al giunto di dilatazione. Questi due volumi formano il corpo denominato C3 negli elaborati progettuali. Gli altri tre volumi, nell'ordine, formano i corpi denominati C2, C1, C4 e misurano in pianta m 12 x m 39, m 19,6 x m 56,6, m 8 x m 19,3. I quattro corpi sono contigui e disposti ad anello attorno alla corte interna, rettangolare, dell'edificio. I corpi C1 e C3 si affacciano sui lati lunghi della corte, il corpo C1 include la parte di precedente costruzione e il quinto piano dell'edificio e il corpo C3 è affacciato sulla città, in direzione NNE. I corpi C2, C3, C4 seguono il corpo C1 in senso orario. Nei vari corpi la struttura è formata dai ritte e dalla soprastante copertura, l'estradosso della quale è ad altezza di m 3,65 circa sull'estradosso della copertura del terzo piano. Nei corpi C2 e C3 i ritte sono disposti su tre file dirette secondo la maggior dimensione in pianta, due lungo i lati e una interna. Nel corpo C4 i ritte sono disposti in due file, sui lati di maggior lunghezza in pianta. Nel corpo C1 i ritte sono disposti su quattro file, due esterne e due interne, nel senso della lunghezza.

I ritte sono in cemento armato, sono impostati sui preesistenti pilastri e hanno sezione rettangolare di cm 30 x cm 40, meno che in alcune posizioni sui giunti strutturali e sui lati dell'edificio sull'esterno, dove la sezione è ridotta.

Prof. Ing. Agostino Antonio Cannarozzi - Firenze - 12/97

I.O.R. - BOLOGNA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DELL'ALA MODERNA - COLLAUDO - 5

Il collegamento con i pilastri sottostanti, in assenza di prosecuzione delle armature, è stato realizzato con barre di innesto calate in fori iniettati con resina, in accostamento alle barre dell'armatura del ritto.

La copertura, tranne che nella parte centrale del corpo C1 adiacente alla preesistente costruzione, è formata da solai in laterizio e cemento armato, con soletta superiore collaborante in calcestruzzo, portati da travi continue nello spessore del solaio, che in ogni corpo corrono sulla sommità dei ritte nella direzione dei lati di maggior lunghezza in pianta. Cordoli in calcestruzzo chiudono i solai sui lati di minor lunghezza. I solai sono di tipo "bausta" e hanno spessore di cm 34, di cui cm 4 di soletta. I travetti del solaio, nei corpi C1 e C2 hanno interasse di cm 54, nei corpi C3 e C4 hanno interasse di cm 50. Dove la luce di una campata di solaio lo richiede, nella mezzeria è disposto un travetto di ripartizione.

In tutti i corpi le travi hanno sezione rettangolare alta cm 34. Nel corpo C2 le travi sono a dieci campate con luci comprese tra m 3,8 e m 4,2. Nel corpo C3 le travi dei due volumi hanno nove e otto campate rispettivamente, con luci di m 4 nelle campate intermedie e luci comprese tra m 3,80 e m 4,10, circa, in quelle terminali. Nei corpi C2 e C3 le travi esterne hanno sezione con larghezza di cm 50 e cm 60, rispettivamente, la trave interna ha sezione larga cm 70. Nel corpo C4 le travi sono a cinque campate di m 3,80 di luce e hanno sezione larga cm 60. La copertura del corpo C1 è formata da più parti. Le parti terminali, adiacenti ai corpi C4 e C1 rispettivamente, misurano

Prof. Ing. Agostino Antonio Cannarozzi - Firenze - 12/97

I.O.R. - BOLOGNA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DELL'ALA MODERNA - COLLAUDO - 6

in pianta m 19,60 nella direzione trasversale del corpo, e circa m 16,20 e m 12, rispettivamente, in quella longitudinale. Le travi corrono in quest'ultima direzione e hanno quattro e tre campate rispettivamente, mediamente di m 4 di luce e sezione rettangolare di cm 60 di larghezza. Le coperture delle due parti sono separate dalla parte centrale mediante giunti che si estendono su tutta la larghezza del corpo C1. Le estremità delle travi delle coperture, sui giunti, sono sostenute da insellaggi in acciaio fissati ai ritti della parte centrale del corpo in posizione limitrofa. La copertura della parte centrale ha misure, in pianta, di m 28 in lunghezza e m 19,6 in larghezza, e include la precedente costruzione non demolita. La copertura serve la superficie non occupata da quest'ultima e comprende due parti indipendenti, una sull'esterno del fabbricato, l'altra sulla corte. Ambedue le parti sono realizzate con solai in laterizio e cemento armato con soletta superiore collaborante in calcestruzzo e travi in acciaio, dirette normalmente ai lati sull'esterno e sull'interno. I solai sono sempre di tipo "bausta", hanno spessore di cm 20, di cui cm 4 di soletta, e i travetti hanno interasse di cm 54. Le travi sono solidarizzate a un cordolo di calcestruzzo nello spessore del solaio, di larghezza variabile tra cm 40 e cm 80, da trave a trave. La parte della copertura sull'esterno dell'edificio è a sua volta formata da due parti contigue, una di estensione di m 7,70 in profondità per m 8 in larghezza, l'altra di m 3,50 in profondità per m 20 circa in lunghezza.

Prof. Ing. Agostino Antonio Cannarozzi - Firenze - 12/97

I.O.R. - BOLOGNA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DELL'ALA MODERNA - COLLAUDO - 7

In ambedue, le travi sono a ginocchio, per adattare la copertura alle costruzioni, preesistente e di ampliamento, del quinto piano, e sono appoggiate alle estremità su insellaggi in acciaio spinottati sui ritti esistenti, o su mensole tozze in cemento armato aggettanti dai ritti di nuova costruzione. Nella prima parte sono presenti due travi di bordo in profilato HE 280 B e una centrale in profilato HE 280 M. Ogni trave porta in falso un ritto metallico della costruzione di ampliamento del quinto piano. Nella seconda parte sono presenti cinque travi in profilato HE 240 A, parzialmente affiancate a travi della preesistente costruzione. Gli interassi delle travi sono compresi tra m 3,30 e m 4,70 circa, le luci sono comprese tra m 7,20 e m 7,60 circa. La parte della copertura sul lato interno del fabbricato ha pianta rettangolare, con lati di m 8, su quest'ultimo, e m 7,55 ed è sostenuta da due travi in profilato HE 240 B ai bordi e da una trave in profilato HE 240 M, centrale, normali al lato del fabbricato, appoggiate agli estremi e con luce di m 7,35 circa.

Le parti in aggetto dei volumi del corpo C3 costituiscono due balconi verandati, uno per volume, ai piani terzo e quarto. I balconi sono realizzati con solai di circa m 1,20 di sbalzo, in laterizio e cemento armato con soletta superiore collaborante in calcestruzzo. Al terzo piano il solaio ha spessore di cm 30, di cui cm 5 di soletta, al quarto piano il solaio ha spessore di cm 20, di cui cm 4 di soletta. In ambedue i solai le barre dell'armatura sono state ancorate alla preesistente trave di bordo in fori iniettati con resina. Al quinto

Prof. Ing. Agostino Antonio Cannarozzi - Firenze - 12/97

I.O.R. - BOLOGNA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DELL'ALA MODERNA - COLLAUDO - 7

In ambedue, le travi sono a ginocchio, per adattare la copertura alle costruzioni, preesistente e di ampliamento, del quinto piano, e sono appoggiate alle estremità su insellaggi in acciaio spinottati sui ritti esistenti, o su mensole tozze in cemento armato aggettanti dai ritti di nuova costruzione. Nella prima parte sono presenti due travi di bordo in profilato HE 280 B e una centrale in profilato HE 280 M. Ogni trave porta in falso un ritto metallico della costruzione di ampliamento del quinto piano. Nella seconda parte sono presenti cinque travi in profilato HE 240 A, parzialmente affiancate a travi della preesistente costruzione. Gli interassi delle travi sono compresi tra m 3,30 e m 4,70 circa, le luci sono comprese tra m 7,20 e m 7,60 circa. La parte della copertura sul lato interno del fabbricato ha pianta rettangolare, con lati di m 8, su quest'ultimo, e m 7,55 ed è sostenuta da due travi in profilato HE 240 B ai bordi e da una trave in profilato HE 240 M, centrale, normali al lato del fabbricato, appoggiate agli estremi e con luce di m 7,35 circa.

Le parti in aggetto dei volumi del corpo C3 costituiscono due balconi verandati, uno per volume, ai piani terzo e quarto. I balconi sono realizzati con solai di circa m 1,20 di sbalzo, in laterizio e cemento armato con soletta superiore collaborante in calcestruzzo. Al terzo piano il solaio ha spessore di cm 30, di cui cm 5 di soletta, al quarto piano il solaio ha spessore di cm 20, di cui cm 4 di soletta. In ambedue i solai le barre dell'armatura sono state ancorate alla preesistente trave di bordo in fori iniettati con resina. Al quinto

Prof. Ing. Agostino Antonio Cannarozzi - Firenze - 12/97

I.O.R. - BOLOGNA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DELL'ALA MODERNA - COLLAUDO - 8

piano, il solaio è stato realizzato come estensione del solaio, di nuova costruzione, di copertura del quarto piano.

2.2 L'ampliamento della costruzione del quinto piano

Si tratta di un volume su una parte della copertura del quarto piano, a pianta rettangolare con lati di circa m 4,5 e m 8, rispettivamente, che occupa un angolo rientrante della preesistente costruzione del quinto piano. La struttura portante è essenzialmente formata da tre incavallature in acciaio, due laterali e una centrale. Il piedritto è posato in falso sulla sottostante trave metallica, a ginocchio, della copertura del quarto piano, e il traverso è fermato di testa con una piastra tassellata nel getto di una travata della struttura preesistente. I ritte delle incavallature sono profilati HE 240 A di circa m 2,9 di lunghezza, i traversi hanno lunghezza di circa m 4,30 e sono formati da profilati HE 240 A per le incavallature laterali e HE 240 B per quella centrale. Le incavallature portano un solaio in laterizio e cemento armato dello spessore di cm 24, di cui cm 4 di soletta superiore collaborante in calcestruzzo, come per la copertura del quarto piano. Cordoli in calcestruzzo chiudono il campo di solaio e corrono sulle travi, alle quali sono solidarizzati con connettori.

2.3 La prosecuzione della scala principale

Il vano della scala ha pianta rettangolare, con lati di m 5,8 e m 7,5 circa. Il solaio del quinto piano, che copriva il vano prima dell'intervento, è stato demolito per fare posto alla scala. La scala è formata da tre rampe continue larghe m 1,75 circa, costituite da una soletta in laterizio

Prof. Ing. Agostino Antonio Cannarozzi - Firenze - 12/97

Si evidenzia che le norme tecniche di riferimento per il progetto di ristrutturazione e ampliamento sono il DM 14/02/1992 (*Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*), le norme CNR 10011/1985 per le costruzioni in acciaio e il DM 12/02/1982 e circolare 24/05/1982 (*Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni*). Le norme adottate non prevedono valutazioni tecniche sulla problematica sismica e pertanto gli interventi progettati non escludono l'esecuzione della verifica di vulnerabilità per l'intero Monoblocco (così come previsto dal comma 5 dell'art. 2 della OPCM 3274 del 20/03/2003).

Per ognuno degli corpi sono stati presi in esame nel dettaglio gli aspetti legati alle assunzioni di base delle resistenze dei materiali e delle condizioni di carico, e della loro entità in funzione dei livelli di conoscenza acquisiti, al fine di effettuare una analisi rappresentativa delle reali condizioni di sicurezza presenti nelle strutture in oggetto.

3.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate per le analisi sulla base delle indagini effettuate

A monte delle valutazioni svolte per le verifiche tecniche di I° livello sono state effettuate le seguenti campagne di indagini (prove distruttive con prelievo di carote di cls in situ e di barre di acciaio con relative prove di compressione e trazione, prove non distruttive tipo Sonreb e misure pacometriche per l'individuazione dei ferri di armatura):

- campagna di indagini effettuata dal Laboratorio SGM nell'anno 2012 (2012-P5058),
- campagna di indagini effettuata dal Laboratorio SGM nell'anno 2013 (2013-P5166),
- campagna di indagini effettuata dal Laboratorio SGM nell'anno 2014 (su richiesta di integrazione dello studio ENARCO, incaricato delle verifiche tecniche di I° livello, 2014-9422).

Per la determinazione dei valori di resistenza di calcestruzzi e acciai, a favore di sicurezza per le valutazioni di I° livello sono stati considerati solo i risultati delle prove distruttive; per le presenti analisi di II° livello si sono utilizzati anche i valori ottenuti dalle prove non distruttive (Sonreb), tramite le medie dei risultati ottenuti (come di seguito riportato).

3.3.1 Calcestruzzo

Per ogni corpo si sono calcolati i risultati delle prove di schiacciamento delle carote prelevate e si è fatta la media, trovando così un valore di resistenza a compressione R_c in opera dalle prove distruttive ($R_{c-carote}$). Si sono poi utilizzati i risultati delle prove sclerometriche e a ultrasuoni (Sonreb) che forniscono valori di IR (Indice di Rimbalzo) e di V (velocità ultrasonica) e tramite le formule note in letteratura si è stimata la resistenza a compressione R_c ricavata dalle prove non distruttive (facendo la media dei risultati che si ottengono dalle 4 formule):

$$R_{c1} = 7,7 \cdot 10^{-11} \cdot IR^{1,4} \cdot V^{2,6} \quad \text{RILEM 1993}$$

$$R_{c2} = 6,7 \cdot 10^{-8} \cdot IR^{1,246} \cdot V^{1,85} \quad \text{Gasparik 1992}$$

$$R_{c3} = 1,0 \cdot 10^{-9} \cdot IR^{1,058} \cdot V^{2,446} \quad \text{Di Leo - Pascale 1994}$$

$$R_{c4} = 3,7 \cdot 10^{-7} \cdot IR^{1,127} \cdot V^{1,690} \quad \text{Del Monte et al. 2004}$$

$$R_{c-Sonreb} = (R_{c1} + R_{c2} + R_{c3} + R_{c4}) / 4$$

La resistenza a compressione del calcestruzzo si ricava dalla media delle due medie:

$$R_{c-m} = (R_{c-carote} + R_{c-Sonreb}) / 2$$

Le quattro formule sopra riportate hanno validità quando i calcestruzzi sono di buona qualità (come si nota ad esempio nel caso del Corpo C4, in cui lo scarto medio tra i risultati della media delle carote e dei quattro metodi che utilizzano il Sonreb è minimo). Al contrario, nessuna delle quattro espressioni sopra riportate è valida nel caso dei calcestruzzi di bassa qualità (come nel caso in esame ad esempio per il Corpo C0). In pratica, tuttavia, è legittimo utilizzare i risultati ottenuti da tali prove, anche considerando lo stato di fatto dei calcestruzzi in opera in cui non sono presenti setole o fessurazioni.

Un metodo più cautelativo e che garantisce maggiore affidabilità rispetto alle formule in letteratura è l'ottenimento della resistenza media da utilizzare nelle analisi tramite la calibrazione dei coefficienti a , b e c della espressione $R_c = a \cdot IR^b \cdot V^c$ sulla base dei risultati a disposizione delle carote mediante una regressione lineare (n.d.r. *“La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive”* – A. Masi, Università degli Studi della Basilicata, Potenza, da Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica 1/2005).

Considerando che i valori di velocità di propagazione degli ultrasuoni risultanti dalle prove (compresi tra un intervallo di 300/4000 m/sec), i calcestruzzi si possono catalogare come calcestruzzi di sufficiente/buona qualità. Per tale motivo, il valore finale che è stato utilizzato nelle analisi è dato dalla media dei due metodi M1 ed M2 applicati ai risultati delle prove distruttive e non distruttive effettuate nella campagna di indagini effettuata dal Laboratorio SGM nell'anno 2013 (2013-P5166) e nella campagna di indagini effettuata dal Laboratorio SGM nell'anno 2014 (su richiesta di integrazione dello studio ENARCO, incaricato delle verifiche tecniche di I livello - 2014-9422).

I successivi paragrafi illustrano i risultati ottenuti per i diversi corpi.

Corpo C0

Si utilizza per le analisi un valore di resistenza media a compressione del calcestruzzo per il Corpo C0 pari a $f_{c-m} = 180 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

Corpo C1

Si utilizza per le analisi un valore di resistenza media a compressione del calcestruzzo per il Corpo C1 pari a $f_{c-m} = 240 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

Corpo C2

Si utilizza per le analisi un valore di resistenza media a compressione del calcestruzzo per il Corpo C2 pari a $f_{c-m} = 240 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

Corpo C3' e Corpo C3''

Si utilizza per le analisi un valore di resistenza media a compressione del calcestruzzo per il Corpo C3' e per il Corpo C3'' pari a $f_{c-m} = 260 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

Corpo C4

Si utilizza per le analisi un valore di resistenza media a compressione del calcestruzzo per il Corpo C4 pari a $f_{c-m} = 300 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

Si evidenzia che i **valori di progetto** per le verifiche degli elementi strutturali dei vari corpi sono ottenuti dividendo i valori sopra riportati per il Fattore di Confidenza FC e per il coefficiente del materiale ($\gamma_{m-cls} = 1,5$).

3.3.2 Acciaio

Per quanto riguarda i valori di riferimento per la resistenza a trazione delle barre di acciaio per i diversi corpi del monoblocco si utilizzano gli stessi valori identificati e utilizzati nelle verifiche di I° livello, che di seguito si riportano:

- Corpo C0-Armatura per c.c.a.:	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
- Corpo C1-Armatura per c.c.a.:	$f_y = 390 \text{ N/mm}^2$
- Corpo C1-Armatura per c.c.a. per l'ampliamento del piano 4° e 5° (anno 1995):	FeB44K
- Corpo C2-Armatura per c.c.a.:	$f_y = 430 \text{ N/mm}^2$
- Corpo C2-Armatura per c.c.a. per l'ampliamento del piano 4° (anno 1995):	FeB44K
- Corpo C3-Armatura per c.c.a.:	$f_y = 465 \text{ N/mm}^2$
- Corpo C3-Armatura per c.c.a. per l'ampliamento del piano 4° e 5° (anno 1995):	FeB44K
- Corpo C4-Armatura per c.c.a.:	$f_y = 430 \text{ N/mm}^2$
- Corpo C4-Armatura per c.c.a. per l'ampliamento del piano 4° (anno 1995):	FeB44K

Si evidenzia che i **valori di progetto** per le verifiche degli elementi strutturali dei vari corpi sono ottenuti dividendo i valori sopra riportati per il Fattore di Confidenza FC e per il coefficiente del materiale ($\gamma_{m-acciaio} = 1,15$).

3.4 Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza utilizzati nelle analisi

Considerando i supplementi di indagine (rilievo) effettuati e l'analisi della documentazione messa a disposizione della Committenza, per la riduzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali degli elementi strutturali si utilizza un Fattore di Confidenza $FC = 1,2$, corrispondente ad un Livello di Conoscenza Adeguata (LC2).

3.5 Criteri per la valutazione della sicurezza sismica

Le analisi di vulnerabilità sismica coinvolgono la stima del comportamento sismico della costruzione nelle sue molteplici parti (strutturali e non) sotto una molteplicità di azioni sismiche (di diversa intensità). Per quanto riguarda la così detta “modellazione” della costruzione (rappresentazione semplificata della realtà attraverso uno strumento/analitico numerico di tipo predittivo) si sono adottati differenti modelli ad elementi finiti. Le analisi di vulnerabilità sismica presentano i livelli di accelerazione sismica che attivano i diversi stati limite per le diverse componenti analizzate e individuano le principali fonti di criticità nei confronti del comportamento sismico della costruzione in esame, oltre che ad individuare le soglie di accelerazione che globalmente attivano i diversi stati limite per i vari corpi del complesso analizzato. La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono fornite in termini di accelerazione al suolo e di periodo di ritorno in grado di attivare un dato meccanismo di danneggiamento/collasso. Sulla base di quanto contenuto nella nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 (*"Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003"*) la valutazione della sicurezza (DM 14/01/08 capitolo 8.3), in questa seconda fase di controllo e verifica è stata eseguita con specifico riferimento allo Stato Limite Ultimo (in particolare alla condizione di salvaguardia della vita umana SLV).

3.6 Metodo di analisi strutturale effettuata e criteri di verifica

Gli strumenti analitici e predittivi a disposizione dell'ingegneria per la moderna valutazione del comportamento statico, dinamico e sismico delle costruzioni fanno sì che non si possa prescindere da una analisi strutturale da svilupparsi con riferimento a tali strumenti. Pertanto al fine di valutare la sicurezza sismica delle costruzioni in esame si ritiene opportuno sviluppare le analisi secondo due approcci differenziati:

- sviluppo di una analisi strutturale mediante l'utilizzo di:
 - modellazioni numeriche agli elementi finiti (utilizzando il software di calcolo computazionale PROSAP);

Per eseguire le analisi di sicurezza degli elementi di cui sopra si è fatto ricorso a diverse modalità di rappresentazione schematica del comportamento delle costruzioni (modelli), che sono stati sviluppati a diversi livelli di dettaglio. Le analisi di vulnerabilità comprendono, pertanto, lo sviluppo di una molteplicità di rappresentazioni semplificate (modelli) ciascuna specifica dello stato limite studiato.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame. Come riportato nella C8.7.2.4 della CM617 (Metodi di analisi e criteri verifica), è possibile effettuare qualunque tipo di analisi (statica lineare con spettro elastico o con fattore q , dinamica modale con spettro elastico o con fattore q , statica non lineare, dinamica non lineare) prevista dal D.M. 14/01/2008.

Al fine di valutare la sicurezza sismica delle costruzioni in esame le analisi sono state sviluppate con l'utilizzo di modellazioni numeriche agli elementi finiti (utilizzando il software di calcolo computazionale PROSAP) e tramite una analisi e valutazione qualitativa e con modelli semplificati. A valle del rilievo e della campagna di indagini effettuati, si è deciso di adottare per le analisi FEM:

- una analisi dinamica modale con spettro di progetto con fattore " q " (analisi lineare)

3.7 Metodologia di valutazione della risposta sismica globale

Si propone una metodologia di verifica a livello globale che tiene in considerazione un percorso di conoscenza ed analisi in cui il giudizio sul livello di rischio del manufatto o l'idoneità di un intervento emerge dal confronto tra la capacità della struttura, valutata a seguito di una conoscenza qualitativa e quantitativa della costruzione, e l'azione sismica, opportunamente modulata in funzione di ragionevoli livelli di protezione sismica.

Si evidenzia che i risultati presentati nel seguito della relazione sono quelli relativi all'analisi dinamica modale con spettro di progetto con fattore "q" (analisi lineare), in quanto sono sicuramente a favore di sicurezza rispetto ad una analisi non lineare di tipo pushover.

4. ANALISI DEI CARICHI

Dai rilievi eseguiti e dall'analisi dei risultati delle campagne di indagini effettuate in merito alla identificazione dei pacchetti strutturali e non strutturali dei solai del Monoblocco (saggi e videoendoscopie), si ricavano i seguenti carichi per ogni corpo.

4.1 Corpo C0

I valori di seguito riportati nelle tabelle seguenti sono espressi in daN/m².

PIANO TERRA		
Solaio S1 - spessore 30cm+10cm		
peso proprio strutturale	G1 =	360
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	580
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

Solaio S3 e S4 - spessore 26cm+10cm		
peso proprio strutturale	G1 =	590
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	810
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

Solaio S5 - spessore 12cm+6cm		
peso proprio strutturale	G1 =	310
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	530
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

PIANO PRIMO		
Solaio S1 - spessore 30cm+10cm		
peso proprio strutturale	G1 =	360
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	580
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
COPERTURA		
Solaio S1 - spessore 30cm+10cm		
peso proprio strutturale	G1 =	360
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento		50
impermeabilizzazioni e impianti		50
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	580
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200
Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento		50
impermeabilizzazioni e impianti		50
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

4.2 Corpo C1

I valori di seguito riportati nelle tabelle seguenti sono espressi in daN/m².

PIANO TERRA		
Solaio S1 - spessore 46cm		
peso proprio strutturale	G1 =	410
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	630
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
PIANO PRIMO -SECONDO - TERZO - QUARTO		
Solaio spessore 43cm		
peso proprio strutturale	G1 =	380
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	600
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
PIANO QUINTO		
Solaio spessore 34cm		
peso proprio strutturale	G1 =	400
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	620
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200
Solaio spessore 20cm		
peso proprio strutturale	G1 =	250
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	470
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

COPERTURA		
Solaio S2 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		0
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		20
totale carico permanente	G2 =	120
	G1 + G2 =	320
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

4.3 Corpo C2

I valori di seguito riportati nelle tabelle seguenti sono espressi in daN/m².

PIANO TERRA - PRIMO - SECONDO - TERZO		
Solaio S1 - spessore 12cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	200
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	420
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
Solaio S2 - spessore 30cm+6cm+5cm		
peso proprio strutturale	G1 =	350
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	570
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
PIANO QUARTO		
Solaio spessore 30cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	400
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	620
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

COPERTURA		
Solaio spessore 30cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	400
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600 \text{ daN/m}^3$)		80
pavimento		50
impermeabilizzazioni e impianti (pergolato)		50
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	620
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

4.4 Corpo C3' e Corpo C3''

I valori di seguito riportati nelle tabelle seguenti sono espressi in daN/m².

PIANO TERRA - PRIMO - SECONDO - TERZO		
Solaio S1 - spessore 30cm+6cm		
peso proprio strutturale	G1 =	450
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	670
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
Solaio S2 - spessore 20cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	320
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	540
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
PIANO QUARTO		
Solaio S1 - spessore 30cm+6cm		
peso proprio strutturale	G1 =	450
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	670
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

Solaio S2 - spessore 20cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	320
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	540
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
COPERTURA		
Solaio spessore 30cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	400
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento		50
impermeabilizzazioni e impianti (pergolato)		50
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	620
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

4.5 Corpo C4

I valori di seguito riportati nelle tabelle seguenti sono espressi in daN/m².

PIANO TERRA - PRIMO - SECONDO - TERZO - QUARTO		
Solaio S1 - spessore 30cm+6cm		
peso proprio strutturale	G1 =	450
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	670
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300
Solaio S2 - spessore 20cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	300
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600$ daN/m ³)		80
pavimento (spessore medio 1cm, principalmente linoleum)		20
tramezzi (presenti in numero ridotto)		80
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	520
carico accidentale		
ospedale (DM 14/01/2008)	Q =	300

COPERTURA		
Solaio spessore 30cm+4cm		
peso proprio strutturale	G1 =	400
carico permanente		
massetto (spessore medio 5cm con $\gamma = 1600 \text{ daN/m}^3$)		80
pavimento		50
impermeabilizzazioni e impianti (pergolato)		50
intonaco e/o controsoffitto e eventuali impianti appesi (cartongesso)		40
totale carico permanente	G2 =	220
	G1 + G2 =	620
carico accidentale		
normale affollamento (DM 14/01/2008)	Q =	200

5. LA PERICOLOSITA' SISMICA E LO SPETTRO DI RIFERIMENTO SLV UTILIZZATO NELLE ANALISI

L'Ospedale Monoblocco dell'Istituto Ortopedico Rizzoli viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe IV (secondo quanto specificato nel DM08 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe IV si ha $V_N = 50 \text{anni}$ (vita nominale della struttura) e $C_U = 2,0$ (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM08 paragrafo 2.4.3) vale, quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{anni}$.

La pericolosità sismica del sito definiscono le azioni sismiche sulla base delle quali effettuare la progettazione; i parametri sismici legati alla zona di costruzione sono sotto riportati:


EdiLus-MS
Mappe Sismiche

Available on the App Store

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Via M. Cacciulli, 114 MONTELLA"

Via Alessandro Codivilla, 40136 Bologna, Italia Cerca



Latitudine (WGS84) 44.48023633 Longitudine (WGS84) 11.34271022

Latitudine (ED50) 44.481902 Longitudine (ED50) 11.343843

Altitudine (mt) 138

Classe dell'edificio IV. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche

Vita Nominale Struttura 50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica 100

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T _r [anni]	A _{0,0} [g]	F ₀ [-]	T ₀ [s]
Operatività	60	0.073	2.478	0.275
Danno	101	0.090	2.470	0.284
Salvaguardia Vita	949	0.210	2.393	0.315
Prevenzione Collasso	1950	0.261	2.425	0.323

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS](#)

ACCA
ACCA SOFTWARE
Tel. 0827/69.504 - Fax 0827/60.12.35
P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

Ai fini del D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo pari a 2,2)

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono sotto riportate /Tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008):

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del sisma vale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

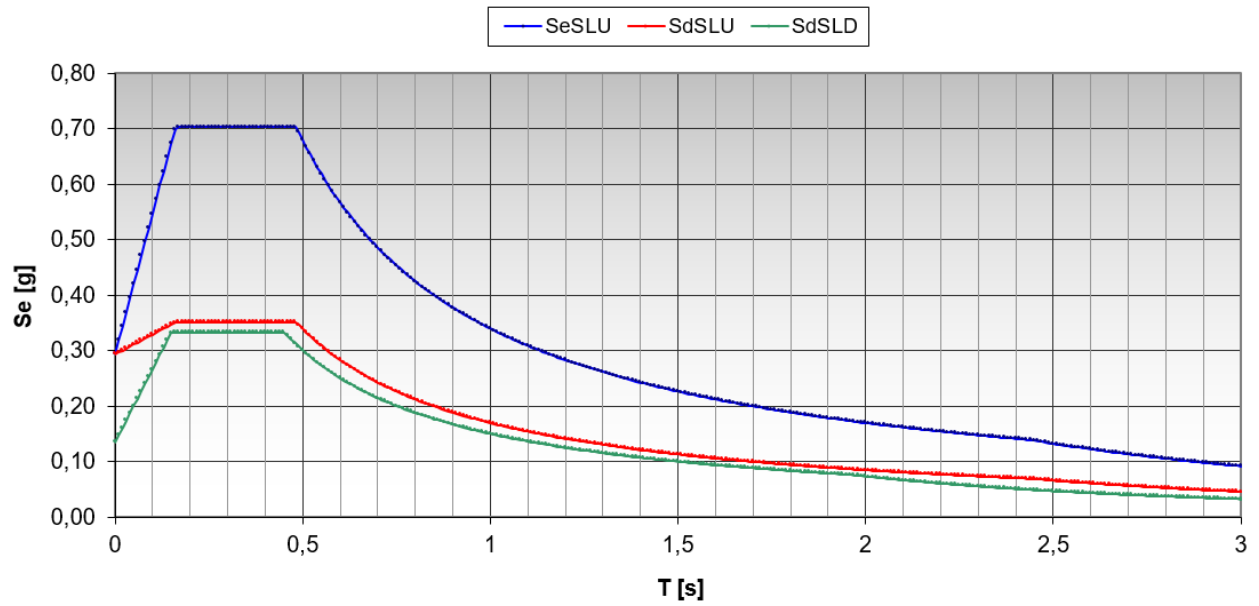
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Gli spettri di accelerazione al suolo sono stati fissati considerando sulla base dei dati forniti all'interno della relazione geologica redatta per le verifiche tecniche di I livello, un terreno di tipo C.

In accordo con il DM 14/01/08 e la CM617 è stato utilizzato a favore di sicurezza, il valore di "q" nelle analisi lineari pari a $q = 2,0$.

La figura seguente riporta lo spettro di progetto per lo SLV (linea rossa), lo spettro elastico (linea blu) e lo spettro allo SLD (linea verde).

spettro accelerazioni orizzontali



6. LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Al fine di valutare le sollecitazioni sulla struttura in esame e la valutazione della vulnerabilità dell'edificio, sono stati sviluppati differenti modelli numerici tridimensionale agli elementi finiti per ogni Corpo del Monoblocco.

Ogni modello agli elementi finiti FEM è composto da elementi di tipo “beam” (sono presenti solo elementi monodimensionali come travi e pilastri per i corpi C0, C1, C2, C3' e C4) ed elementi di tipo “shell” (corpo C3''). L'elemento finito di tipo “beam”, a due nodi, tiene conto della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale, della deformazione da taglio (Bathe Wilson, 1976) ed è caratterizzato da 6 gradi di libertà a ciascuna delle due estremità. L'elemento finito di tipo “shell” ha una formulazione sia a 3 che a 4 nodi, e tiene conto sia del comportamento flessionale che in regime di membrana. Gli effetti del taglio trasversale vengono stimati mediante la formulazione di Mindlin/Reissner.

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

La licenza d'uso è identificata come dsi2249, dsi2250 a nome Studio Ceccoli e Associati.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2011-06-155)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi2249, dsi2250

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti per strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

La risoluzione del sistema $K \cdot u = F$ è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro di risposta. Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test N.A.F.E.M.S. (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra). Si sottolinea inoltre che il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della Q.A. (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e

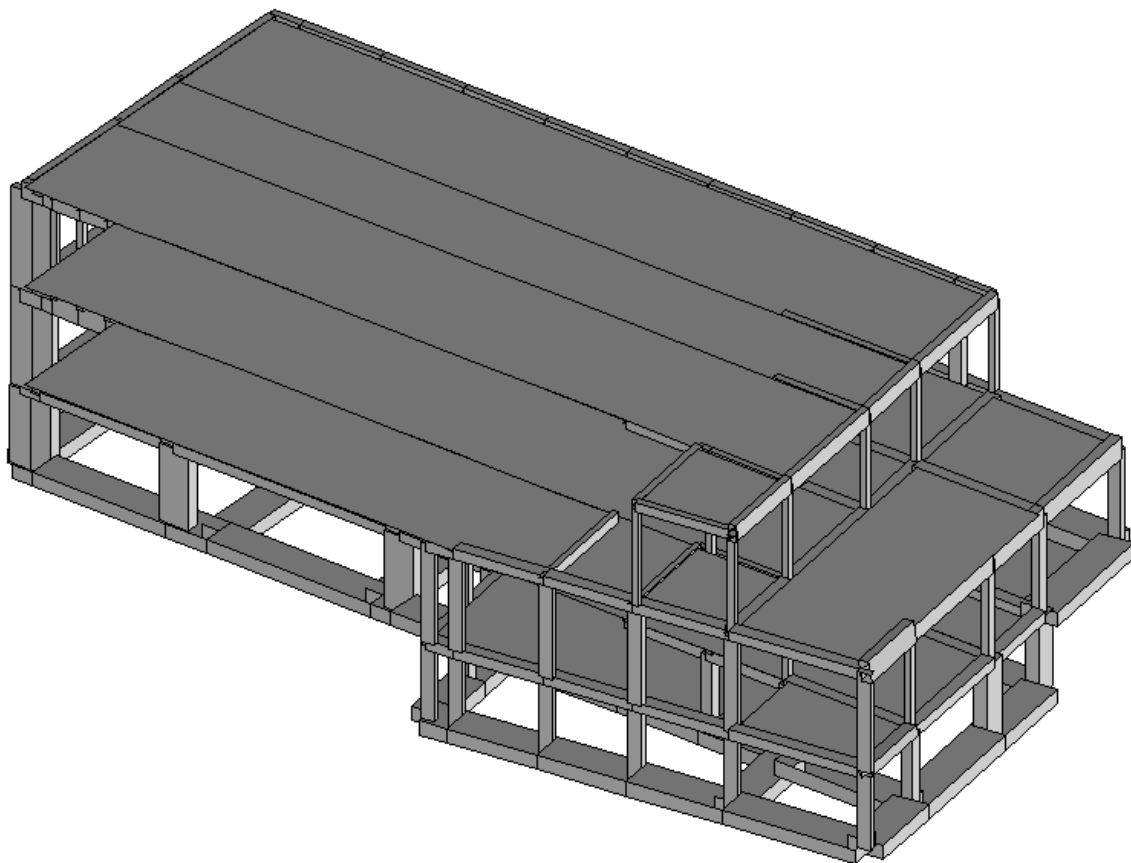
distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati

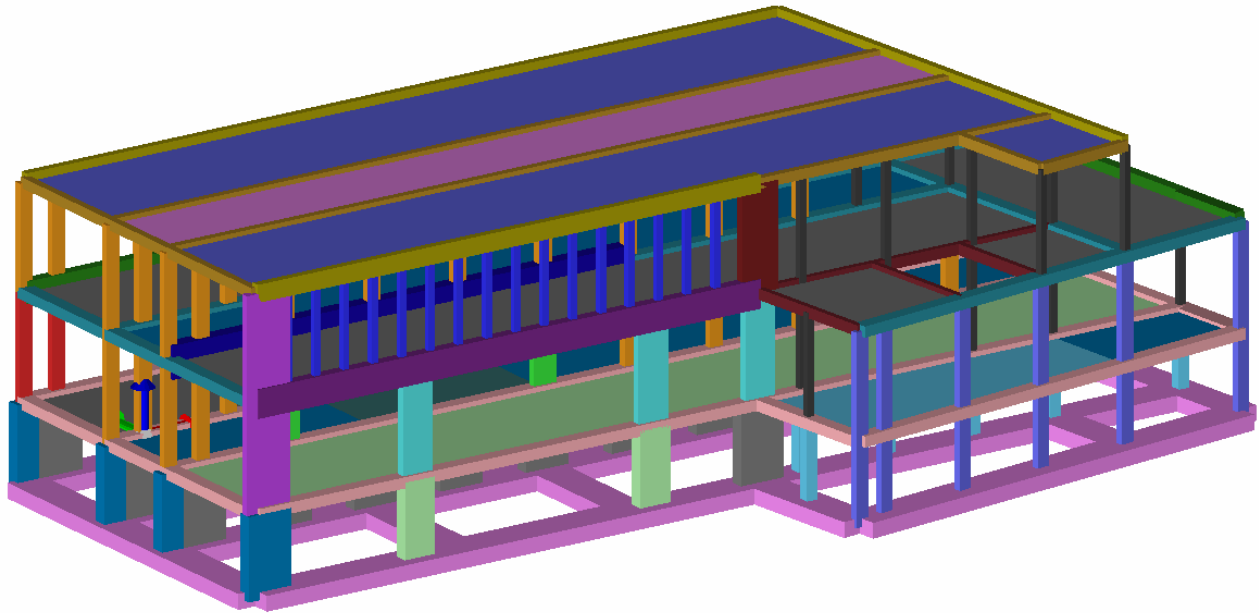
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

6.1 Corpo C0

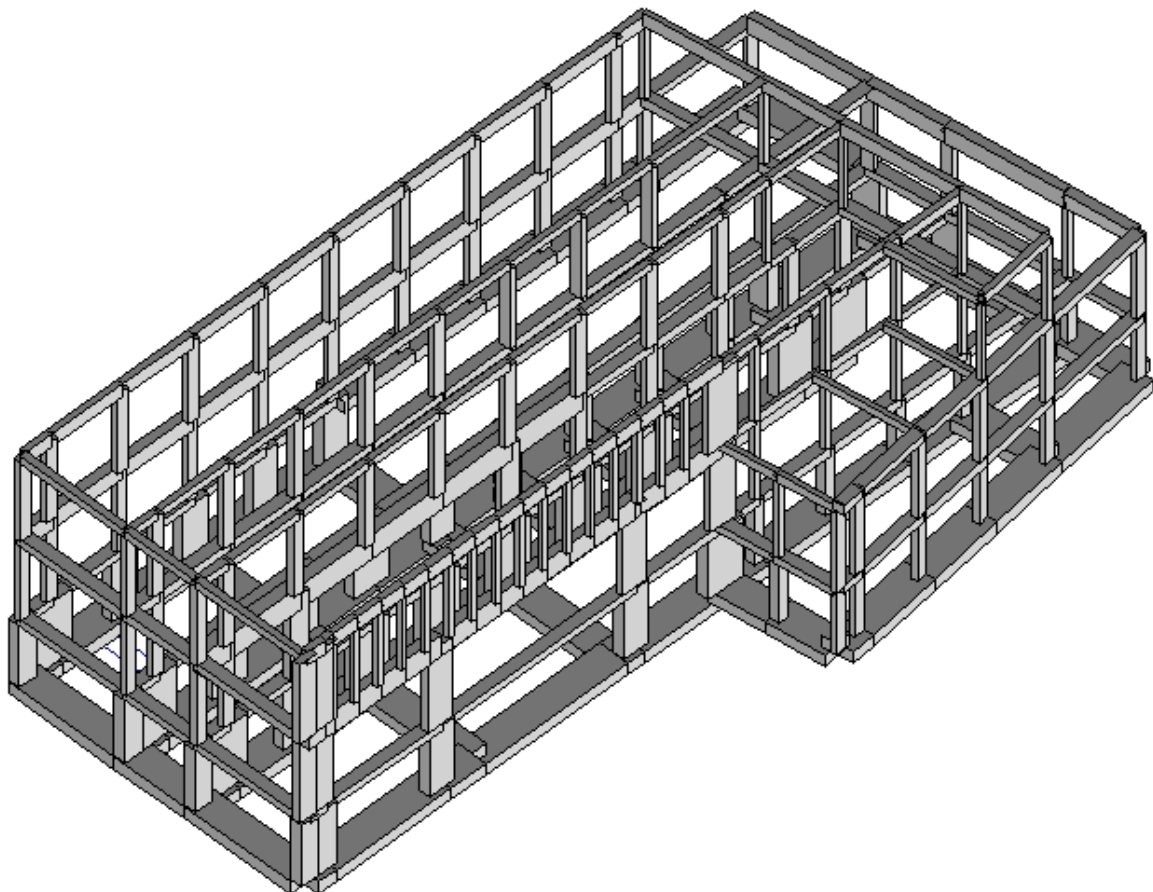
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C0:



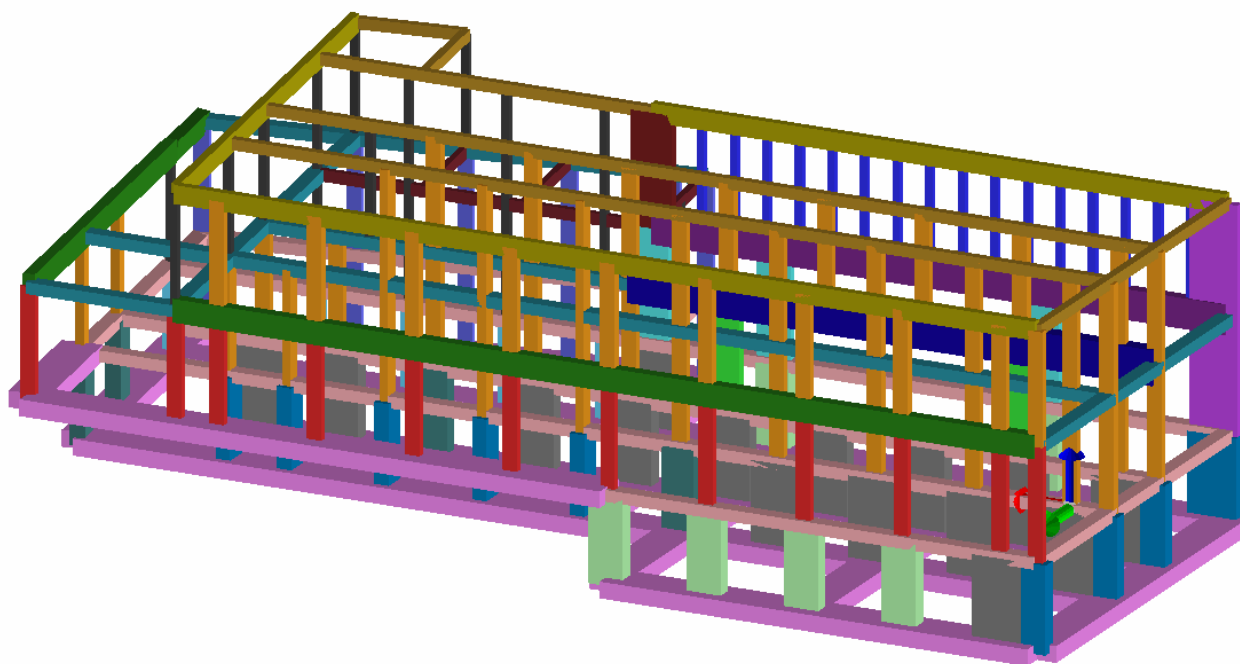
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



Vista 3: modello solido senza solai



Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

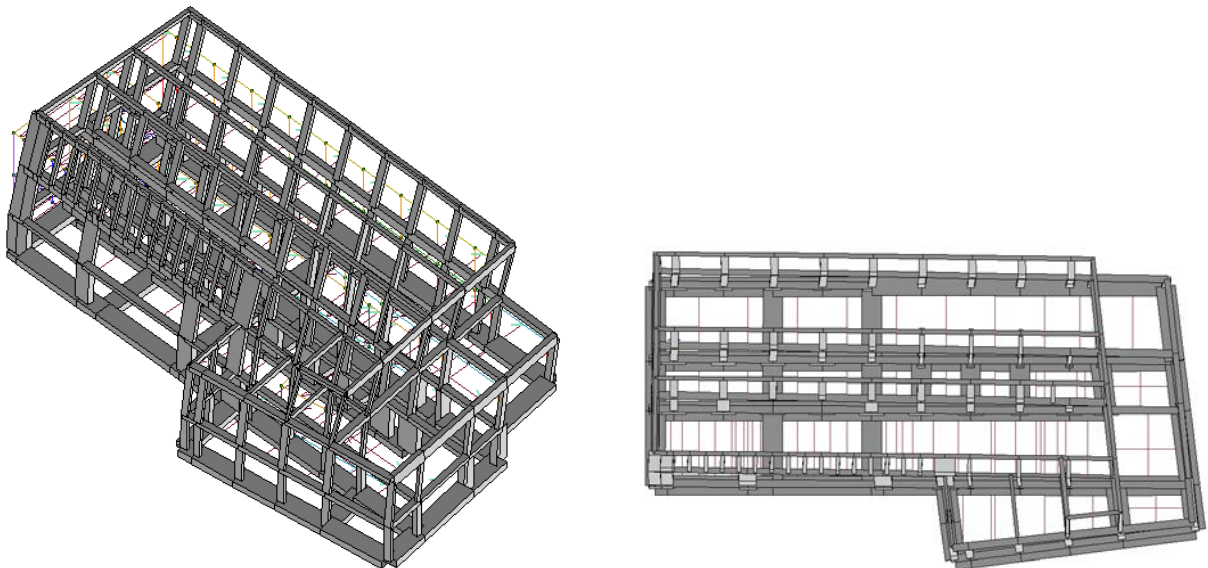
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	232
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	412
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	19
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-150.00
Xmax =	4219.04
Ymin =	-1595.37
Ymax =	600.00
Zmin =	-350.00
Zmax =	900.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO

Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

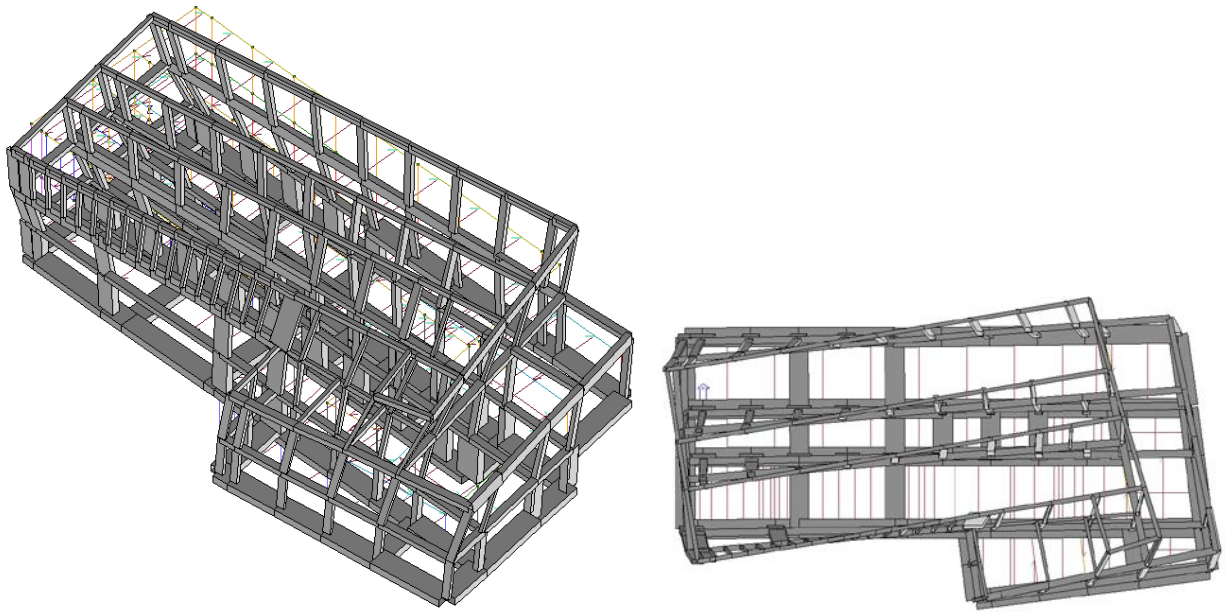
6.1.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 24 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

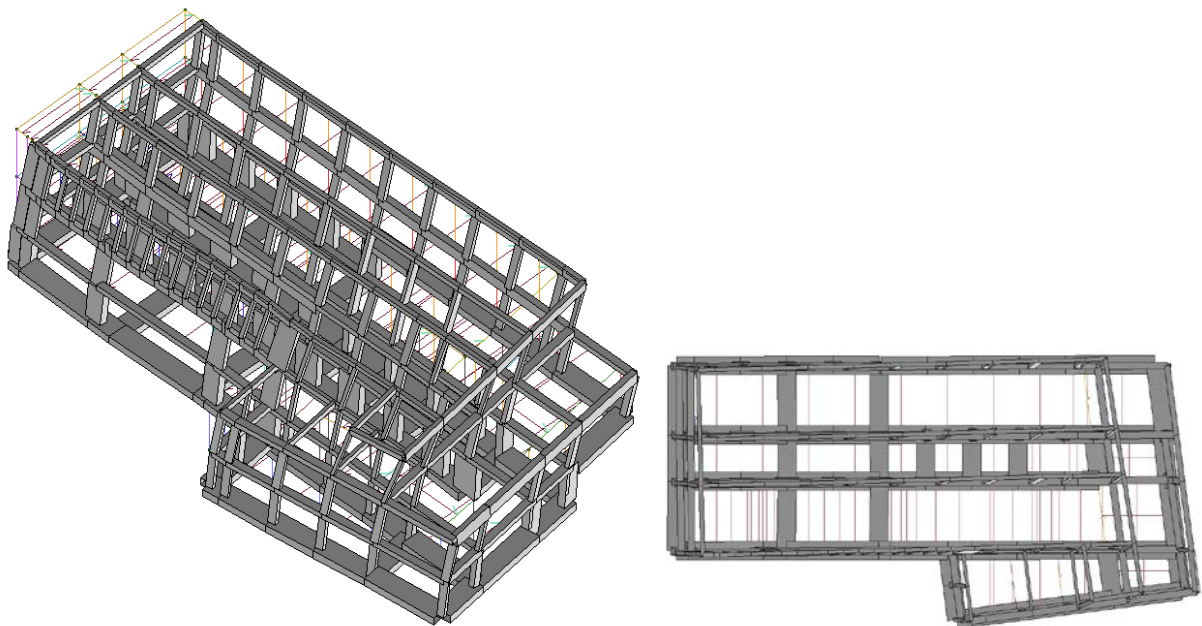
Il primo modo è traslazionale lungo y ed ha periodo pari a $T_1 = 1,0\text{sec}$, il secondo modo è rotazionale con periodo di vibrare pari a $T_2 = 0,54\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo x con periodo di vibrare pari a $T_3 = 0,40\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 1,0\text{sec}$) - traslazionale lungo y



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 0,54\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura ($T_3 = 0,40\text{sec}$) - traslazionale lungo x

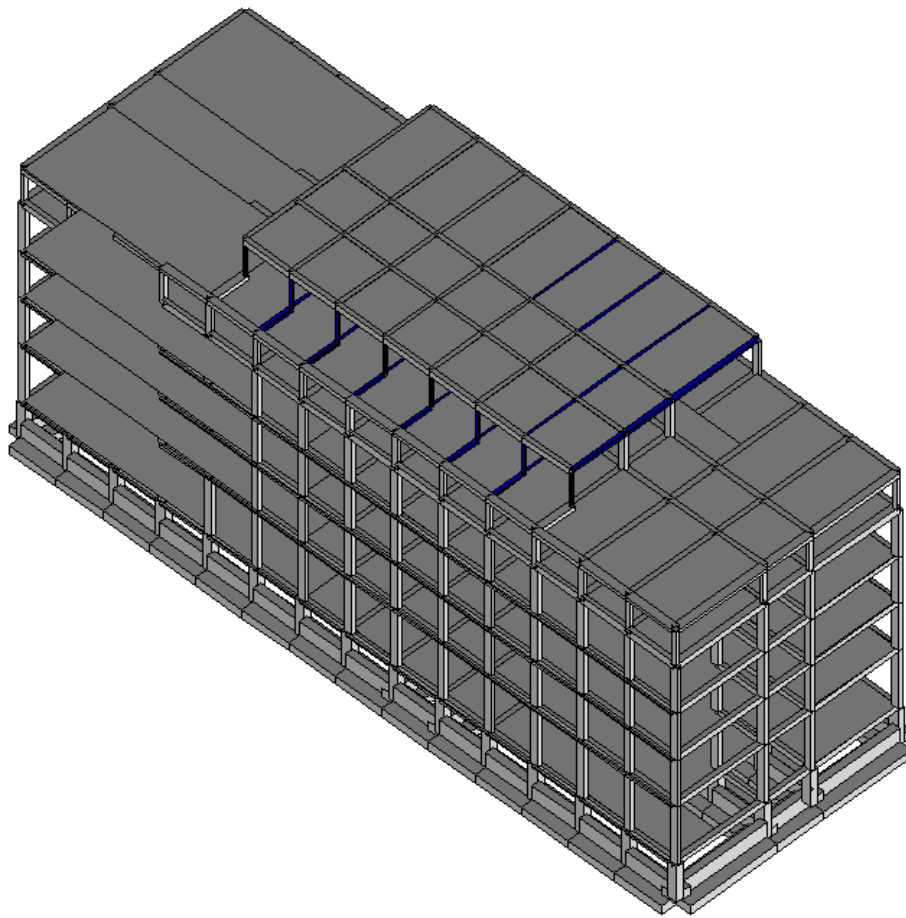
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.392 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. μ d: 2.223
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 24
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
900.00	3.657e+05	1703.35	-253.19	188.91	103.98	1517.36	-526.69	0.669	0.112	0.328
450.00	7.080e+05	1981.11	-322.73	-218.45	109.77	2115.13	-635.55	0.612	0.074	0.362
Risulta	1.074e+06									

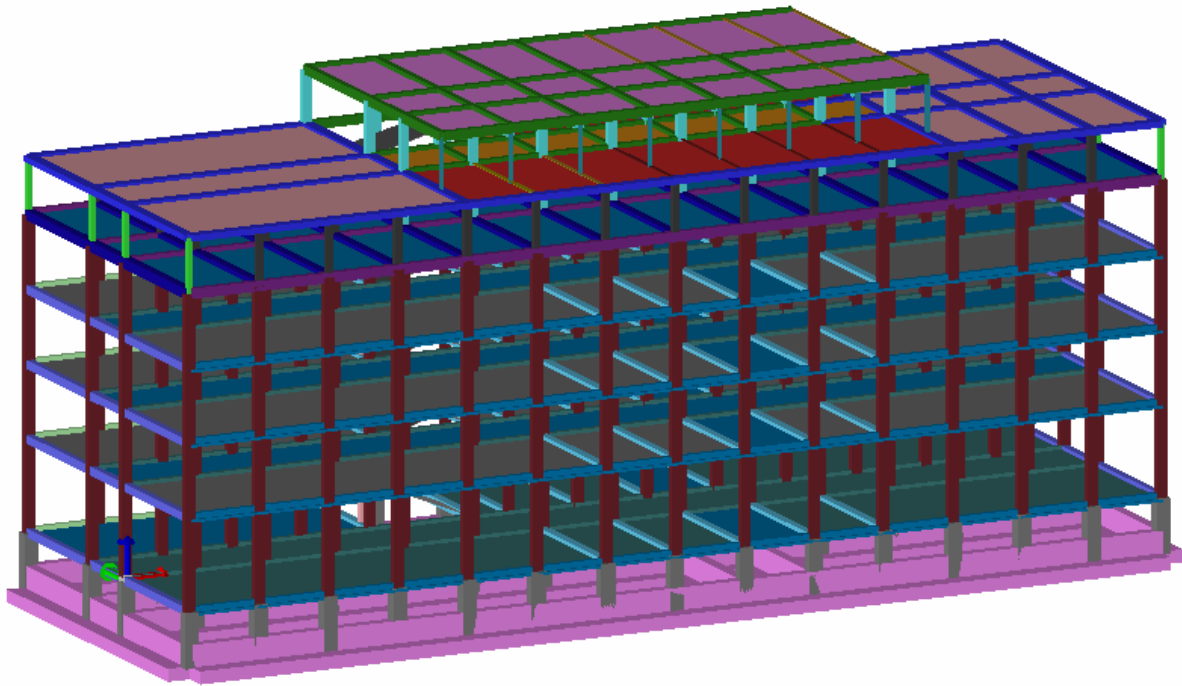
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	1.007	0.993	0.172	342.72	3.19e-02	8.813e+05	82.1	0.37	3.42e-05
2	1.863	0.537	0.318	1.968e+04	1.8	38.32	3.57e-03	0.28	2.63e-05
3	2.553	0.392	0.356	9.820e+05	91.5	2092.43	0.2	5.56	5.18e-04
4	3.041	0.329	0.356	3867.85	0.4	1.879e+05	17.5	9.19e-03	0.0
5	4.298	0.233	0.356	359.05	3.34e-02	1875.90	0.2	2.02	1.89e-04
6	6.445	0.155	0.354	6.468e+04	6.0	15.17	1.41e-03	135.92	1.27e-02
7	7.282	0.137	0.347	1.00	9.35e-05	3.79	3.53e-04	1.137e+05	10.6
8	8.073	0.124	0.342	61.95	5.77e-03	2.27	2.11e-04	9.292e+04	8.7
9	10.049	0.100	0.332	45.79	4.26e-03	45.55	4.24e-03	5445.15	0.5
10	10.072	0.099	0.332	140.01	1.30e-02	2.34	2.18e-04	1.166e+05	10.9
11	10.677	0.094	0.330	44.23	4.12e-03	43.83	4.08e-03	8.821e+04	8.2
12	11.030	0.091	0.329	278.06	2.59e-02	43.70	4.07e-03	3466.06	0.3
13	11.162	0.090	0.328	3.18	2.96e-04	5.23	4.87e-04	1.351e+05	12.6
14	11.542	0.087	0.327	8.26	7.69e-04	1.12	1.05e-04	2.653e+04	2.5
15	11.846	0.084	0.326	38.86	3.62e-03	17.28	1.61e-03	1.055e+05	9.8
16	12.219	0.082	0.325	4.29	3.99e-04	87.58	8.16e-03	7.864e+04	7.3
17	12.284	0.081	0.325	80.05	7.46e-03	7.49	6.98e-04	2087.05	0.2
18	12.420	0.081	0.325	0.44	4.11e-05	2.13	1.98e-04	3.371e+04	3.1
19	12.504	0.080	0.324	93.69	8.73e-03	13.97	1.30e-03	7.067e+04	6.6
20	12.592	0.079	0.324	18.13	1.69e-03	7.10	6.61e-04	4.856e+04	4.5
21	12.967	0.077	0.323	111.07	1.03e-02	0.17	1.62e-05	3900.89	0.4
22	13.002	0.077	0.323	22.43	2.09e-03	0.84	7.80e-05	742.65	6.92e-02
23	13.621	0.073	0.322	48.39	4.51e-03	0.27	2.50e-05	2034.23	0.2
24	13.744	0.073	0.322	14.92	1.39e-03	5.66	5.27e-04	1.924e+04	1.8
Risulta				1.072e+06		1.074e+06		9.472e+05	
In percentuale				99.83		99.99		88.22	

6.2 Corpo C1a

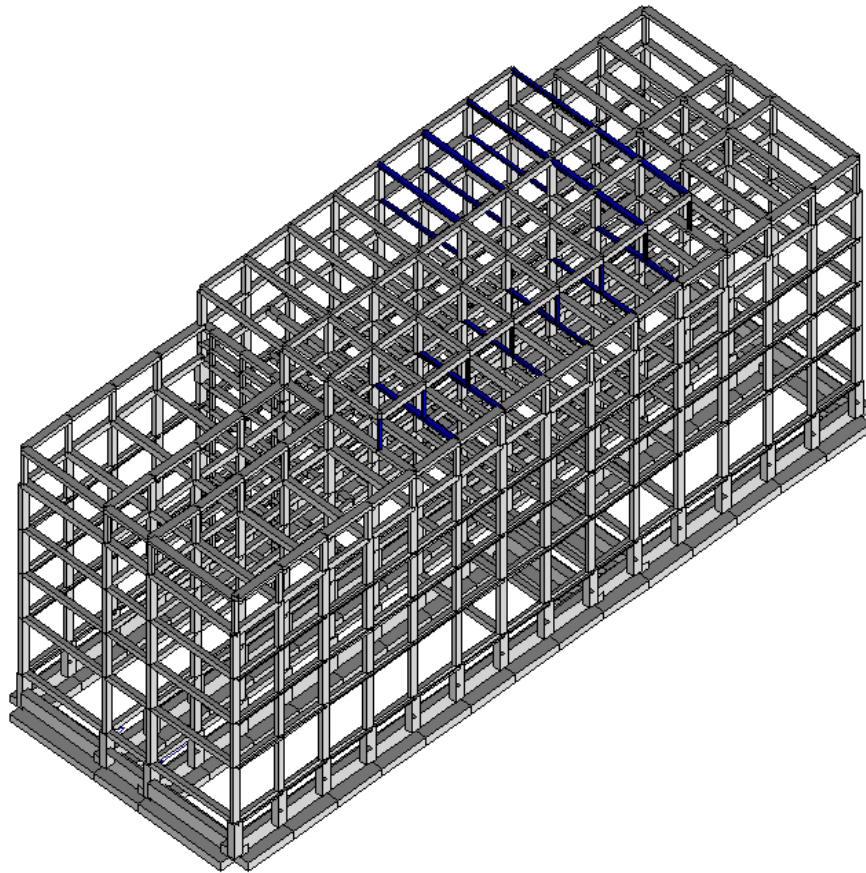
Poiché dai rilievi e dall'analisi della documentazione sono emerse valutazioni non esaustive sulla presenza o meno di setti in c.a. nei vani ascensore del fabbricato, si sono analizzate due diverse condizioni: Corpo C1a senza setti per i vani ascensore, Corpo C1b con i setti in c.a. per i vani ascensore. Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C1a:



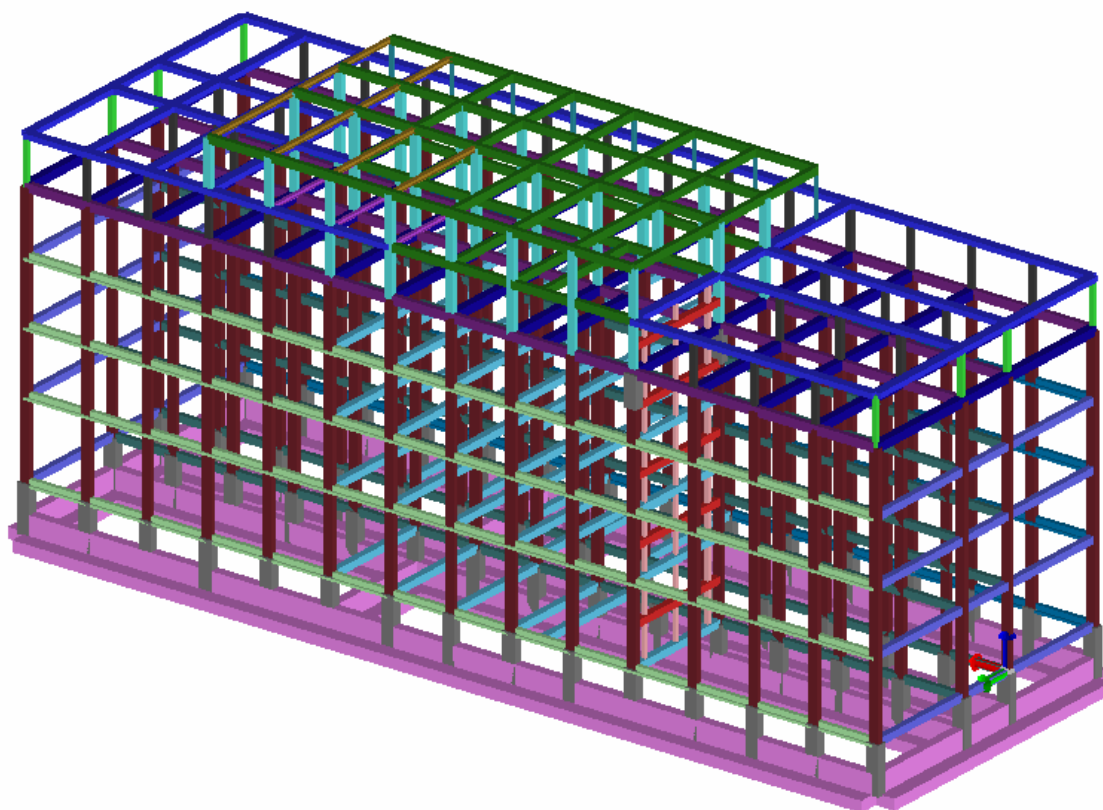
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



Vista 3: modello solido senza solai



Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

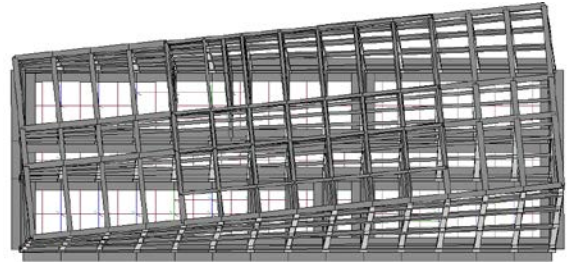
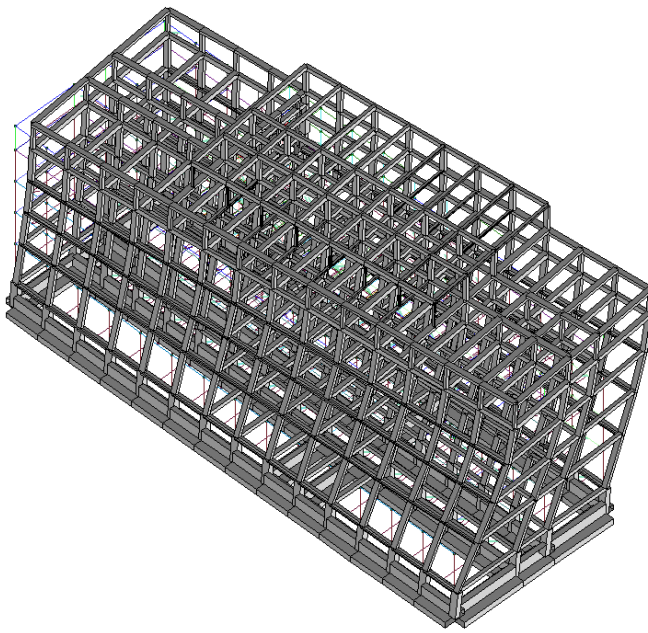
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	533
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	1105
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	156
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	5600.00
Ymin =	-750.00
Ymax =	1150.00
Zmin =	-300.00

Zmax =	2300.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastrì	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

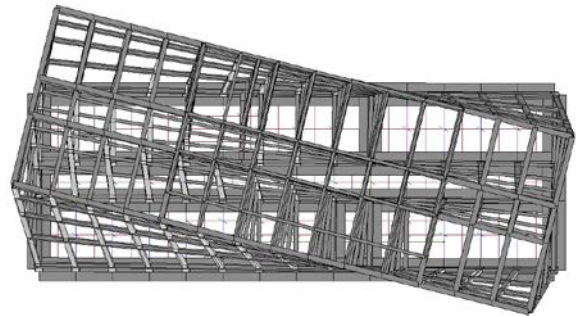
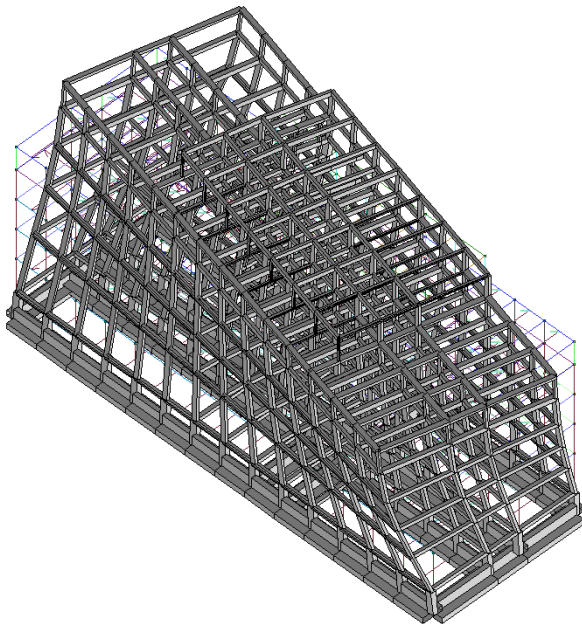
6.2.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 12 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 98% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

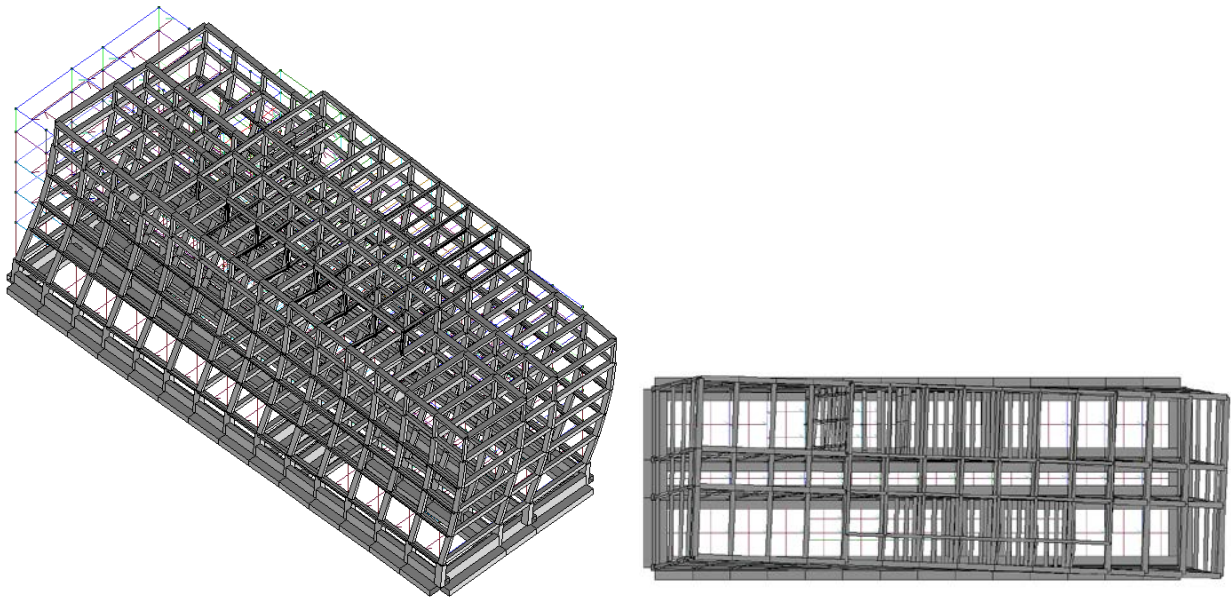
Il primo modo è traslazionale lungo y ed ha periodo pari a $T_1 = 2,12\text{sec}$, il secondo modo è rotazionale con periodo di vibrare pari a $T_2 = 1,51\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo x con periodo di vibrare pari a $T_3 = 1,03\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 2,12\text{sec}$) - traslazionale lungo y



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 1,51\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 1,03sec) - traslazionale lungo x

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 1.039 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. mu d: 2.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 12
			combinaz. modale: CQC

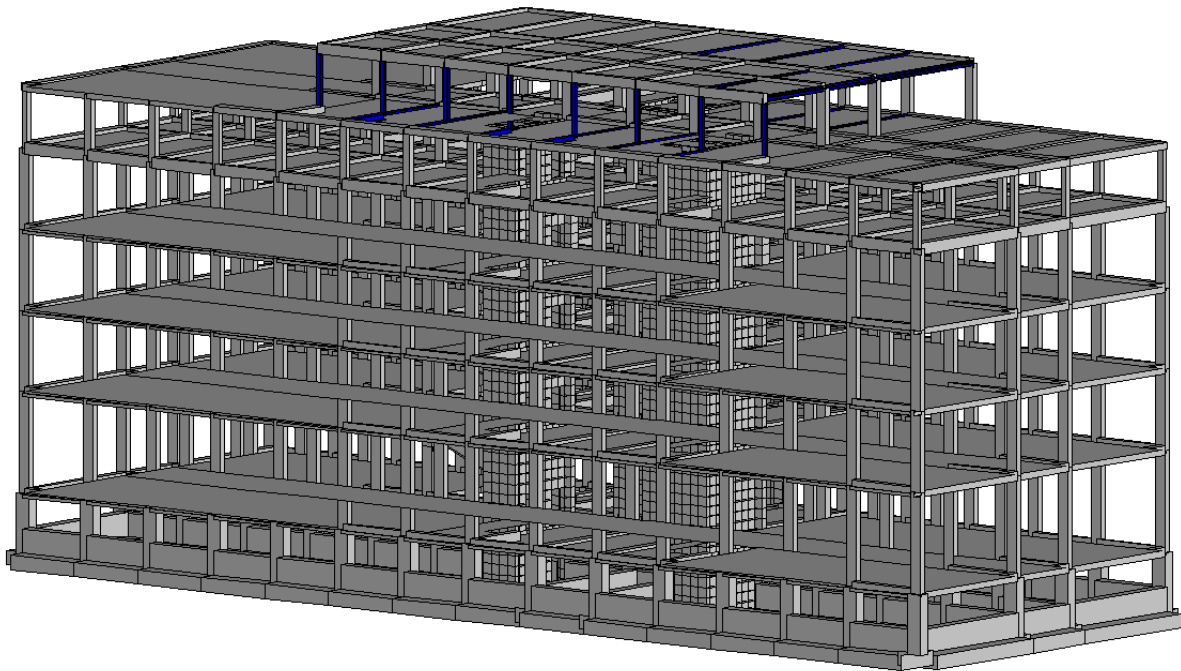
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
2300.00	2.191e+05	2934.65	334.12	-140.00	-80.00	3000.00	508.23	0.858	0.057	0.218
2000.00	6.929e+05	2867.62	202.42	280.00	-95.00	2823.81	284.82	0.753	0.025	0.064
1850.00	1.513e+04	1600.00	775.00	0.0	37.50	1600.00	775.00	1.663	0.0	0.0
1700.00	7.854e+05	2814.90	195.87	280.00	-95.00	2592.35	254.21	0.700	0.111	0.049
1500.00	1.741e+04	1600.00	775.00	0.0	37.50	1600.00	775.00	1.691	0.0	0.0
1300.00	7.927e+05	2821.34	190.23	280.00	-95.00	2803.42	198.17	0.706	0.008	0.007
1100.00	1.608e+04	1600.00	775.00	0.0	37.50	1600.00	775.00	1.691	0.0	0.0
900.00	7.927e+05	2821.34	190.23	280.00	-95.00	2803.42	198.17	0.706	0.008	0.007
700.00	1.608e+04	1600.00	775.00	0.0	37.50	1600.00	775.00	1.691	0.0	0.0
500.00	8.072e+05	2821.30	190.37	280.00	-95.00	2803.42	198.17	0.706	0.008	0.006
250.00	1.707e+04	1600.00	775.00	0.0	37.50	1600.00	775.00	1.691	0.0	0.0
Risulta	4.172e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X	%	M efficace Y	%	M efficace Z	%
	Hz	sec	g	x g		x g		x g	
				daN		daN		daN	
1	0.471	2.123	0.080	4699.39	0.1	3.293e+06	78.9	1.67	4.01e-05
2	0.662	1.510	0.113	6.787e+04	1.6	5.183e+05	12.4	7.36	1.76e-04
3	0.963	1.039	0.164	3.761e+06	90.2	1120.26	2.69e-02	7.14	1.71e-04
4	1.783	0.561	0.304	788.97	1.89e-02	2.482e+05	5.9	7.83	1.88e-04
5	2.377	0.421	0.356	5832.26	0.1	5.143e+04	1.2	20.92	5.01e-04
6	3.262	0.307	0.356	1.926e+05	4.6	147.22	3.53e-03	178.66	4.28e-03
7	3.437	0.291	0.356	17.50	4.20e-04	0.20	4.68e-06	2.38	5.71e-05
8	3.446	0.290	0.356	13.53	3.24e-04	0.35	8.41e-06	0.28	6.77e-06
9	3.453	0.290	0.356	24.30	5.82e-04	15.68	3.76e-04	30.81	7.39e-04

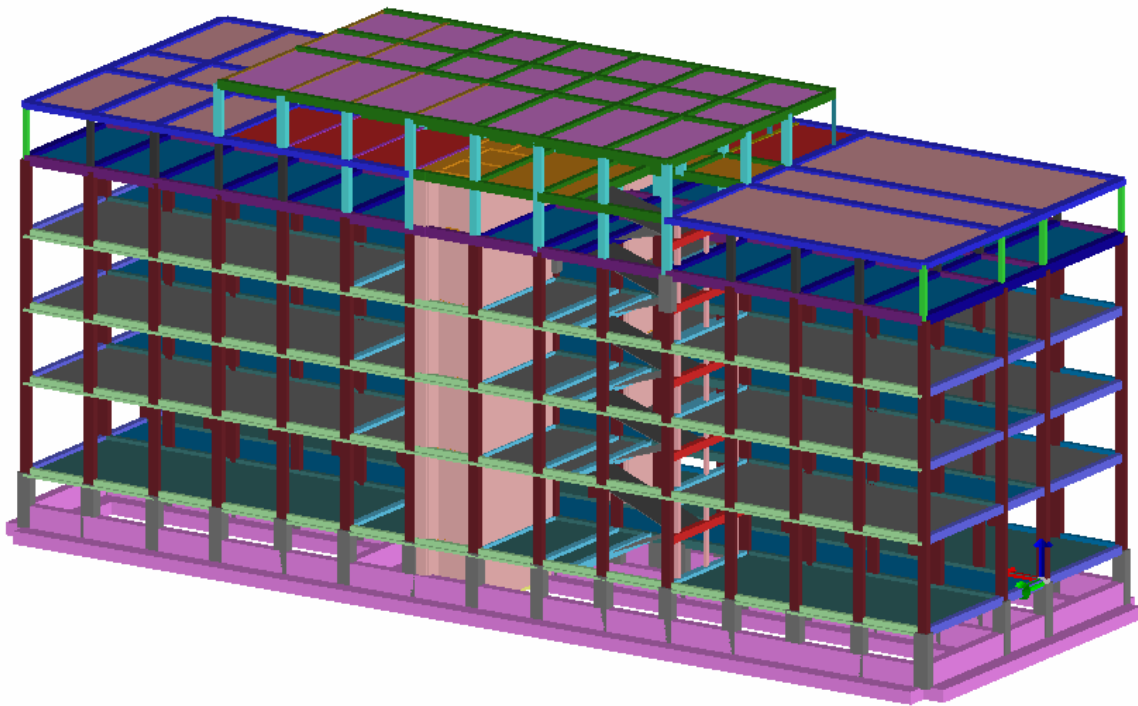
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
10	3.517	0.284	0.356	9368.63	0.2	3.635e+04	0.9	30.21	7.24e-04
11	3.565	0.280	0.356	6.645e+04	1.6	583.34	1.40e-02	123.03	2.95e-03
12	4.360	0.229	0.356	648.27	1.55e-02	777.42	1.86e-02	4.885e+04	1.2
Risulta				4.109e+06		4.150e+06		4.926e+04	
In percentuale				98.50		99.48		1.18	

6.3 Corpo C1b

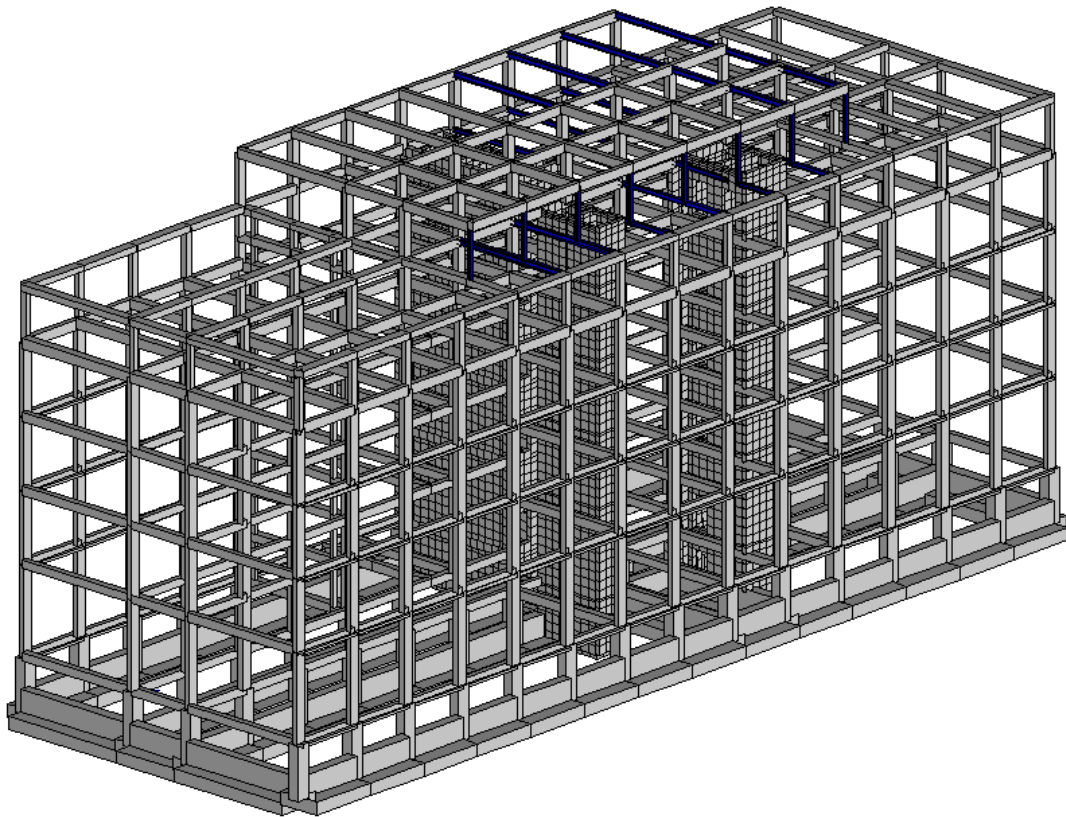
Poiché dai rilievi e dall'analisi della documentazione sono emerse valutazioni non esaustive sulla presenza o meno di setti in c.a. nei vani ascensore del fabbricato, si sono analizzate due diverse condizioni: Corpo C1a senza setti per i vani ascensore, Corpo C1b con i setti in c.a. per i vani ascensore. Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C1b:



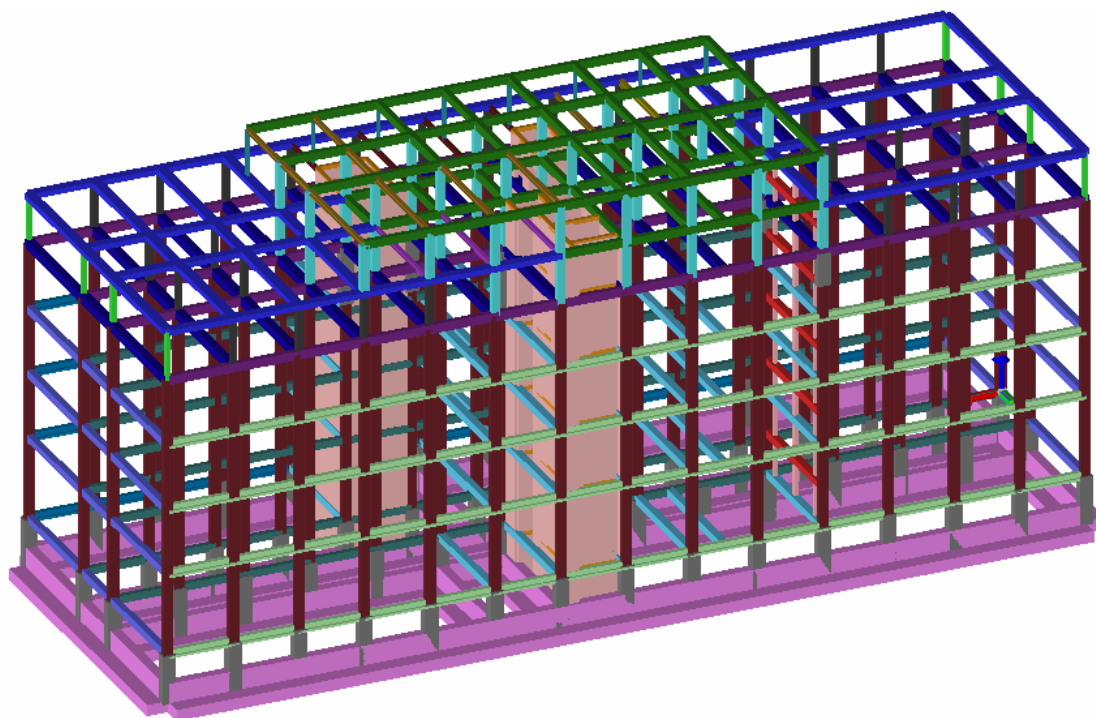
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



Vista 3: modello solido senza solai



Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

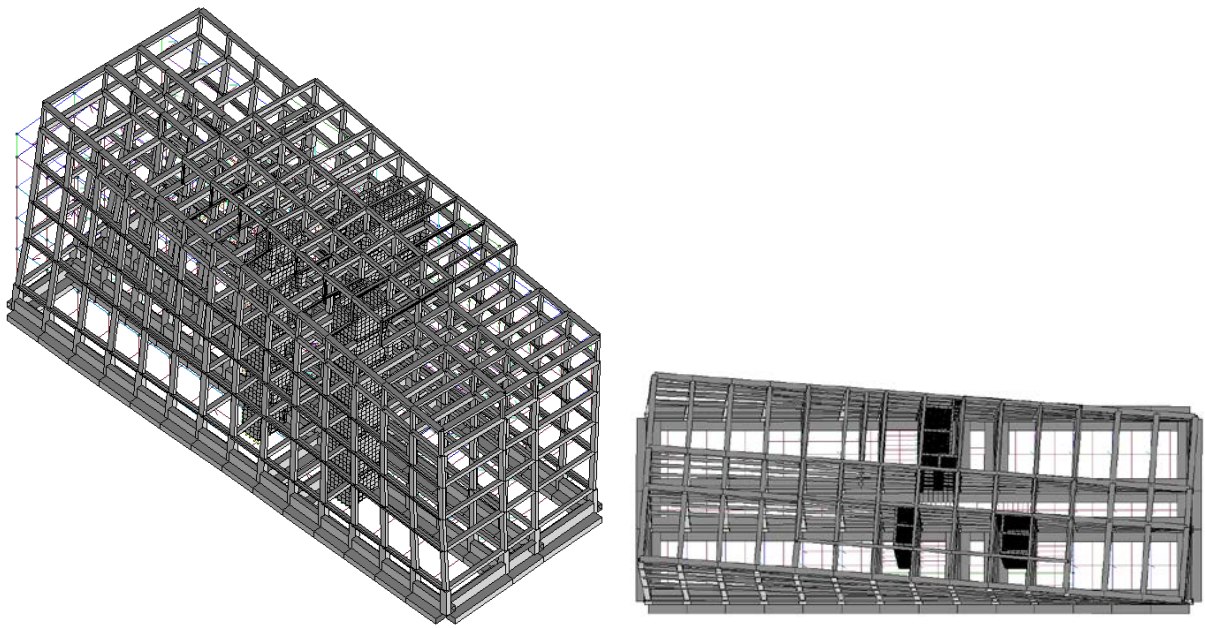
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	6220
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	2158
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	5730
elementi solaio	166
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	5600.00
Ymin =	-750.00
Ymax =	1150.00
Zmin =	-300.00
Zmax =	2300.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	SI

Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

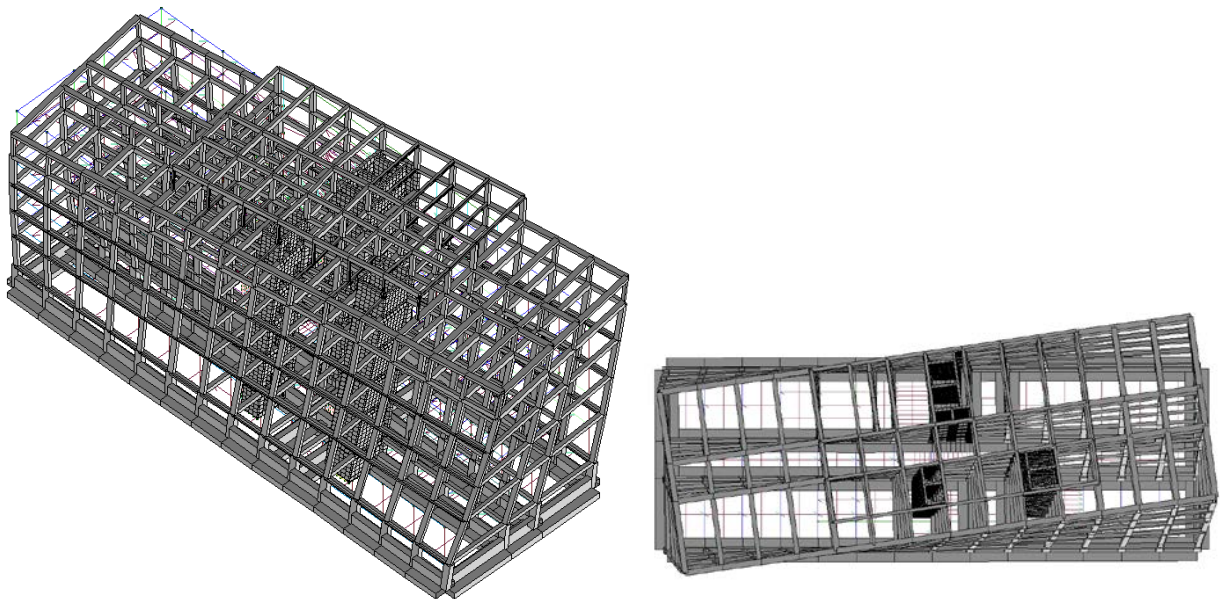
6.3.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 12 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 89% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

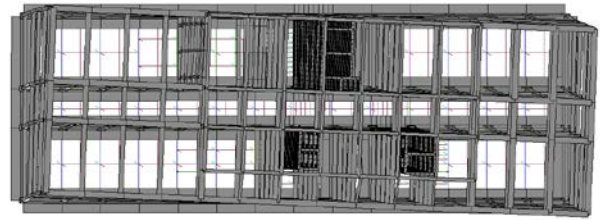
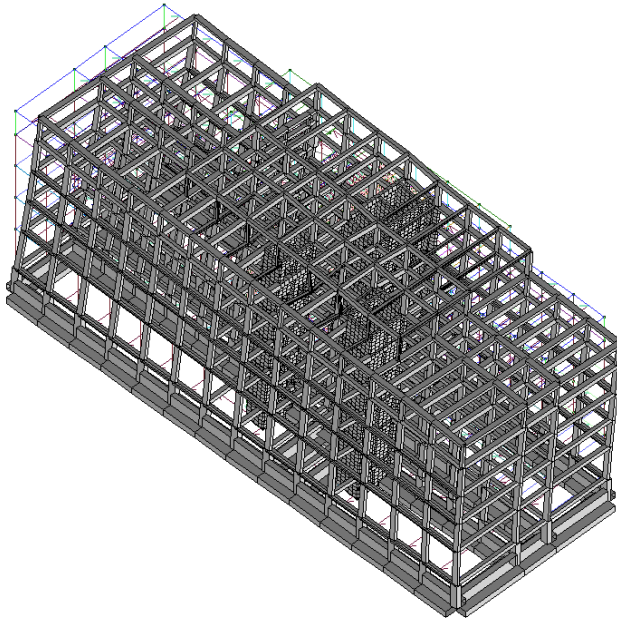
Il primo modo è traslazionale lungo y ed ha periodo pari a $T_1 = 1,19\text{sec}$, il secondo modo è rotazionale con periodo di vibrare pari a $T_2 = 0,96\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo x con periodo di vibrare pari a $T_3 = 0,74\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 1,19\text{sec}$) - traslazionale lungo y



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 0,96\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,74sec) - traslazionale lungo x

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.745 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. mu d: 2.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 12
			combinaz. modale: CQC

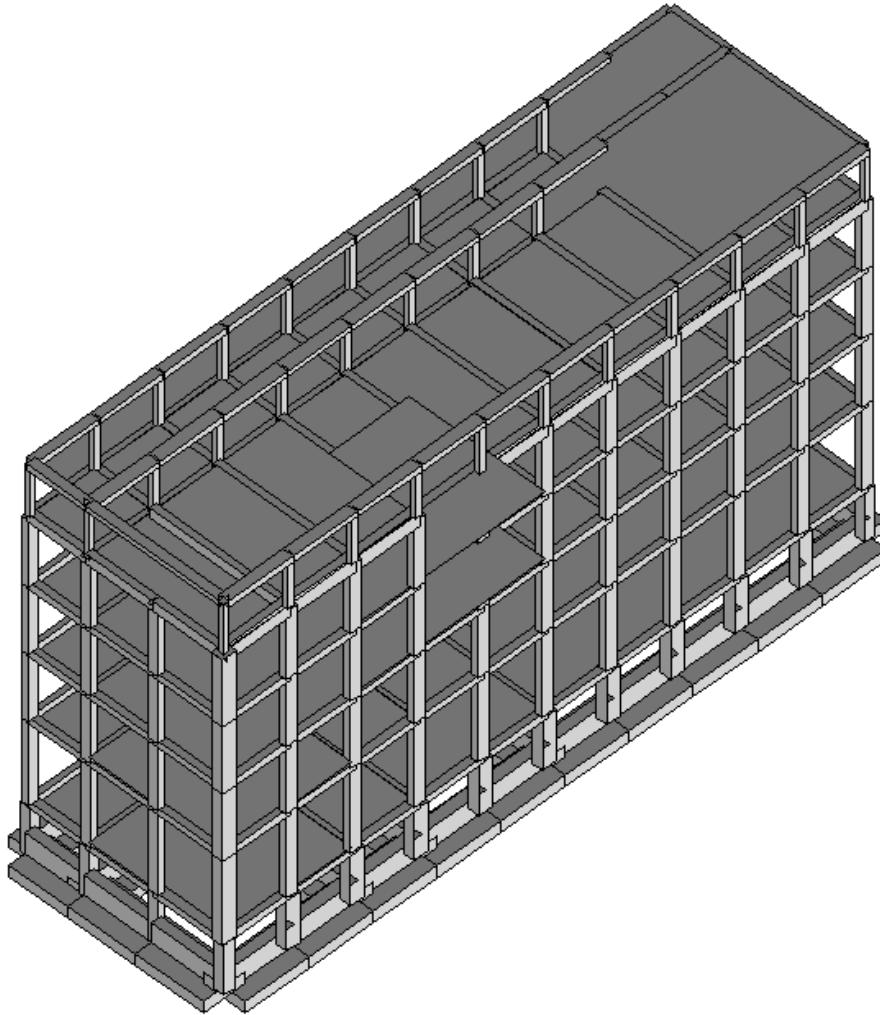
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
2300.00	2.191e+05	2934.65	334.12	-140.00	-80.00	3000.00	508.23	0.858	0.057	0.218
2000.00	7.025e+05	2873.16	199.54	-280.00	-95.00	3008.97	279.80	0.274	0.290	0.104
1950.00	2.133e+04	3162.64	274.62	70.00	-77.50	3009.75	280.29	0.757	0.335	0.007
1900.00	2.039e+04	3162.46	287.24	70.00	77.50	2995.07	270.38	0.750	0.370	0.022
1850.00	3.459e+04	2478.82	508.41	-120.00	77.50	2994.74	271.03	0.549	1.139	0.312
1800.00	1.946e+04	3162.26	301.08	70.00	77.50	2995.07	270.38	0.750	0.370	0.040
1750.00	1.946e+04	3162.26	301.08	70.00	77.50	2995.07	270.38	0.750	0.370	0.040
1700.00	7.850e+05	2814.04	193.69	-280.00	-95.00	3007.41	276.71	0.286	0.396	0.105
1650.00	2.242e+04	3171.79	268.30	70.00	-77.50	3010.66	279.03	0.758	0.352	0.014
1600.00	2.242e+04	3171.79	268.30	70.00	-77.50	3010.66	279.03	0.758	0.352	0.014
1550.00	2.242e+04	3171.79	268.30	70.00	-77.50	3010.66	279.03	0.758	0.352	0.014
1500.00	3.893e+04	2469.06	501.08	-120.00	77.50	2995.71	270.23	0.550	1.160	0.305
1450.00	2.062e+04	3172.23	291.72	70.00	77.50	2996.09	269.19	0.752	0.389	0.030
1400.00	2.062e+04	3172.23	291.72	70.00	77.50	2996.09	269.19	0.752	0.389	0.030
1350.00	1.979e+04	3167.73	297.23	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.382	0.035
1300.00	7.851e+05	2820.81	184.34	-280.00	-95.00	3008.36	275.59	0.284	0.387	0.116
1250.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
1200.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
1150.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
1100.00	3.594e+04	2463.73	506.70	-120.00	77.50	2994.71	271.93	0.550	1.171	0.309
1050.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
1000.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
950.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
900.00	7.851e+05	2820.81	184.34	-280.00	-95.00	3008.36	275.59	0.284	0.387	0.116

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
850.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
800.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
750.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
700.00	3.594e+04	2463.73	506.70	-120.00	77.50	2994.71	271.93	0.550	1.171	0.309
650.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
600.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
550.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
500.00	7.978e+05	2819.96	184.03	-280.00	-95.00	3008.36	275.59	0.284	0.389	0.116
450.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
400.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
350.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
300.00	2.076e+04	3163.16	276.93	70.00	-77.50	3009.77	280.72	0.757	0.336	0.005
250.00	3.783e+04	2457.97	501.63	-120.00	77.50	3009.41	281.67	0.555	1.205	0.290
200.00	1.986e+04	3163.00	289.48	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.025
150.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
100.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
50.00	1.896e+04	3162.82	303.22	70.00	77.50	2995.10	270.88	0.750	0.371	0.043
Risulta	4.865e+06									

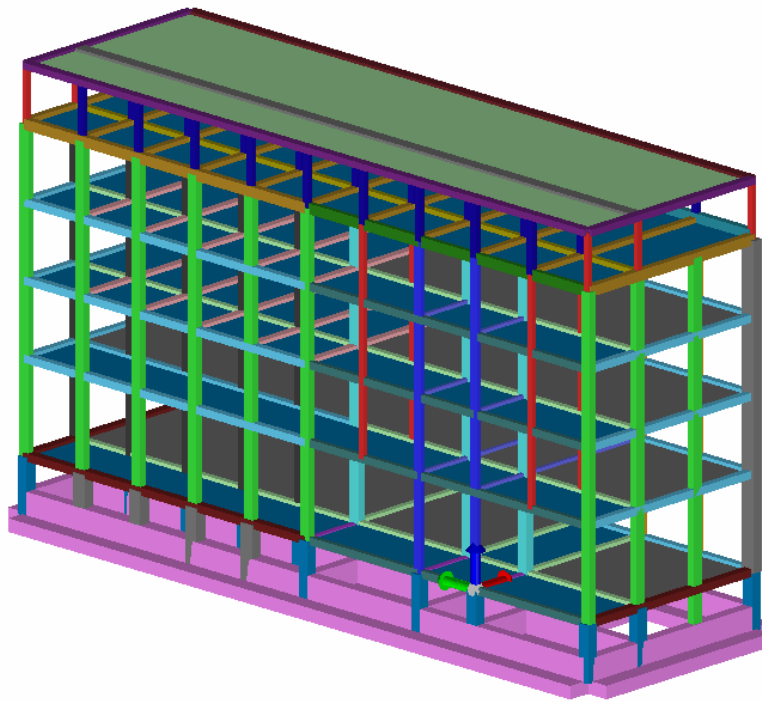
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	0.838	1.193	0.143	1.550e+04	0.3	3.364e+06	69.1	179.42	3.69e-03
2	1.041	0.960	0.178	2.667e+05	5.5	9.210e+05	18.9	44.91	9.23e-04
3	1.342	0.745	0.229	3.944e+06	81.1	1.804e+04	0.4	61.61	1.27e-03
4	3.174	0.315	0.356	1.292e+04	0.3	9.710e+04	2.0	58.30	1.20e-03
5	3.451	0.290	0.356	1832.00	3.77e-02	1343.79	2.76e-02	2.55	5.24e-05
6	3.792	0.264	0.356	2162.77	4.45e-02	536.76	1.10e-02	34.66	7.12e-04
7	4.952	0.202	0.356	2599.22	5.34e-02	317.55	6.53e-03	1452.24	2.99e-02
8	5.271	0.190	0.356	2.279e+04	0.5	9.768e+04	2.0	1.606e+06	33.0
9	5.302	0.189	0.356	9401.13	0.2	4.929e+04	1.0	1.471e+06	30.2
10	5.375	0.186	0.356	73.51	1.51e-03	5.761e+04	1.2	2.223e+05	4.6
11	5.691	0.176	0.356	6.623e+04	1.4	1.865e+04	0.4	2.718e+05	5.6
12	5.780	0.173	0.356	1.305e+04	0.3	4938.31	0.1	1.499e+05	3.1
Risulta				4.357e+06		4.630e+06		3.723e+06	
In percentuale				89.56		95.17		76.52	

6.4 Corpo C2

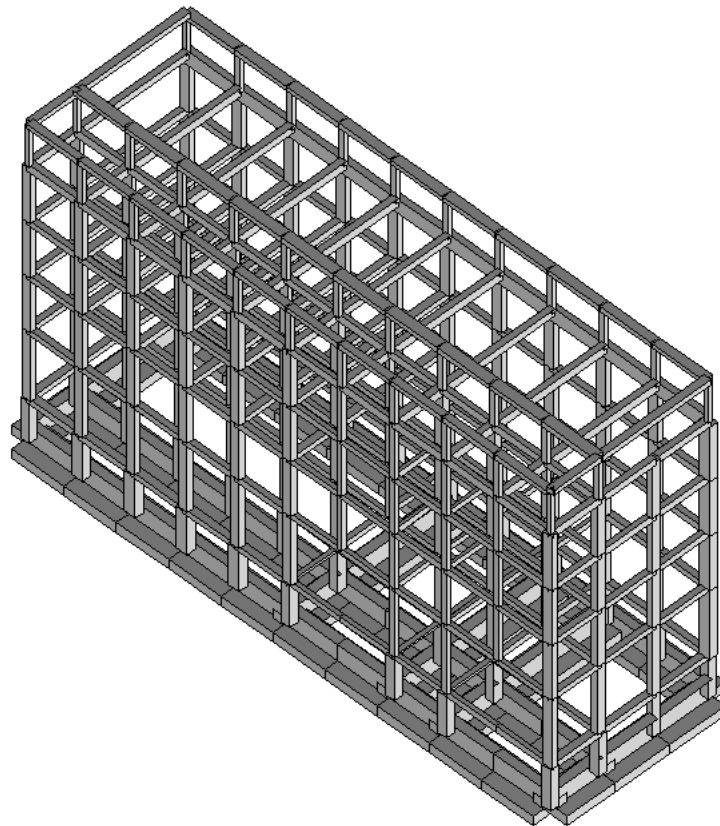
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C2:



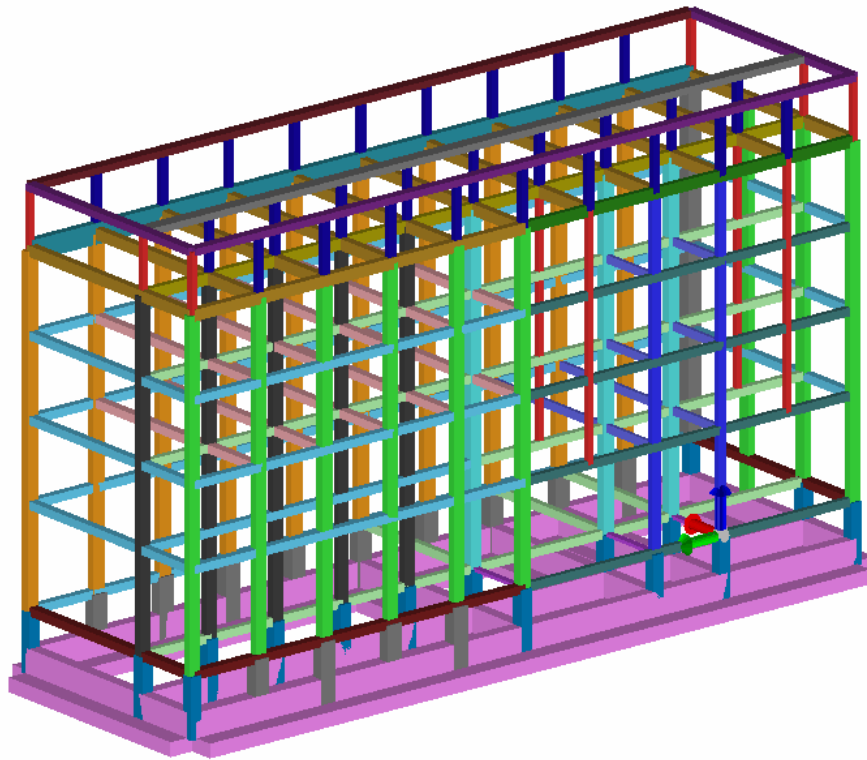
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



Vista 3: modello solido senza solai



Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:

nodi	237
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	497
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	64
elementi solidi	0

Dimensione del modello strutturale [cm]:

X min =	0.00
Xmax =	1150.00
Ymin =	-760.00
Ymax =	3040.00
Zmin =	-300.00
Zmax =	2000.00

Strutture verticali:

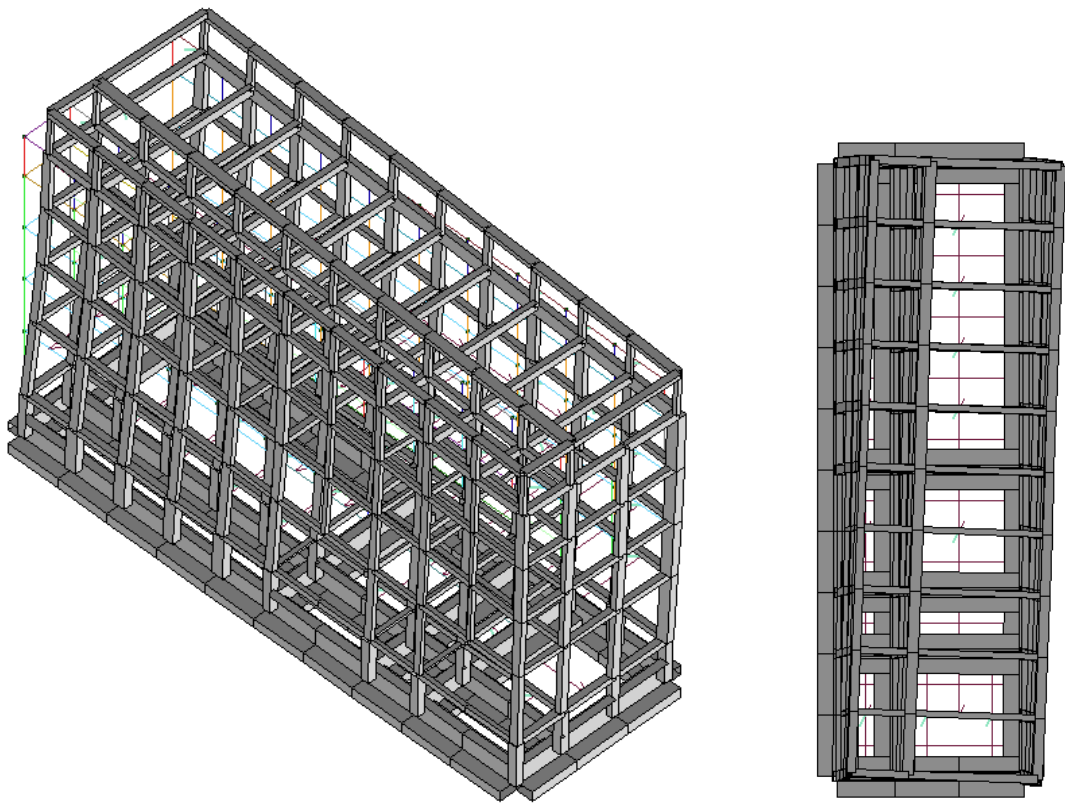
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI

Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

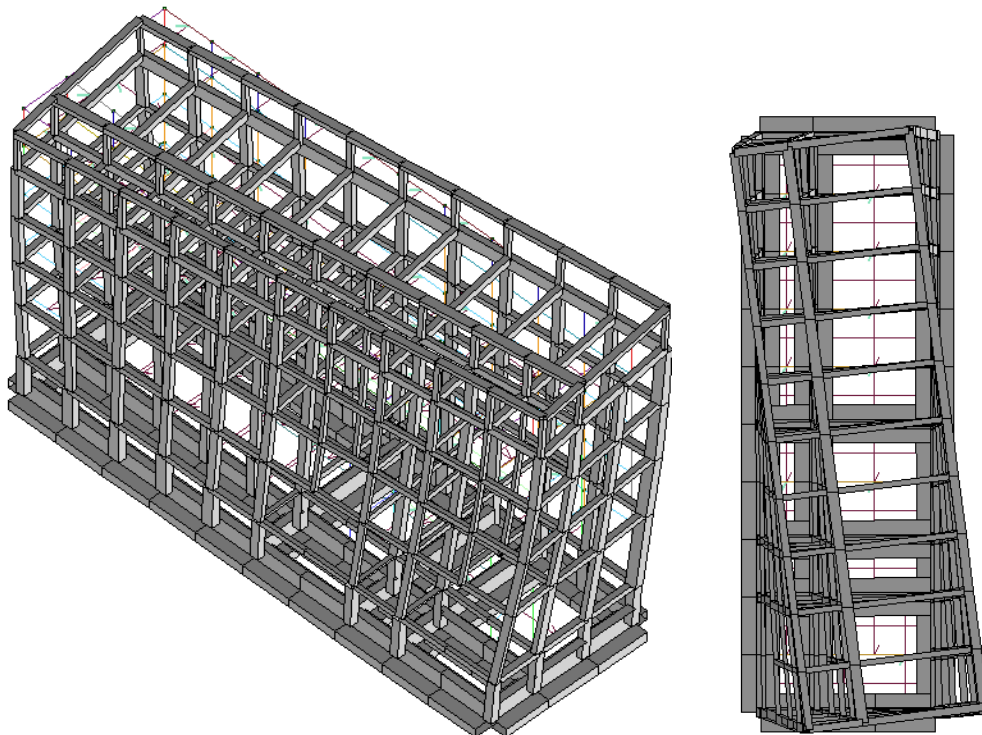
6.4.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 24 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

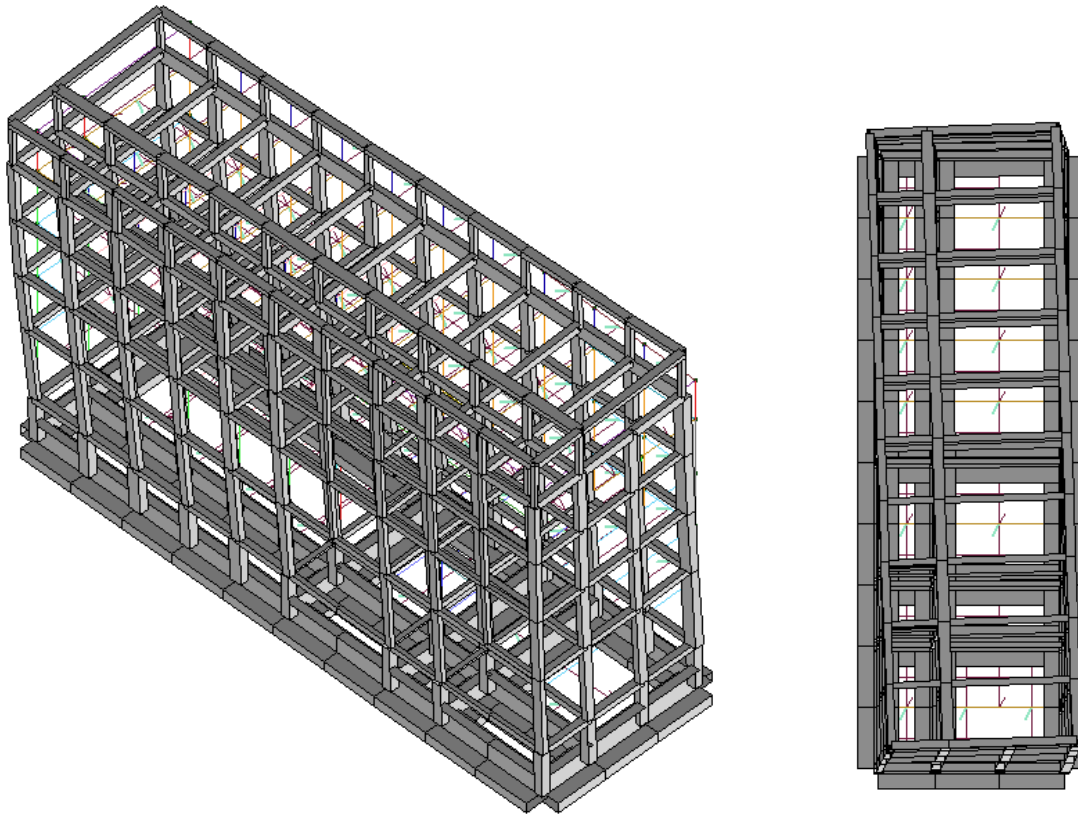
Il primo modo è traslazionale lungo x ed ha periodo pari a $T_1 = 1,67\text{sec}$, il secondo modo è rotazionale con periodo di vibrare pari a $T_2 = 1,05\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo y con periodo di vibrare pari a $T_3 = 0,93\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 1,67\text{sec}$) - traslazionale lungo x



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 0,54\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,93sec) - traslazionale lungo y

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 1.672 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. mu d: 2.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 24
			combinaz. modale: CQC

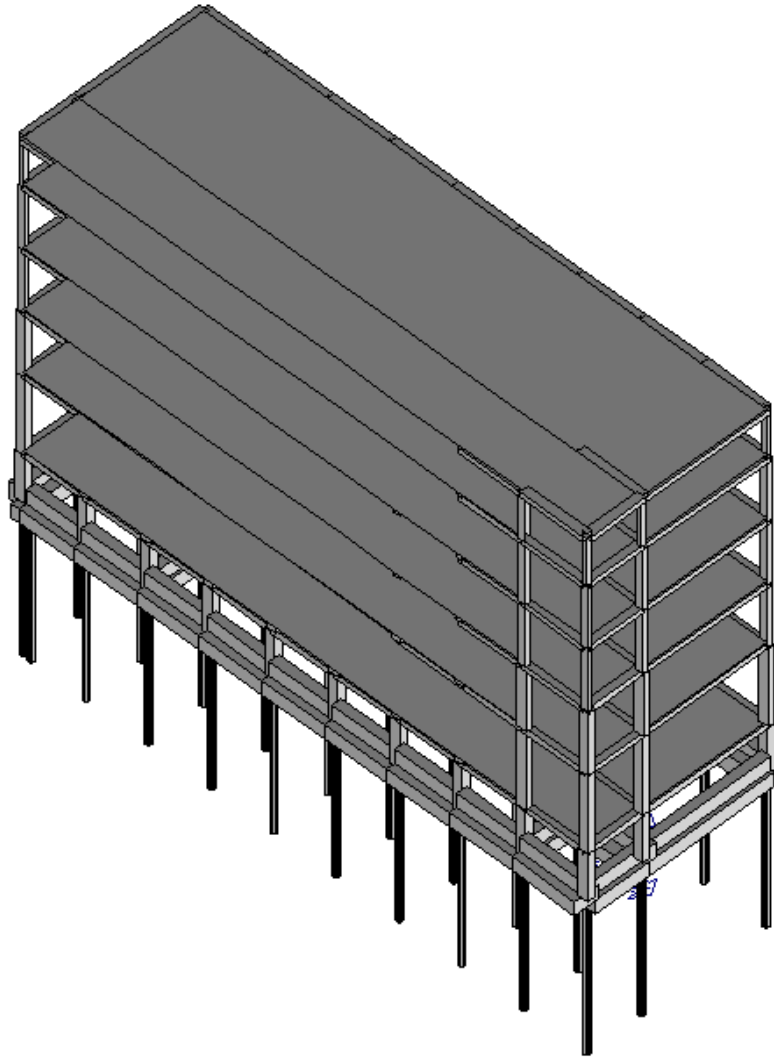
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
2000.00	2.543e+05	557.76	1140.00	57.50	190.00	500.00	1140.00	0.888	0.057	0.0
1700.00	3.544e+05	593.38	1142.09	-57.50	190.00	666.13	803.31	0.912	0.070	0.226
1300.00	3.396e+05	582.23	1124.02	-57.50	190.00	666.13	803.31	0.912	0.080	0.214
900.00	3.396e+05	582.23	1124.02	-57.50	190.00	666.13	803.31	0.912	0.080	0.214
500.00	3.483e+05	597.09	1130.06	-57.50	190.00	671.77	817.94	0.912	0.071	0.207
Risulta	1.636e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	0.598	1.672	0.102	1.399e+06	85.5	437.61	2.67e-02	28.87	1.76e-03
2	0.948	1.054	0.162	1.075e+05	6.6	9.721e+04	5.9	9.52	5.82e-04
3	1.074	0.931	0.183	4326.63	0.3	1.414e+06	86.4	0.36	2.20e-05
4	2.385	0.419	0.356	8.168e+04	5.0	76.76	4.69e-03	327.84	2.00e-02
5	3.413	0.293	0.356	9239.15	0.6	4795.08	0.3	0.19	1.17e-05
6	3.983	0.251	0.356	192.33	1.18e-02	1.007e+05	6.2	2.90e-04	0.0
7	4.209	0.238	0.356	2.041e+04	1.2	74.38	4.55e-03	63.34	3.87e-03

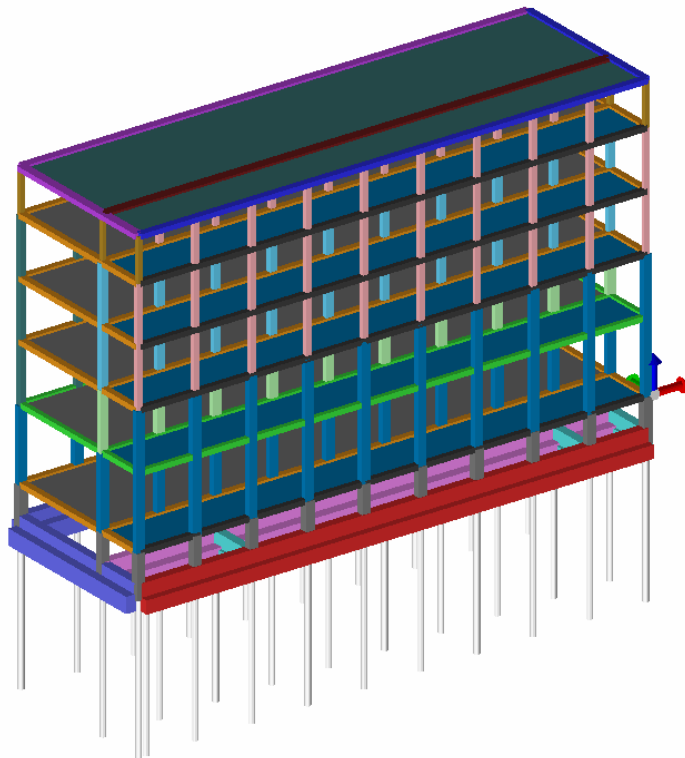
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
8	5.801	0.172	0.356	41.53	2.54e-03	11.95	7.30e-04	2.745e+04	1.7
9	5.941	0.168	0.356	2.61	1.60e-04	1.53	9.36e-05	4.790e+05	29.3
10	6.218	0.161	0.356	12.65	7.73e-04	16.89	1.03e-03	2.745e+05	16.8
11	6.320	0.158	0.355	7538.24	0.5	237.37	1.45e-02	7.488e+04	4.6
12	6.792	0.147	0.351	1690.57	0.1	0.02	1.51e-06	4.327e+05	26.4
13	7.125	0.140	0.348	730.01	4.46e-02	1104.87	6.75e-02	3673.54	0.2
14	7.357	0.136	0.346	97.11	5.93e-03	5895.87	0.4	1.060e+05	6.5
15	7.660	0.131	0.344	508.59	3.11e-02	5140.34	0.3	5.108e+04	3.1
16	8.591	0.116	0.339	0.09	5.68e-06	35.57	2.17e-03	2023.42	0.1
17	8.796	0.114	0.338	811.63	4.96e-02	41.62	2.54e-03	6365.14	0.4
18	9.001	0.111	0.337	14.79	9.04e-04	357.24	2.18e-02	6.411e+04	3.9
19	9.148	0.109	0.336	60.44	3.69e-03	15.82	9.67e-04	2.103e+04	1.3
20	9.360	0.107	0.335	1618.11	9.89e-02	25.84	1.58e-03	228.16	1.39e-02
21	9.701	0.103	0.333	1.83	1.12e-04	312.07	1.91e-02	1.294e+04	0.8
22	10.499	0.095	0.330	22.24	1.36e-03	2683.28	0.2	562.69	3.44e-02
23	10.623	0.094	0.330	14.52	8.87e-04	2266.09	0.1	1785.93	0.1
24	11.214	0.089	0.328	18.96	1.16e-03	0.21	1.26e-05	18.61	1.14e-03
Risulta				1.636e+06		1.635e+06		1.559e+06	
In percentuale				99.97		99.92		95.26	

6.5 Corpo C3'

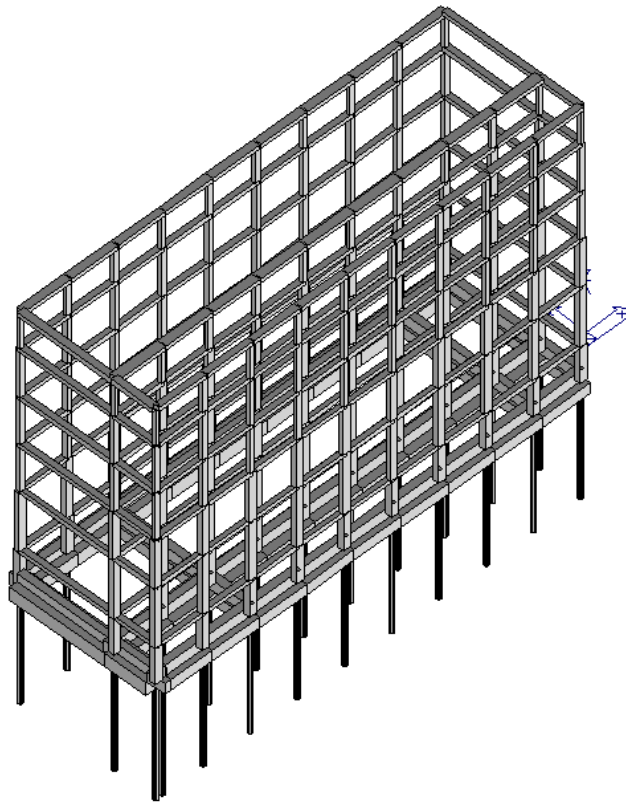
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C3':



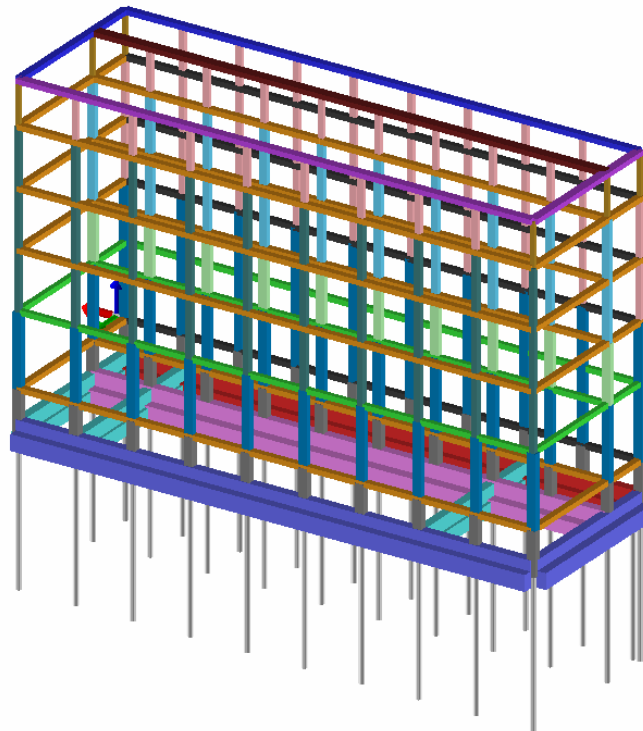
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



Vista 3: modello solido senza solai



Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

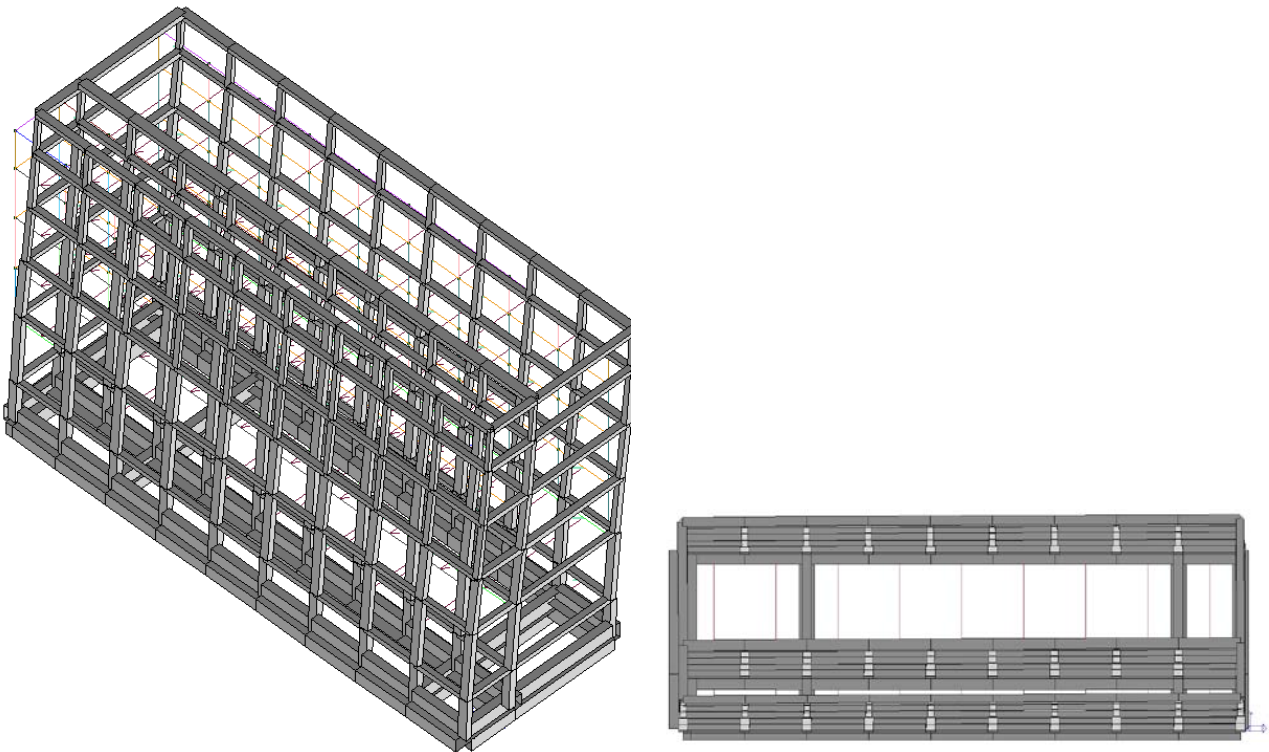
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	211
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	402
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	12
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-3650.00
Xmax =	-50.00
Ymin =	0.00
Ymax =	1150.00
Zmin =	-300.00
Zmax =	2000.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI

Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	SI
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

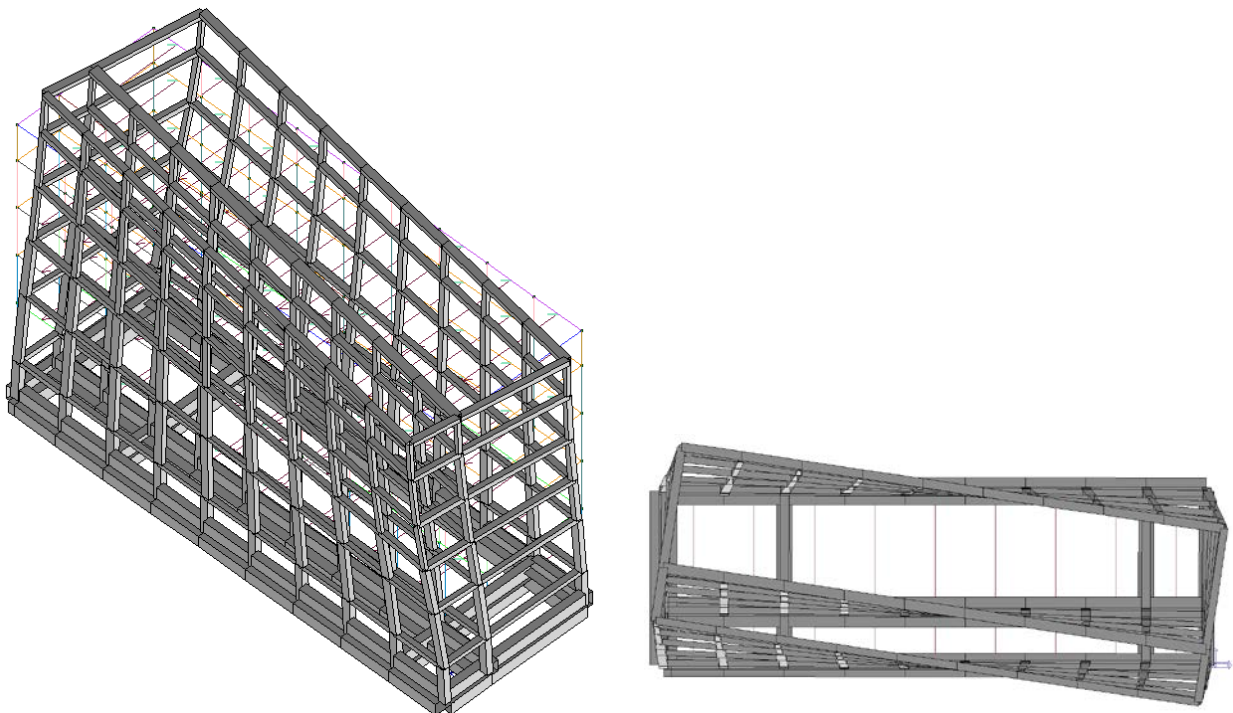
6.5.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 24 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

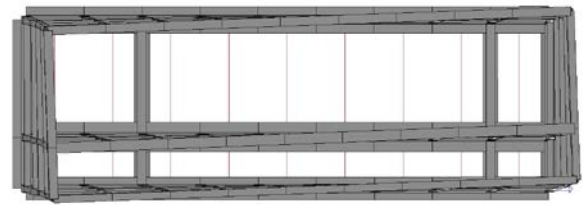
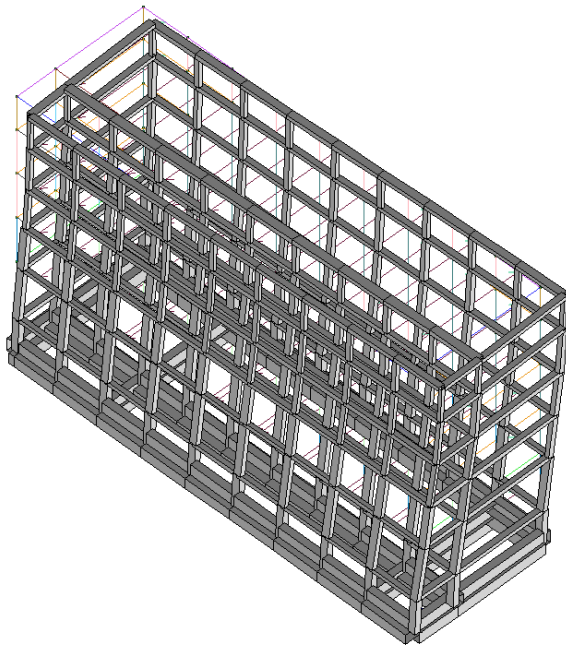
Il primo modo è traslazionale lungo y ed ha periodo pari a $T_1 = 2,58\text{sec}$, il secondo modo è rotazionale con periodo di vibrare pari a $T_2 = 1,47\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo x con periodo di vibrare pari a $T_3 = 1,02\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 2,58\text{sec}$) - traslazionale lungo y



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 1,47\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 1,02sec) - traslazionale lungo x

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 1.024 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. mu d: 2.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 24
			combinaz. modale: CQC

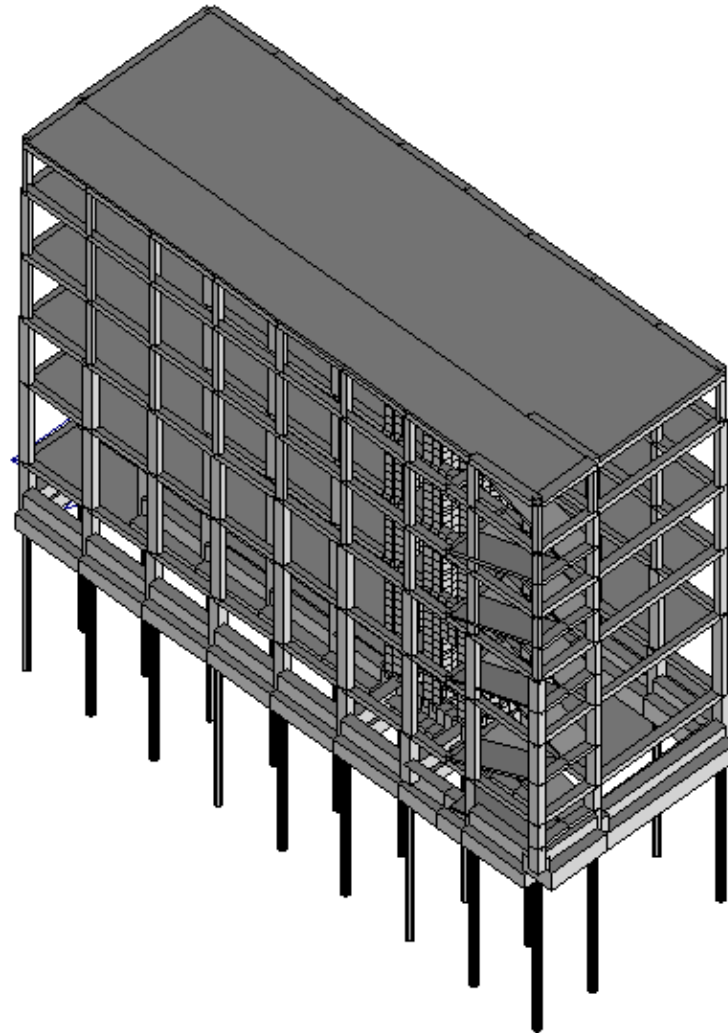
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
20.00	2.443e+05	-18.57	5.59	-1.80	0.58	-18.50	5.00	0.902	0.006	0.059
17.00	3.282e+05	-18.50	5.83	1.80	0.58	-18.50	5.08	0.934	0.0	0.074
13.00	3.370e+05	-18.50	5.83	1.80	0.58	-18.50	5.08	0.934	0.0	0.074
9.00	3.444e+05	-18.50	5.73	1.80	0.58	-18.50	2.97	0.802	0.0	0.314
5.00	3.562e+05	-18.50	5.65	1.80	0.58	-18.50	5.00	0.829	0.0	0.072
Risulta	1.610e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	0.387	2.581	0.062	44.27	2.75e-03	1.360e+06	84.5	4.37	2.71e-04
2	0.678	1.475	0.116	7.686e+04	4.8	21.55	1.34e-03	0.28	1.72e-05
3	0.977	1.024	0.167	1.370e+06	85.1	170.81	1.06e-02	0.95	5.91e-05
4	1.413	0.708	0.241	284.52	1.77e-02	1.899e+05	11.8	0.05	2.93e-06
5	2.211	0.452	0.356	3560.03	0.2	39.77	2.47e-03	0.11	6.79e-06
6	3.102	0.322	0.356	2.228e+04	1.4	3.638e+04	2.3	64.65	4.02e-03
7	3.172	0.315	0.356	1.045e+05	6.5	7262.71	0.5	15.88	9.86e-04
8	4.326	0.231	0.356	1247.65	7.75e-02	2.62	1.63e-04	7.37	4.58e-04
9	5.346	0.187	0.356	68.77	4.27e-03	1.165e+04	0.7	428.00	2.66e-02
10	6.020	0.166	0.356	2.090e+04	1.3	13.96	8.67e-04	701.60	4.36e-02
11	6.290	0.159	0.355	39.23	2.44e-03	18.73	1.16e-03	1.086e+06	67.4
12	6.598	0.152	0.353	1.81	1.13e-04	132.03	8.20e-03	9.735e+04	6.0
13	6.789	0.147	0.351	121.66	7.56e-03	116.82	7.26e-03	20.85	1.29e-03

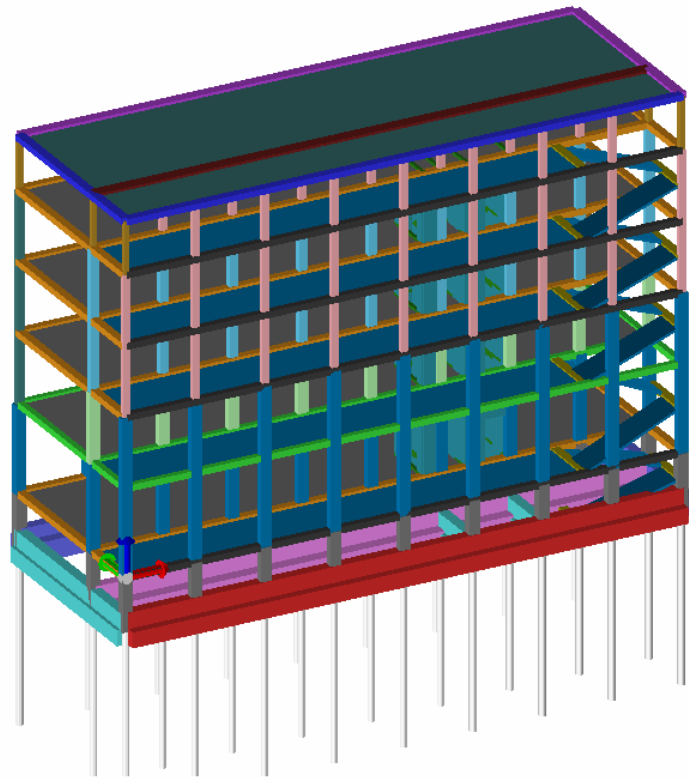
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
14	7.103	0.141	0.348	922.09	5.73e-02	5.77	3.58e-04	4433.00	0.3
15	7.485	0.134	0.346	8.93	5.54e-04	2690.24	0.2	978.75	6.08e-02
16	7.720	0.130	0.344	135.06	8.39e-03	10.73	6.66e-04	2671.61	0.2
17	7.918	0.126	0.343	0.53	3.29e-05	97.14	6.03e-03	2.482e+05	15.4
18	8.378	0.119	0.340	68.94	4.28e-03	433.82	2.69e-02	1.153e+05	7.2
19	8.758	0.114	0.338	1573.31	9.77e-02	591.32	3.67e-02	404.34	2.51e-02
20	9.257	0.108	0.335	2871.66	0.2	4.25	2.64e-04	5.57	3.46e-04
21	9.432	0.106	0.335	1728.14	0.1	43.46	2.70e-03	114.74	7.13e-03
22	9.733	0.103	0.333	8.43	5.23e-04	8.39e-03	0.0	2.445e+04	1.5
23	10.071	0.099	0.332	0.03	2.04e-06	5.84	3.62e-04	1589.07	9.87e-02
24	11.050	0.091	0.329	3289.21	0.2	9.97	6.19e-04	0.54	3.33e-05
Risulta				1.610e+06		1.610e+06		1.583e+06	
In percentuale				99.99		99.99		98.30	

6.6 Corpo C3''

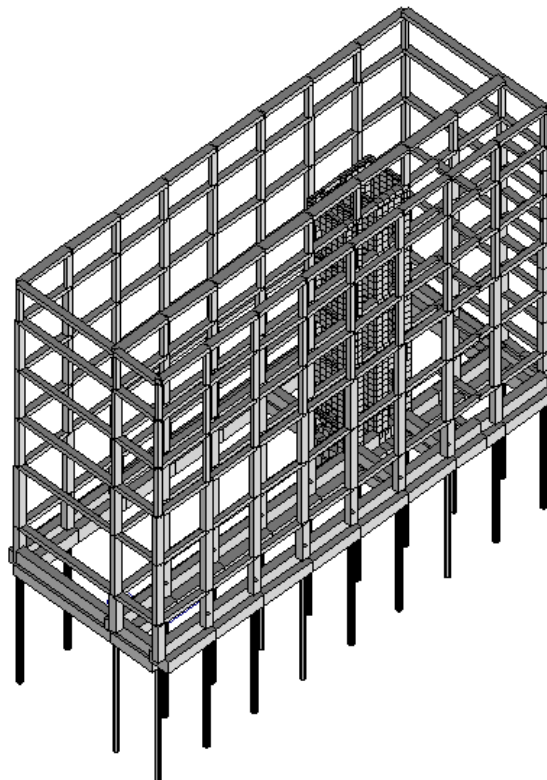
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C3'':



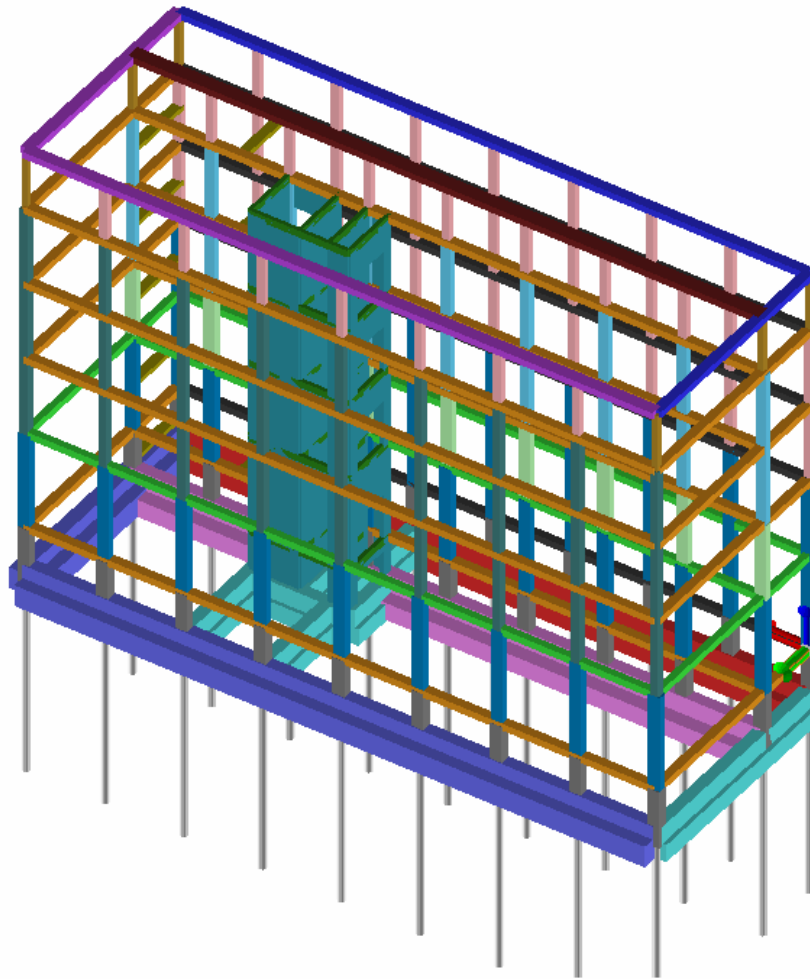
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



Vista 3: modello solido senza solai



Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

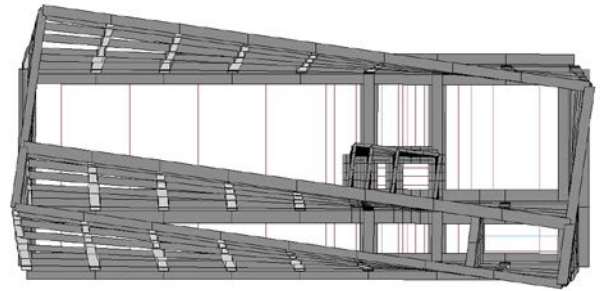
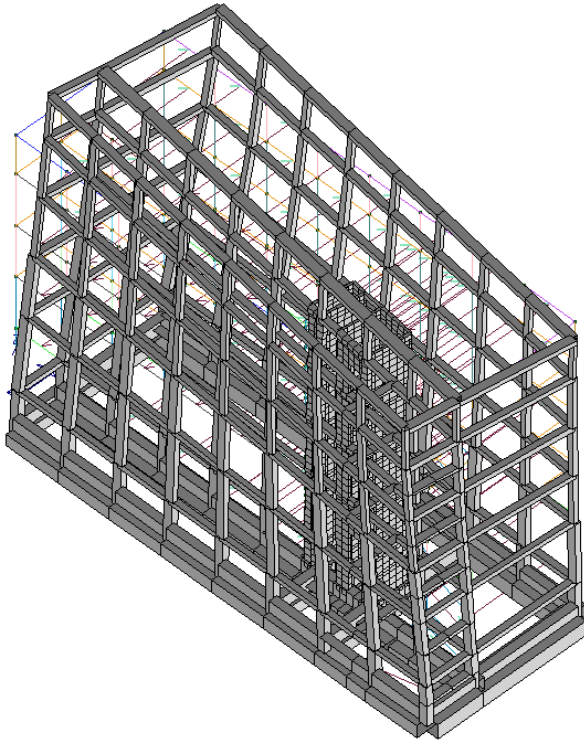
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	1664
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	710
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	1335
elementi solaio	29
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	3200.00

Ymin =	0.00
Ymax =	1150.00
Zmin =	-300.00
Zmax =	2000.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastrì	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	SI
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

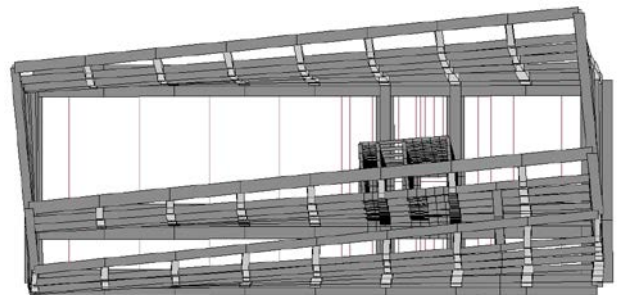
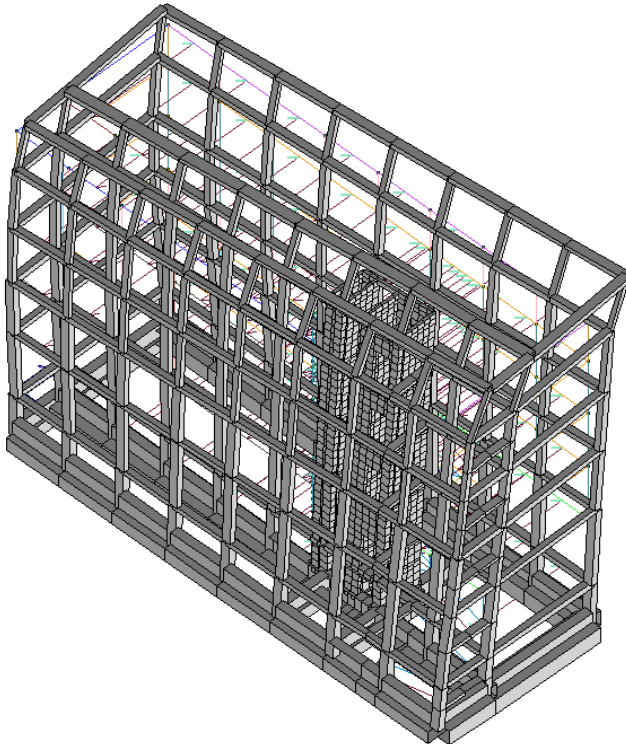
6.6.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 24 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

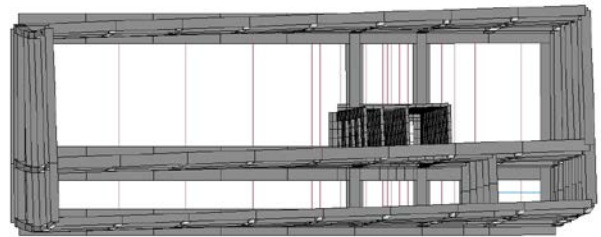
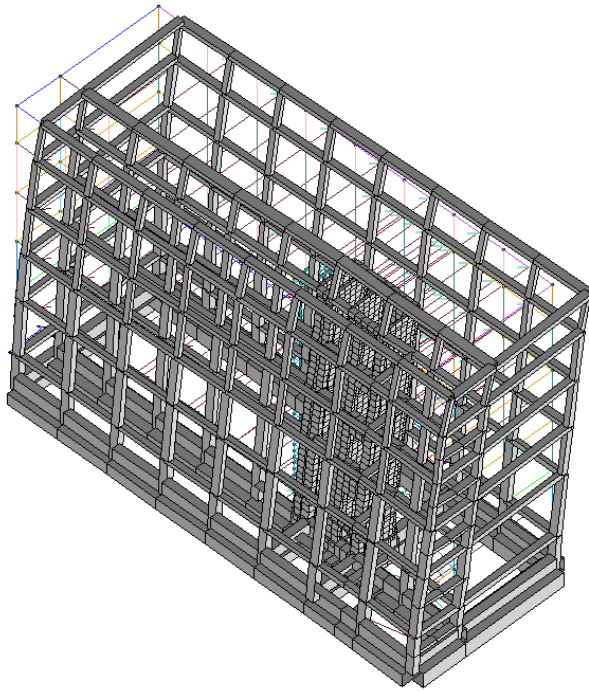
Il primo modo è rotazionale ed ha periodo pari a $T_1 = 1,10\text{sec}$, il secondo modo è traslazionale lungo y ed ha periodo pari a $T_2 = 0,55\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo x con periodo di vibrare pari a $T_3 = 0,50\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 1,10\text{sec}$) - rotazionale



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 0,55\text{sec}$) - traslazionale lungo y



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,5sec) - traslazionale lungo x

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.499 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. mu d: 2.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 24
			combinaz. modale: CQC

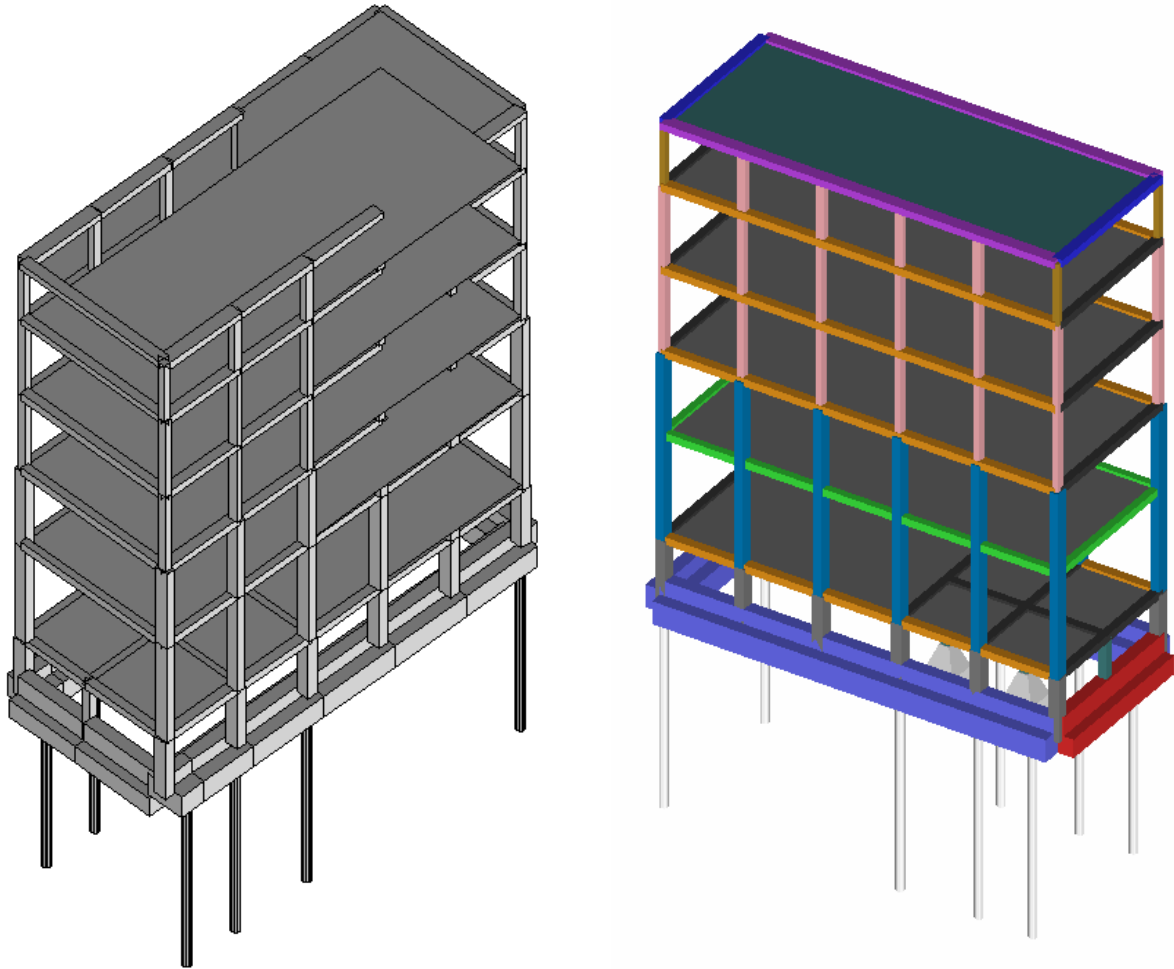
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
20.00	2.184e+05	16.07	5.59	1.60	0.58	16.00	5.00	0.927	0.006	0.064
17.00	2.699e+05	15.29	5.95	-1.60	0.58	21.01	5.01	0.285	2.046	0.197
16.50	4968.00	21.43	4.88	0.25	-0.15	21.13	4.98	1.224	0.148	0.028
16.00	4968.00	21.43	4.88	0.25	-0.15	21.13	4.98	1.224	0.148	0.028
15.50	4548.00	21.49	4.92	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.101	0.270
15.00	1.165e+04	28.30	2.93	0.65	-0.33	21.31	6.04	0.468	3.560	0.702
14.50	4128.00	21.56	4.98	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.136	0.257
14.00	4128.00	21.56	4.98	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.136	0.257
13.50	4128.00	21.56	4.98	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.136	0.257
13.00	2.801e+05	15.37	5.92	-1.60	0.58	21.01	5.01	0.285	2.015	0.191
12.50	4968.00	21.43	4.88	0.25	-0.15	21.13	4.98	1.224	0.148	0.028
12.00	4968.00	21.43	4.88	0.25	-0.15	21.13	4.98	1.224	0.148	0.028
11.50	4548.00	21.49	4.92	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.101	0.270
11.00	1.165e+04	28.30	2.93	0.65	-0.33	21.31	6.04	0.468	3.560	0.702
10.50	4128.00	21.56	4.98	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.136	0.257
10.00	4128.00	21.56	4.98	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.136	0.257
9.50	4128.00	21.56	4.98	0.25	-0.15	21.30	6.10	1.133	0.136	0.257
9.00	2.861e+05	15.36	5.81	-1.60	0.58	20.95	4.60	0.323	1.764	0.235
8.50	5049.60	21.44	4.85	0.25	-0.15	21.13	4.97	1.225	0.152	0.031
8.00	5049.60	21.44	4.85	0.25	-0.15	21.13	4.97	1.225	0.152	0.031
7.50	4629.60	21.50	4.90	0.25	-0.15	21.30	6.05	1.136	0.105	0.268

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
7.00	1.247e+04	28.48	2.81	0.65	-0.33	21.33	5.88	0.487	3.500	0.680
6.50	4209.60	21.57	4.95	0.25	-0.15	21.30	6.05	1.136	0.140	0.255
6.00	4209.60	21.57	4.95	0.25	-0.15	21.30	6.05	1.136	0.140	0.255
5.50	4209.60	21.57	4.95	0.25	-0.15	21.30	6.05	1.136	0.140	0.255
5.00	2.948e+05	15.32	5.75	-1.60	0.58	20.89	5.00	0.359	1.580	0.134
4.50	5136.00	21.45	4.83	0.25	-0.15	21.13	4.96	1.225	0.156	0.036
4.00	5136.00	21.45	4.83	0.25	-0.15	21.13	4.96	1.225	0.156	0.036
3.50	5136.00	21.45	4.83	0.25	-0.15	21.13	4.96	1.225	0.156	0.036
3.00	5136.00	21.45	4.83	0.25	-0.15	21.13	4.96	1.225	0.156	0.036
2.50	1.389e+04	28.44	2.81	0.65	-0.33	21.34	5.86	0.492	3.439	0.669
2.00	4296.00	21.57	4.92	0.25	-0.15	21.30	6.04	1.137	0.144	0.259
1.50	4296.00	21.57	4.92	0.25	-0.15	21.30	6.04	1.137	0.144	0.259
1.00	4296.00	21.57	4.92	0.25	-0.15	21.30	6.04	1.137	0.144	0.259
0.50	4296.00	21.57	4.92	0.25	-0.15	21.30	6.04	1.137	0.144	0.259
Risulta	1.518e+06									

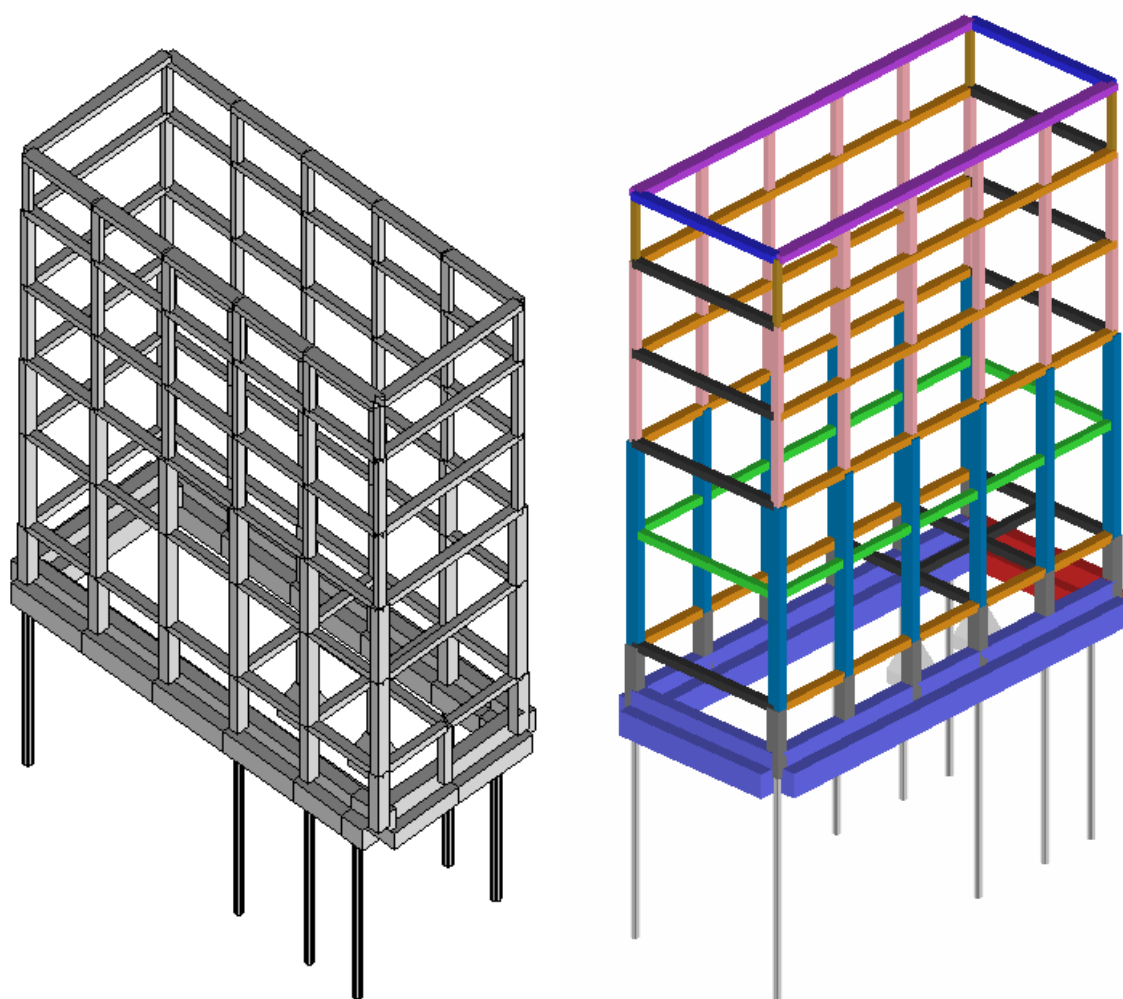
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	0.908	1.102	0.155	1.100e+04	0.7	5.083e+05	33.5	0.60	3.93e-05
2	1.815	0.551	0.309	8.630e+04	5.7	5.838e+05	38.5	4.28	2.82e-04
3	2.004	0.499	0.342	1.196e+06	78.8	1.446e+04	1.0	103.88	6.84e-03
4	2.616	0.382	0.356	5296.44	0.3	1.662e+05	11.0	5.23	3.45e-04
5	3.845	0.260	0.356	646.71	4.26e-02	8.714e+04	5.7	9.61	6.33e-04
6	4.751	0.210	0.356	992.09	6.54e-02	6.329e+04	4.2	596.42	3.93e-02
7	5.605	0.178	0.356	1.550e+05	10.2	407.61	2.69e-02	17.78	1.17e-03
8	6.611	0.151	0.352	802.58	5.29e-02	24.17	1.59e-03	1.019e+06	67.2
9	6.850	0.146	0.350	663.33	4.37e-02	509.35	3.36e-02	60.03	3.96e-03
10	6.992	0.143	0.349	375.98	2.48e-02	445.29	2.93e-02	1.456e+04	1.0
11	7.438	0.134	0.346	72.28	4.76e-03	3.36	2.21e-04	2.860e+05	18.8
12	8.404	0.119	0.340	1636.25	0.1	1723.86	0.1	1832.09	0.1
13	8.575	0.117	0.339	620.45	4.09e-02	6780.98	0.4	8.412e+04	5.5
14	8.660	0.115	0.338	3537.31	0.2	5312.83	0.4	247.15	1.63e-02
15	8.809	0.114	0.338	2.607e+04	1.7	2.469e+04	1.6	5274.30	0.3
16	9.072	0.110	0.336	848.20	5.59e-02	406.06	2.68e-02	5.436e+04	3.6
17	9.413	0.106	0.335	7907.68	0.5	3.593e+04	2.4	1813.28	0.1
18	10.079	0.099	0.332	1227.55	8.09e-02	211.69	1.39e-02	3.423e+04	2.3
19	10.848	0.092	0.329	505.03	3.33e-02	3497.70	0.2	114.75	7.56e-03
20	11.966	0.084	0.326	313.26	2.06e-02	0.20	1.29e-05	73.27	4.83e-03
21	12.736	0.079	0.324	28.00	1.84e-03	33.68	2.22e-03	748.70	4.93e-02
22	13.032	0.077	0.323	22.13	1.46e-03	164.82	1.09e-02	963.77	6.35e-02
23	14.240	0.070	0.321	7252.44	0.5	312.50	2.06e-02	75.12	4.95e-03
24	14.378	0.070	0.320	5.88	3.87e-04	86.04	5.67e-03	1833.01	0.1
Risulta				1.507e+06		1.504e+06		1.506e+06	
In percentuale				99.32		99.07		99.24	

6.7 Corpo C4

Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C4:



Vista 1 – Vista 2: modello solido con solai



Vista 3 – Vista 4: modello solido senza solai

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:

nodi	92
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	169
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	10
elementi solidi	0

Dimensione del modello strutturale [cm]:

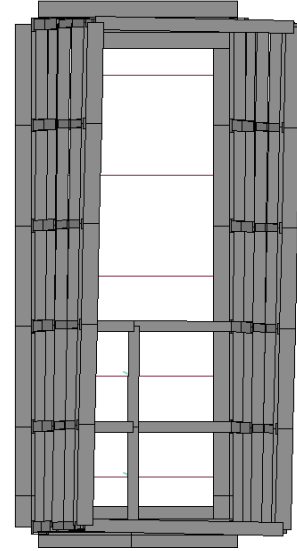
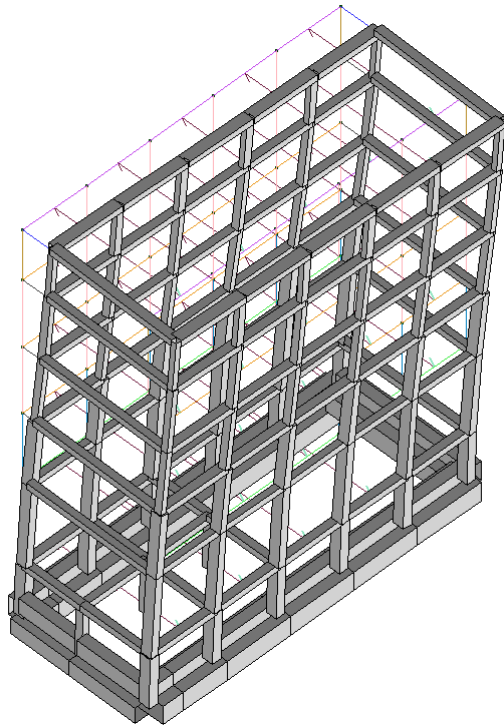
X min =	-3600.00
---------	----------

Xmax =	-2850.00
Ymin =	-1950.00
Ymax =	-50.00
Zmin =	-300.00
Zmax =	2000.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastrì	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	SI
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

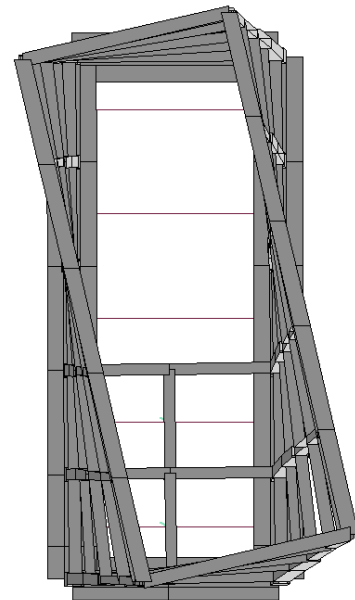
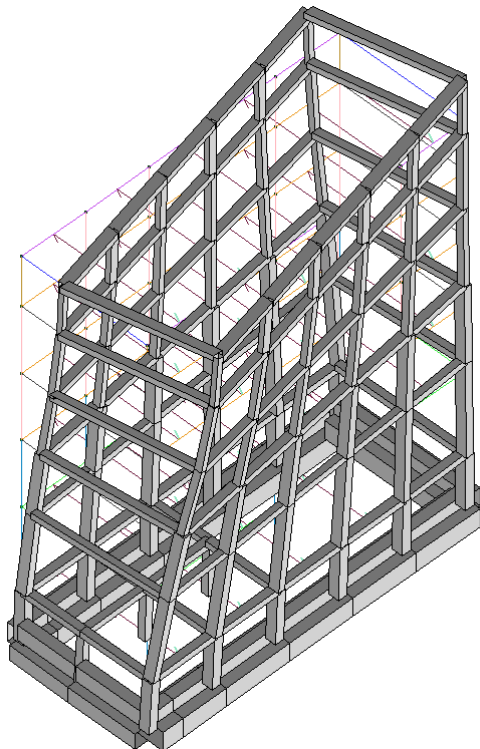
6.7.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 24 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

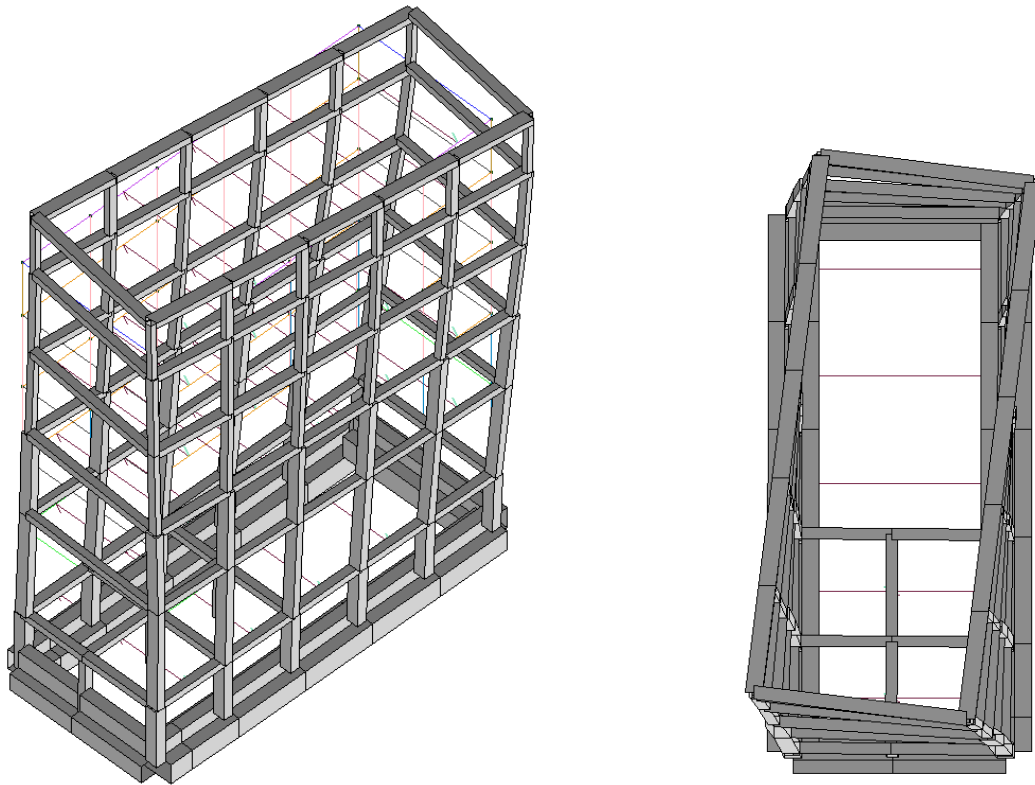
Il primo modo è traslazionale lungo x ed ha periodo pari a $T_1 = 2,20\text{sec}$, il secondo modo è rotazionale con periodo di vibrare pari a $T_2 = 1,25\text{sec}$, il terzo modo è traslazionale lungo y con periodo di vibrare pari a $T_3 = 1,17\text{sec}$.



Primo modo di vibrare della struttura ($T_1 = 2,20\text{sec}$) - traslazionale lungo x



Secondo modo di vibrare della struttura ($T_2 = 1,25\text{sec}$) - rotazionale



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 1,17sec) - traslazionale lungo y

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.394
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.356 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 2.203 sec.
			fattore di struttura q: 2.000
			fattore per spost. mu d: 2.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 24
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
20.00	8.771e+04	-32.25	-10.00	0.38	0.95	-32.25	-10.00	1.048	0.0	0.0
17.00	1.227e+05	-32.25	-10.00	0.38	0.95	-32.25	-10.00	1.199	0.0	0.0
13.00	1.250e+05	-32.25	-10.00	0.38	0.95	-32.25	-10.00	1.199	0.0	0.0
9.00	1.322e+05	-32.25	-10.00	0.38	0.95	-32.25	-10.00	1.179	0.0	0.0
5.00	1.389e+05	-32.25	-10.00	0.38	0.95	-32.25	-10.00	1.179	0.0	0.0
Risulta	6.064e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	0.454	2.203	0.077	5.000e+05	82.4	21.27	3.51e-03	2.84e-03	0.0
2	0.796	1.256	0.136	2433.61	0.4	1.207e+05	19.9	0.24	3.96e-05
3	0.851	1.176	0.145	460.32	7.59e-02	4.143e+05	68.3	1.35	2.22e-04
4	1.649	0.606	0.281	7.348e+04	12.1	9.68	1.60e-03	0.03	5.72e-06
5	2.472	0.405	0.356	547.47	9.03e-02	2.741e+04	4.5	0.04	5.93e-06
6	2.606	0.384	0.356	276.32	4.56e-02	3.316e+04	5.5	8.24e-03	1.36e-06
7	3.707	0.270	0.356	1.815e+04	3.0	5.26	8.67e-04	0.16	2.57e-05
8	4.678	0.214	0.356	60.79	1.00e-02	5608.46	0.9	36.01	5.94e-03

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
9	5.113	0.196	0.356	216.00	3.56e-02	460.86	7.60e-02	11.02	1.82e-03
10	6.175	0.162	0.356	3597.93	0.6	1.50	2.47e-04	9.61	1.58e-03
11	6.482	0.154	0.354	3.78	6.23e-04	60.13	9.92e-03	5.675e+05	93.6
12	6.619	0.151	0.352	2892.08	0.5	1.78	2.94e-04	458.57	7.56e-02
13	7.585	0.132	0.345	41.24	6.80e-03	2022.90	0.3	1.717e+04	2.8
14	7.877	0.127	0.343	194.62	3.21e-02	72.32	1.19e-02	3450.00	0.6
15	8.060	0.124	0.342	85.61	1.41e-02	2395.92	0.4	703.94	0.1
16	8.686	0.115	0.338	101.68	1.68e-02	12.31	2.03e-03	33.22	5.48e-03
17	8.928	0.112	0.337	328.55	5.42e-02	72.54	1.20e-02	509.39	8.40e-02
18	9.058	0.110	0.336	2223.40	0.4	92.01	1.52e-02	100.67	1.66e-02
19	10.520	0.095	0.330	780.76	0.1	15.38	2.54e-03	2.64	4.35e-04
20	10.677	0.094	0.330	0.17	2.83e-05	0.73	1.20e-04	1.409e+04	2.3
21	11.468	0.087	0.327	539.32	8.89e-02	0.09	1.54e-05	0.06	1.06e-05
22	14.388	0.070	0.320	1.47e-04	0.0	18.70	3.08e-03	145.34	2.40e-02
23	14.939	0.067	0.319	0.07	1.19e-05	3.78e-05	0.0	4.07e-03	0.0
24	16.290	0.061	0.317	2.21e-05	0.0	0.01	1.73e-06	329.51	5.43e-02
Risulta				6.064e+05		6.064e+05		6.045e+05	
In percentuale				100.00		100.00		99.69	

7. CORPO C0: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV, rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV, rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

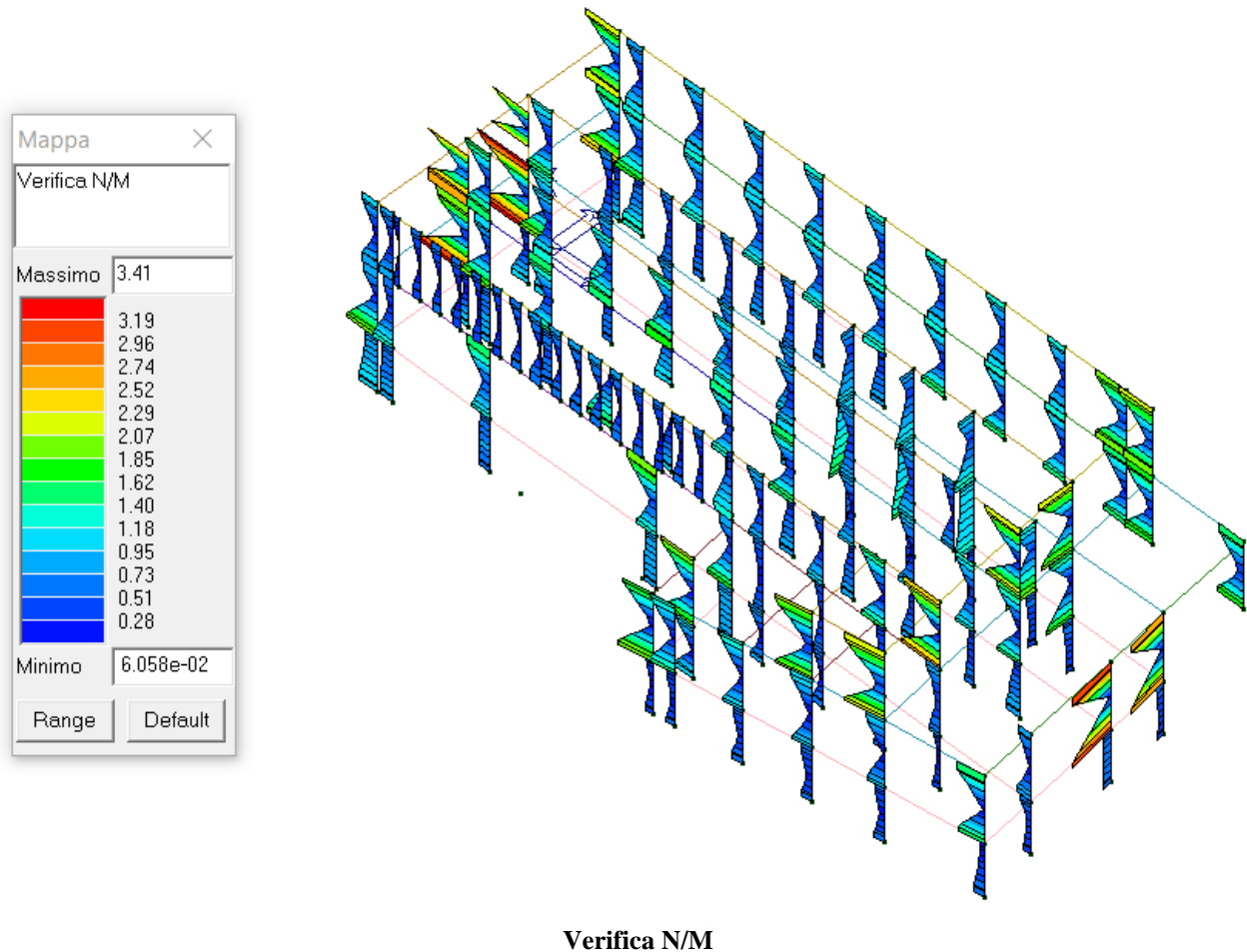
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

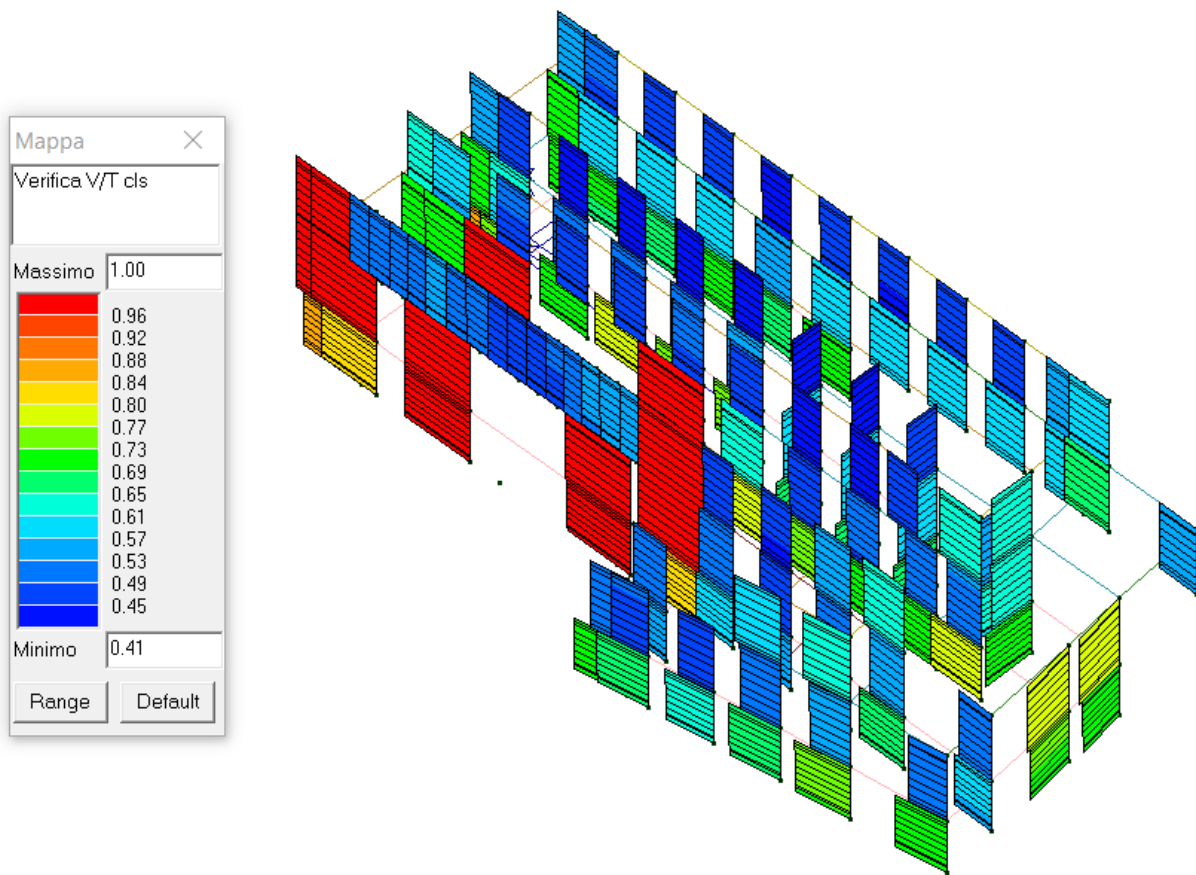
STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastri	N/M	3,4		0,210		0,062		949	42
	V/T cls	1		0,210		0,210		949	949
	V/T acc	2,5		0,210		0,084		949	88
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	3,2		0,210		0,066		949	48
	V/T acc	3,1		0,210		0,068		949	51

7.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:

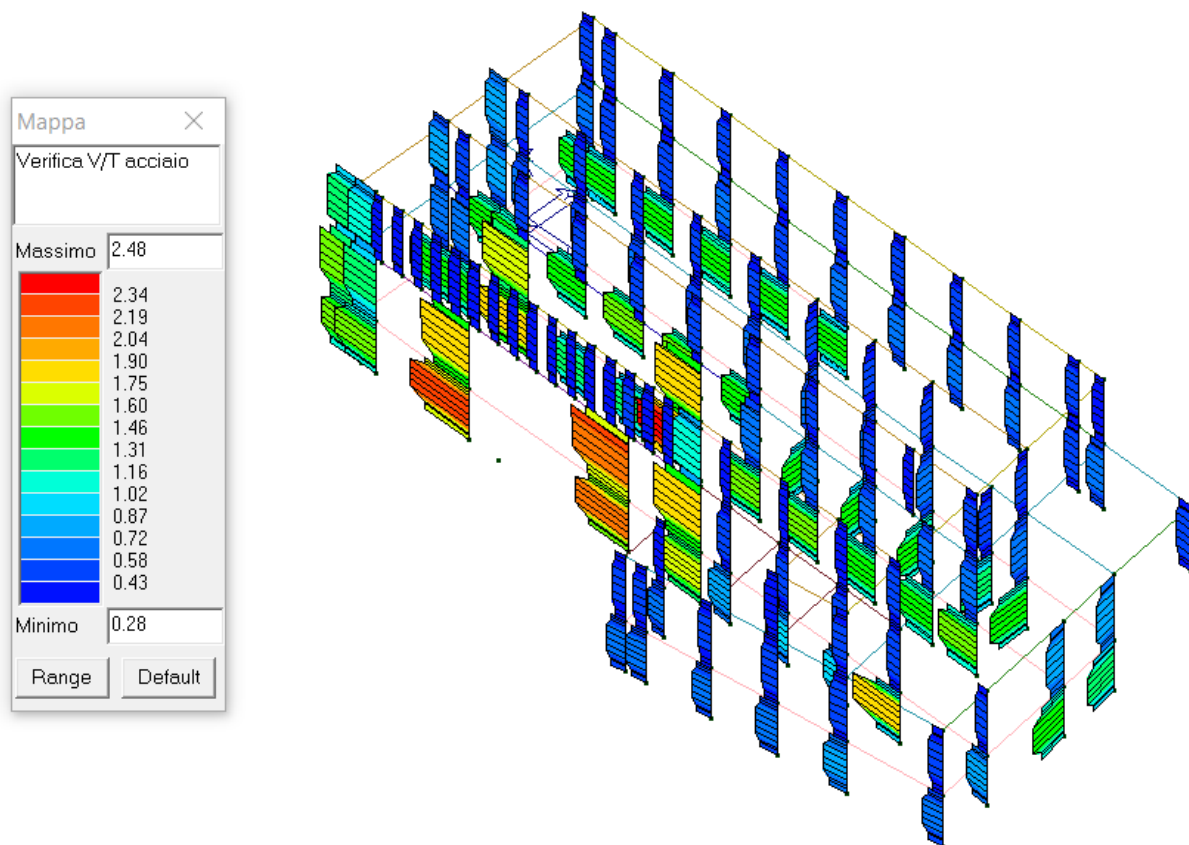


La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,4$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo dei pilastri è soddisfatta in quanto l'indice è unitario: $I(V/T)_{\max} = 1,0$.

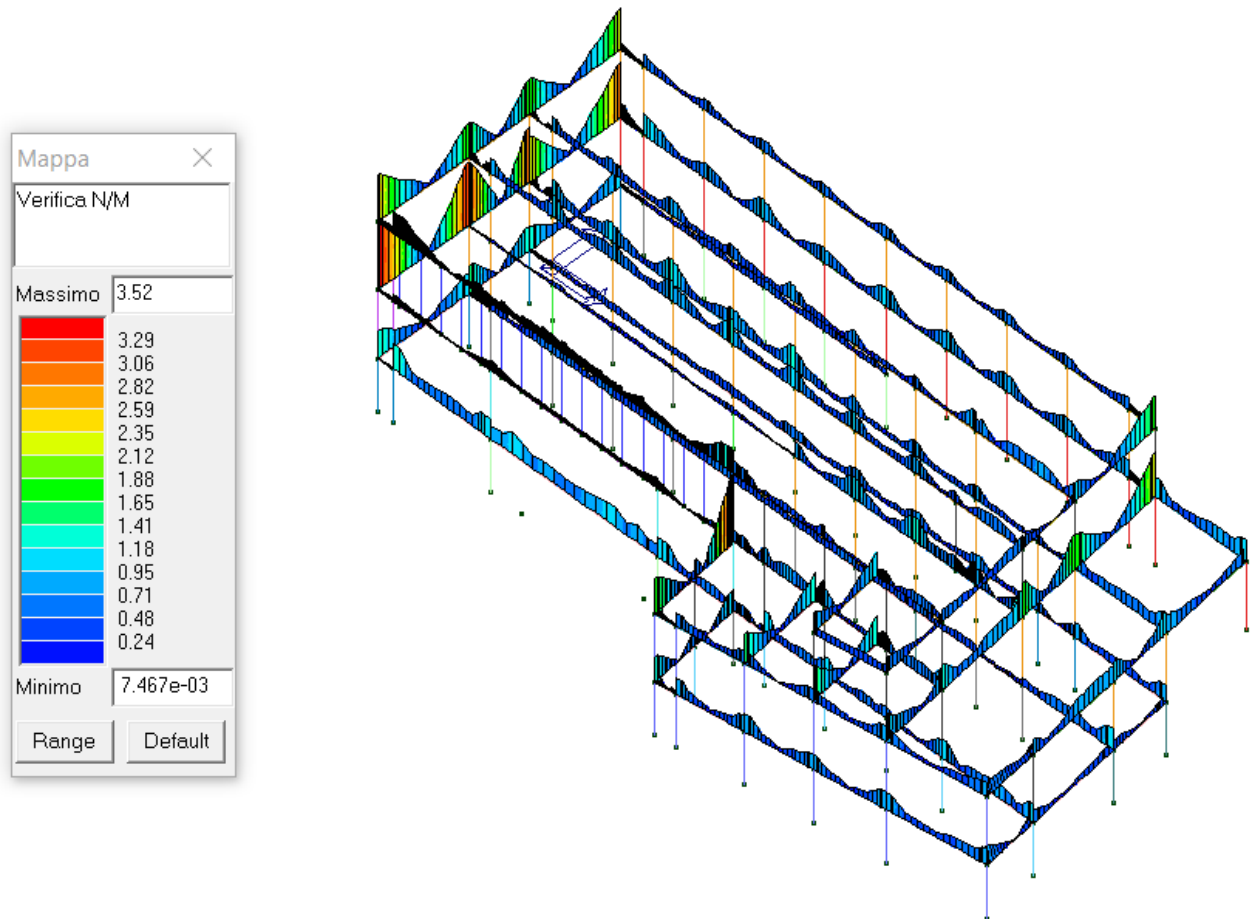


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 2,5$.

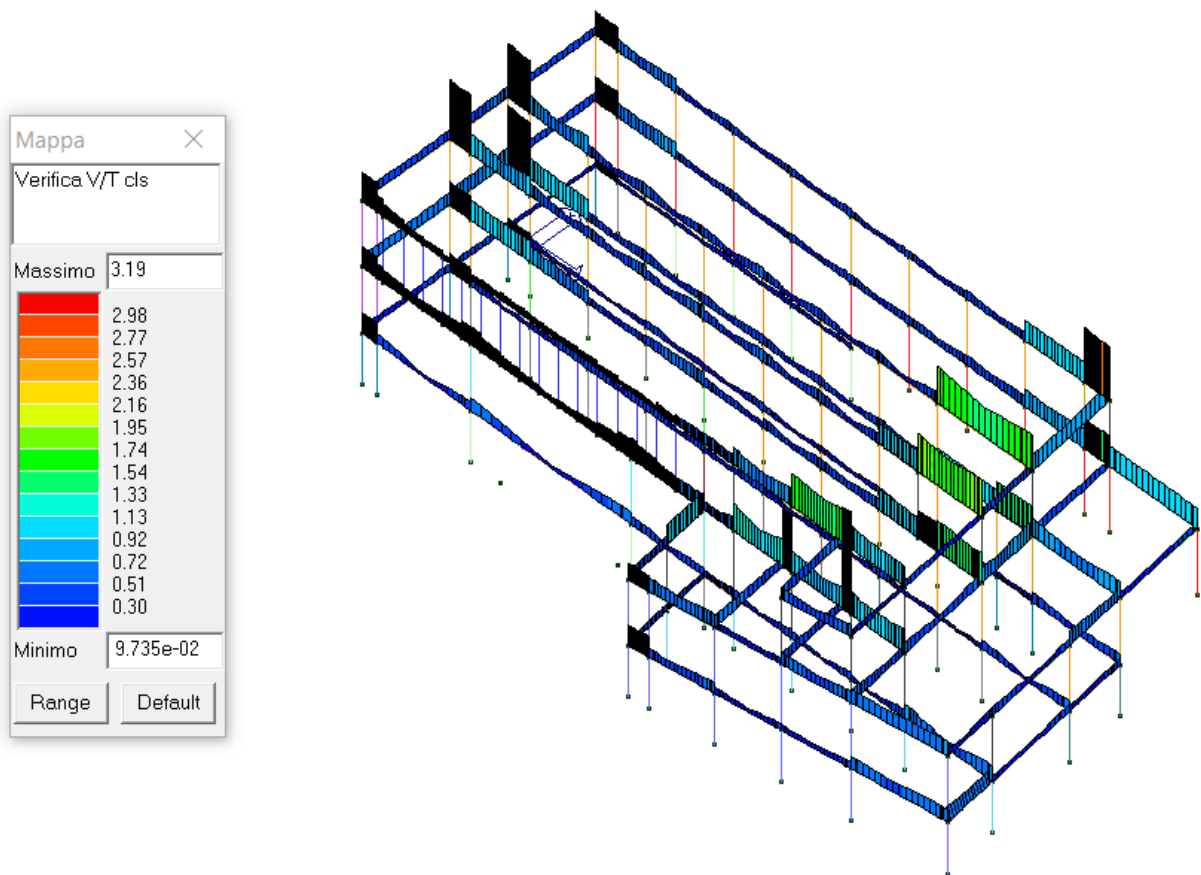
7.2 Travi in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



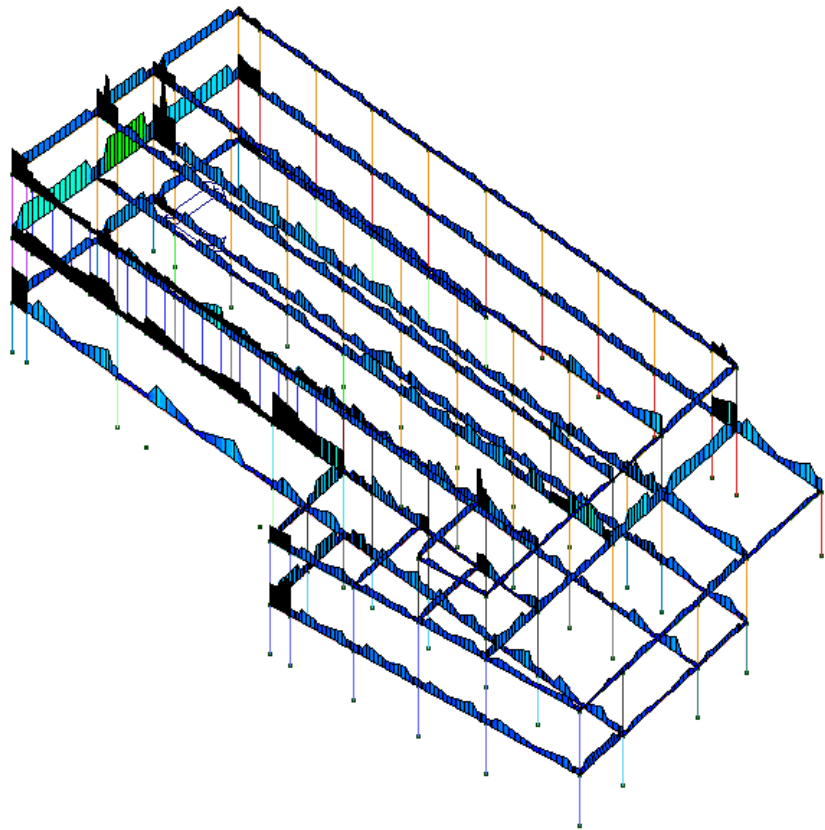
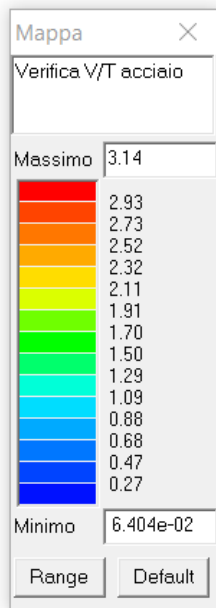
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,2$.



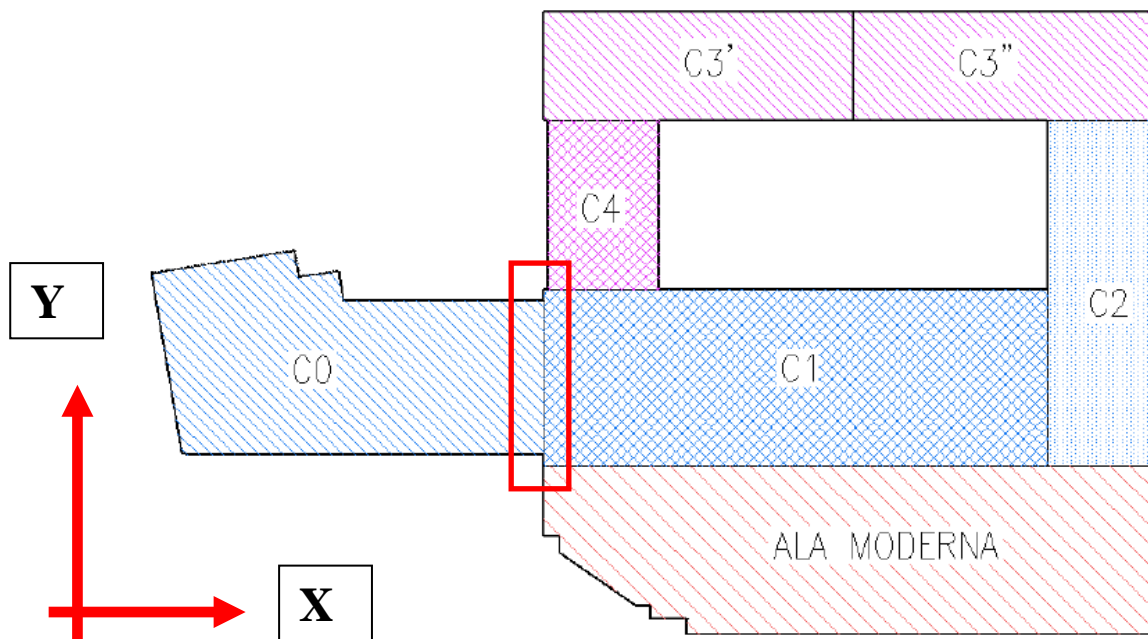
Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,1$.

7.3 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



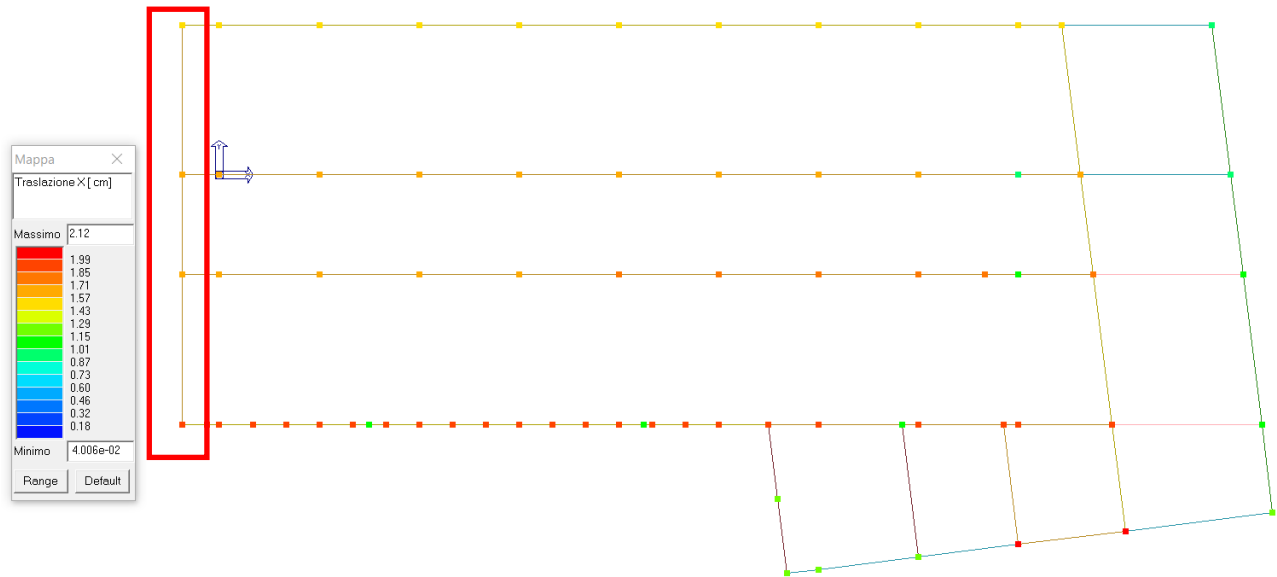
Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rettangolo rosso)

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.



Corpo C0 - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C1

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano secondo per gli altri corpi a +9,0m) è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 2,12 = 4,25 \text{ cm}$$

7.4 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF						
SLV						
c.a.			alfa - SLV		beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}
Pilastri	N/M		0,29		0,04	0,28
	V/T cls		1,00		1,00	1,00
	V/T acc		0,40		0,09	0,38
c.a.			alfa - SLV		beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}
Travi	N/M		0,29		0,04	0,27
	V/T cls		0,31		0,05	0,29
	V/T acc		0,32		0,05	0,30

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29 \quad \text{pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in c.a. (SLV)}$$

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27 \quad \text{pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in c.a. (SLV)}$$

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la **vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza**. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premessi e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
 $(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$
 essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO														
SLV														
c.a.		valori da modello SLV			PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV		TR - SDF		T Intervento	
Pilastri	N/M	3,4			0,210		0,062		949		42		2,2	
	V/T cls	1			0,210		0,210		949		949		49,8	
	V/T acc	2,5			0,210		0,084		949		88		4,6	
c.a.		valori da modello SLV			PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV		TR - SDF			
Travi	N/M	3,5			0,210		0,060		949		40		2,1	
	V/T cls	3,2			0,210		0,066		949		48		2,5	
	V/T acc	3,1			0,210		0,068		949		51		2,7	

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in c.a.) è maggiore di 2 anni.

8. CORPO C1a: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV,rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV,rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.
-

Elementi in acciaio:

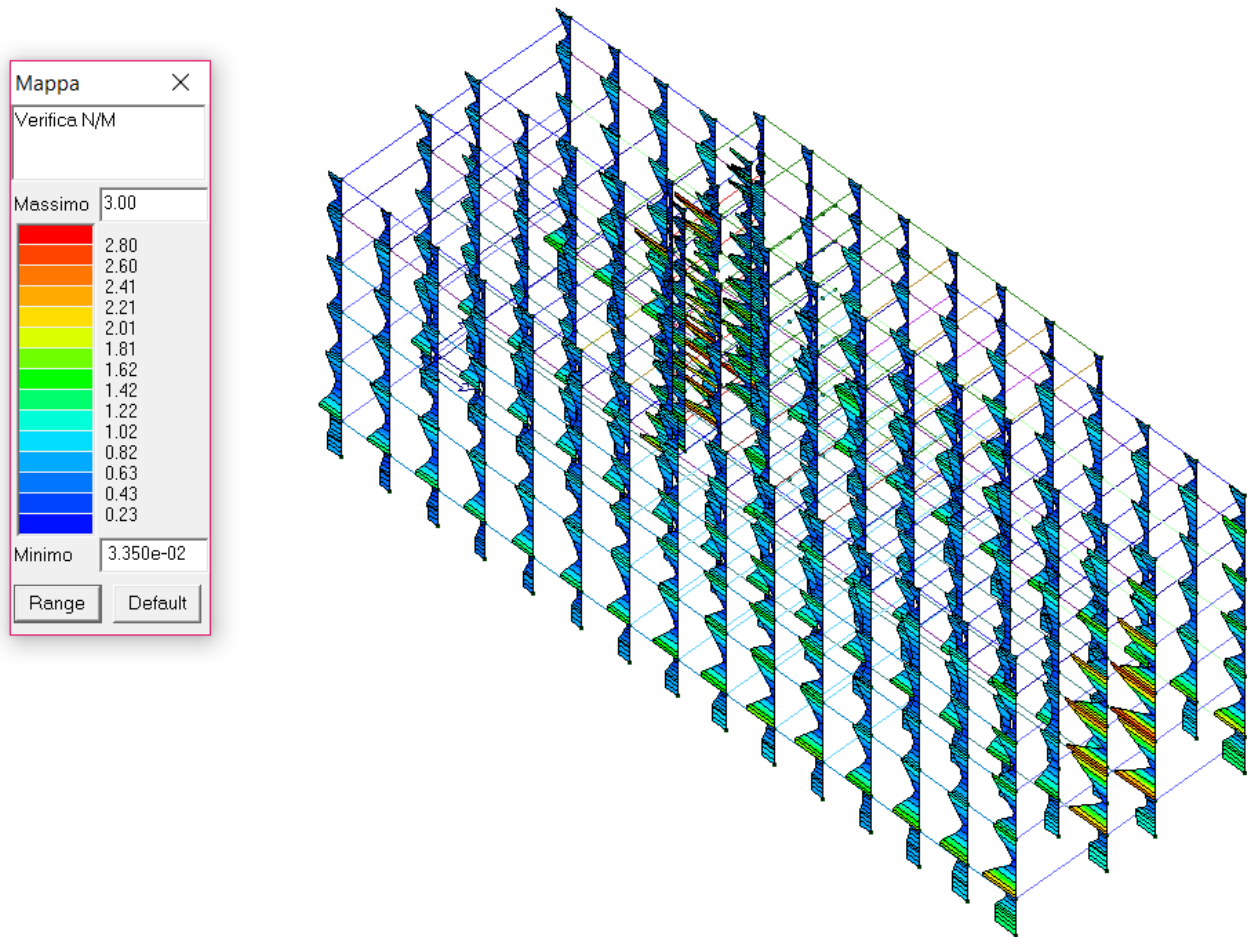
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri.
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastrì	N/M	3		0,210		0,070		949	56
	V/T cls	2,8		0,210		0,075		949	66
	V/T acc	3,5		0,210		0,060		949	40
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	3		0,210		0,070		949	56
	V/T acc	3,5		0,210		0,060		949	40
acciaio		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastrì	N/M	0,47		0,210		0,447		949	2475
	V/T	0,1		0,210		2,100		949	2475
acciaio		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	1		0,210		0,210		949	949
	V/T	0,26		0,210		0,808		949	2475

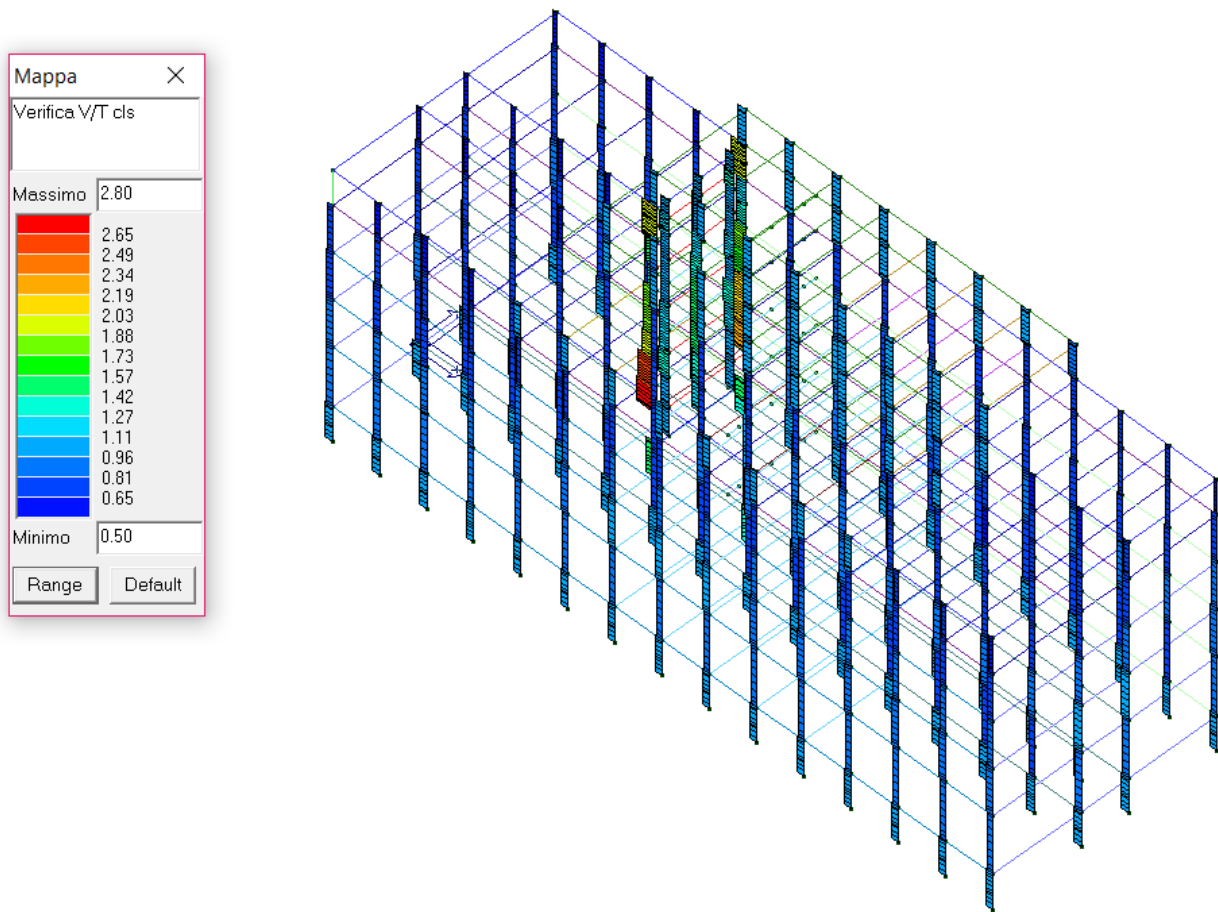
8.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



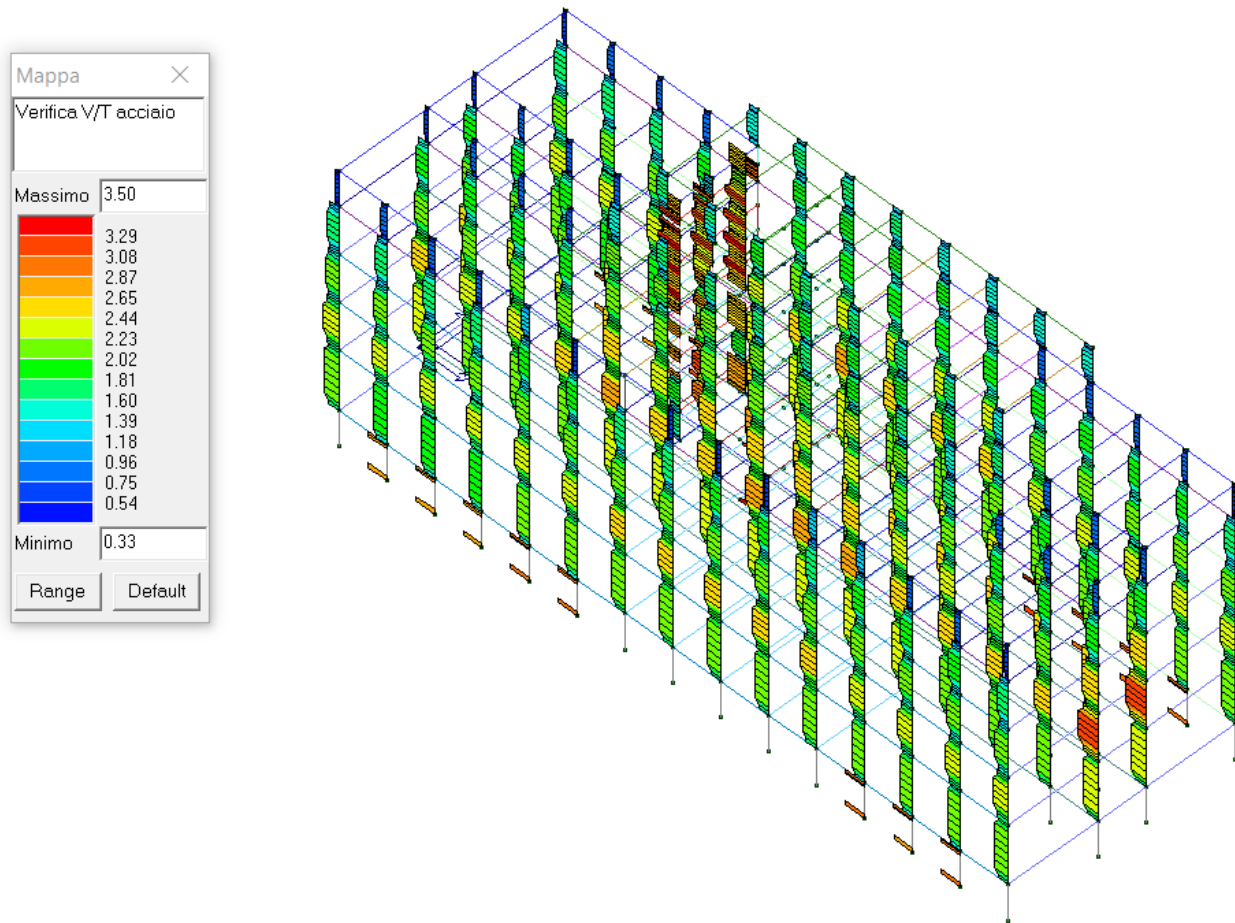
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,0$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 2,8$.

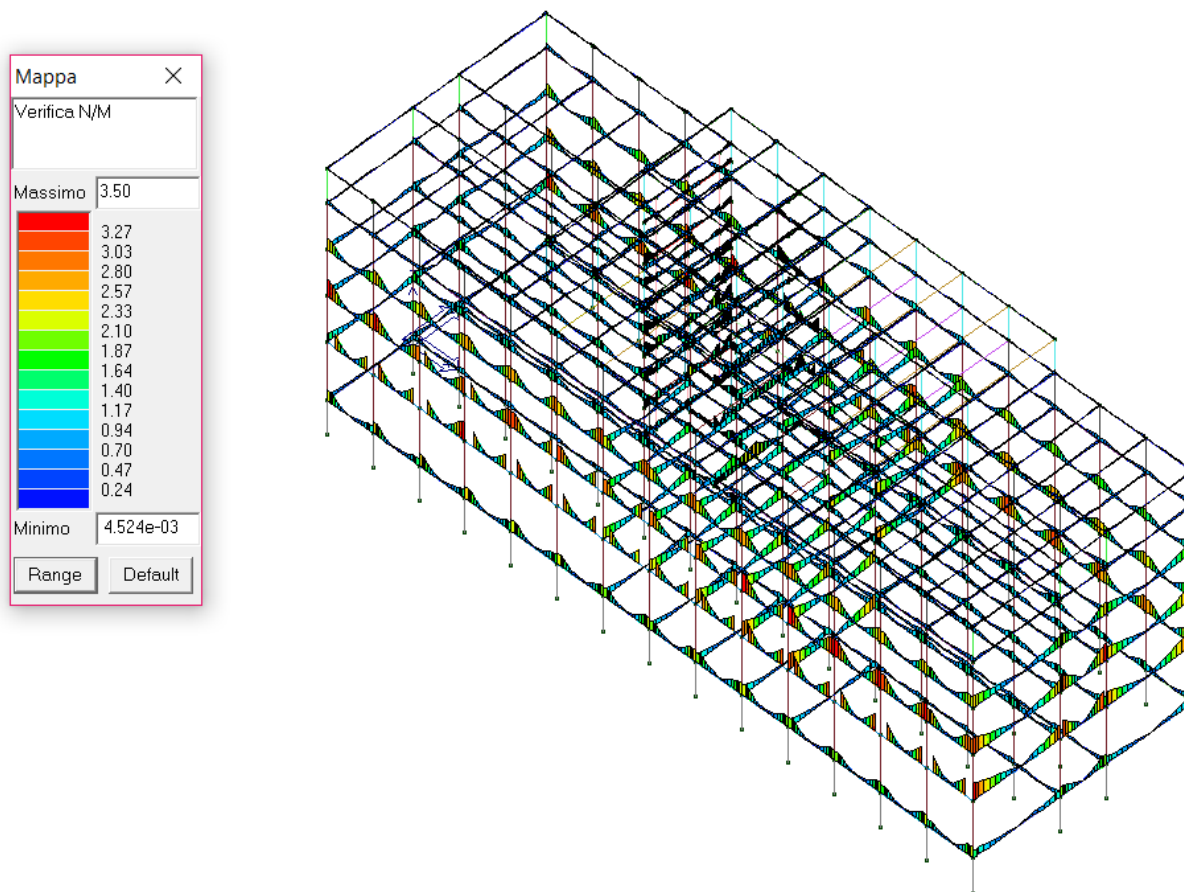


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 3,5$.

8.2 Travi in c.a.

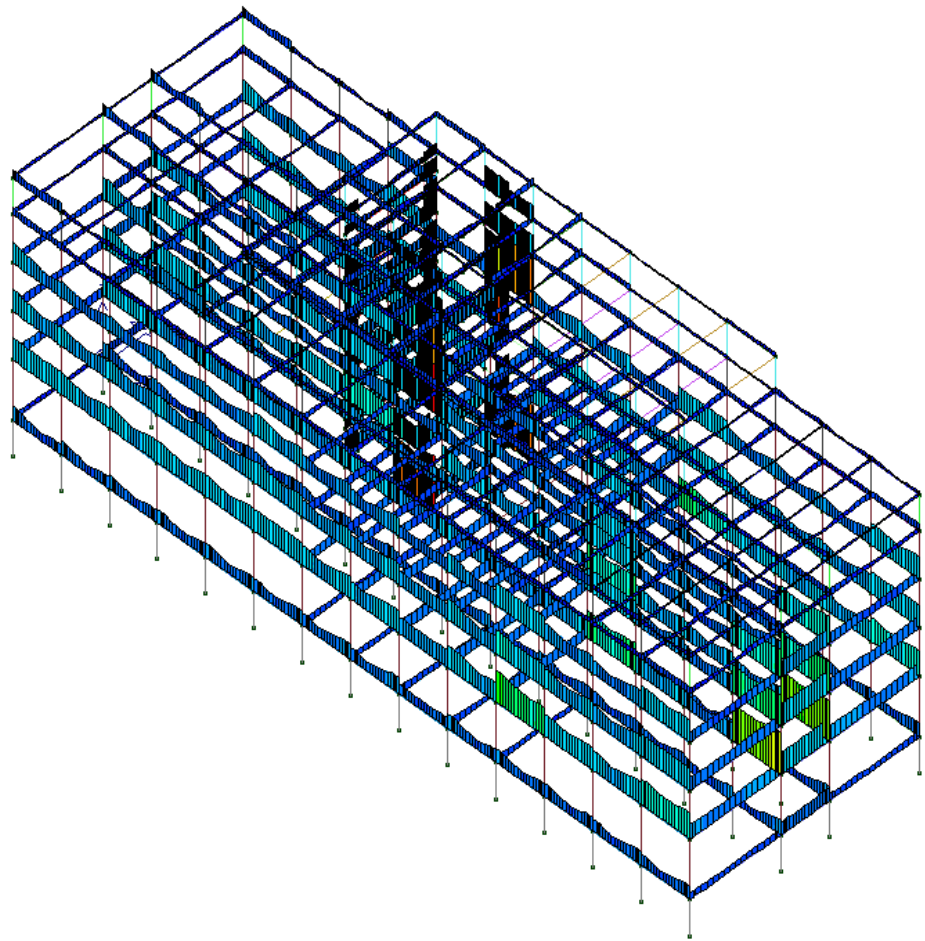
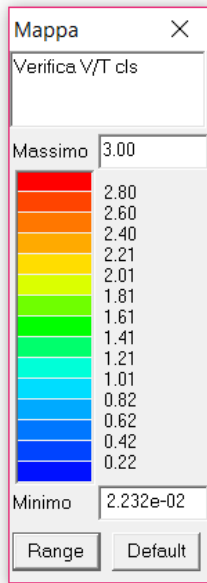
I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

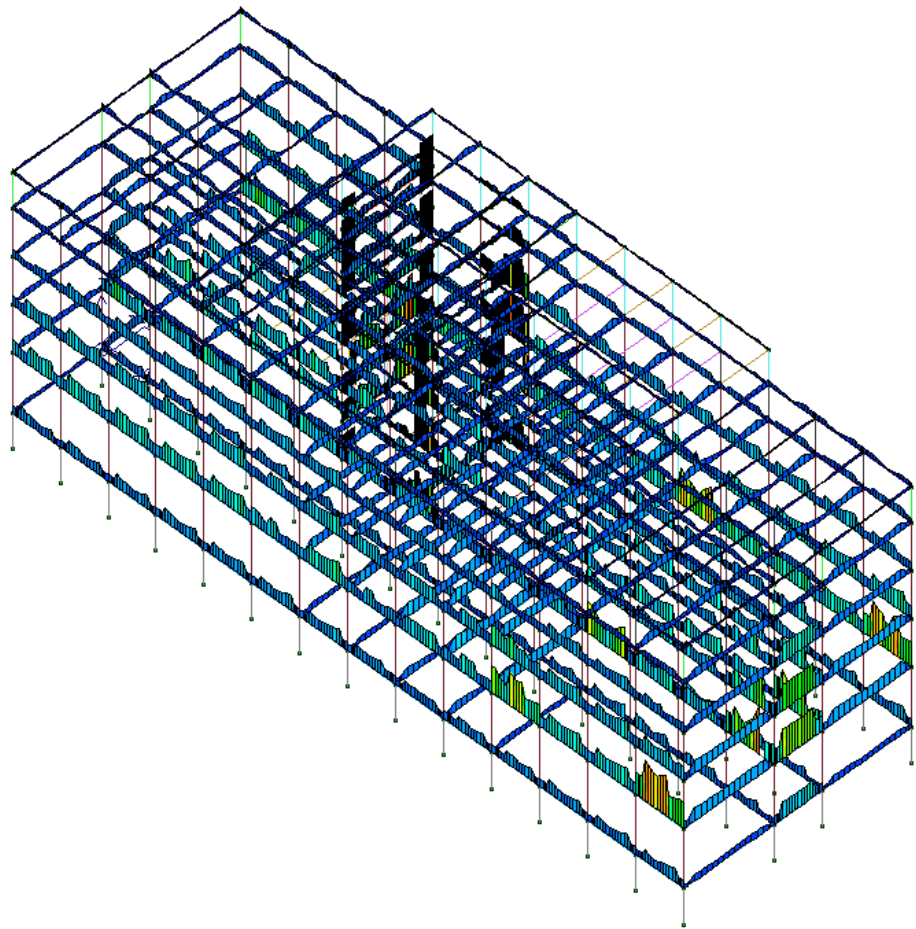
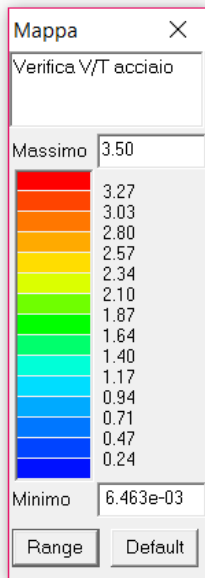
La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di

1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,0$.

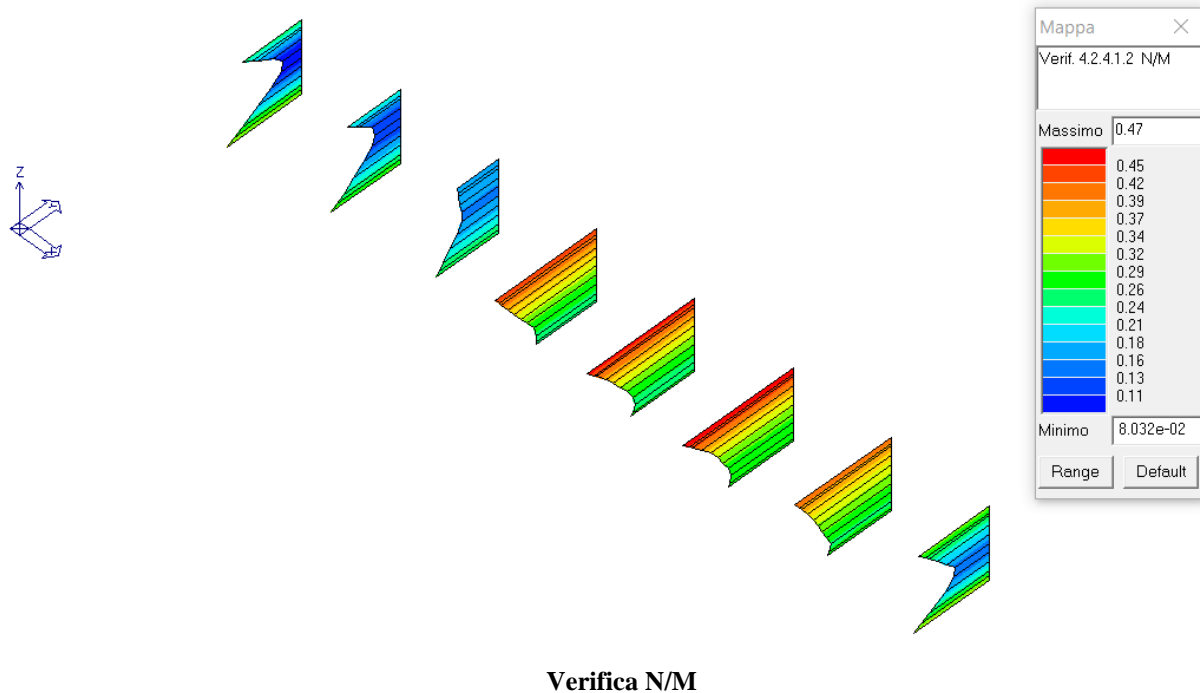


Verifica V/T (lato acciaio)

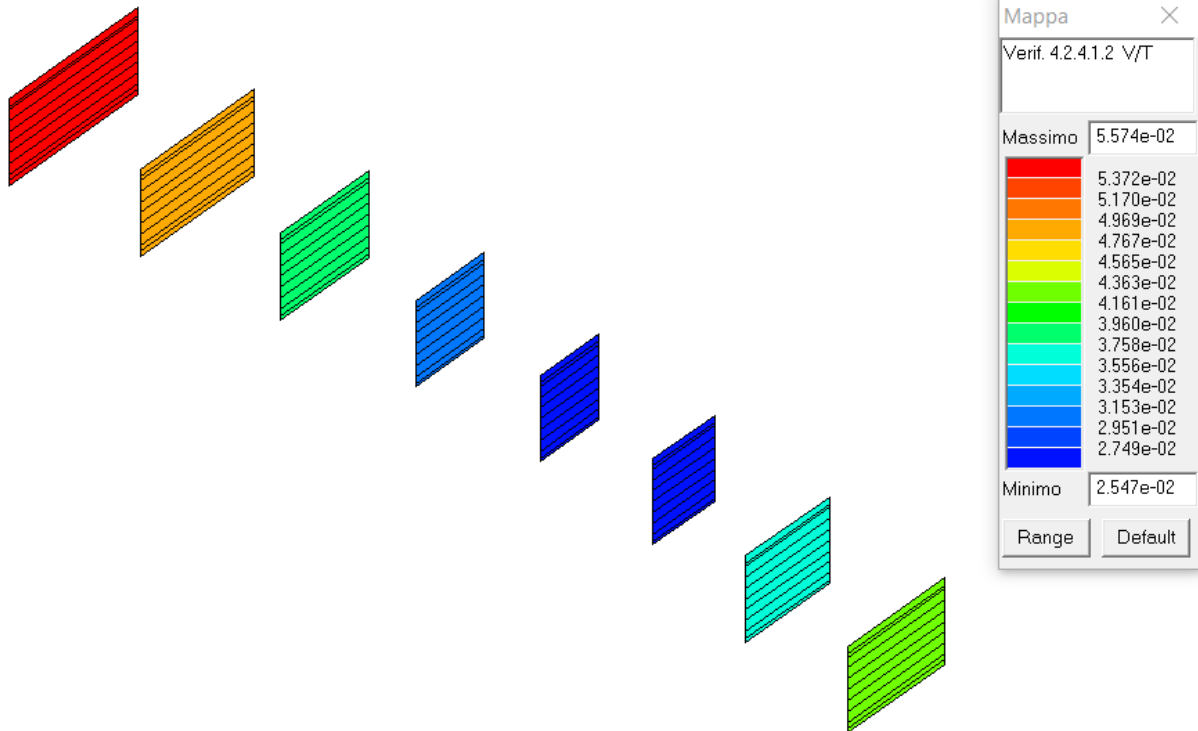
La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 3,5$.

8.3 Pilastri in acciaio

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in acciaio dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



La verifica a pressoflessione (N/M) dei pilastri in acciaio è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(N / M)_{\max} = 0,47$.

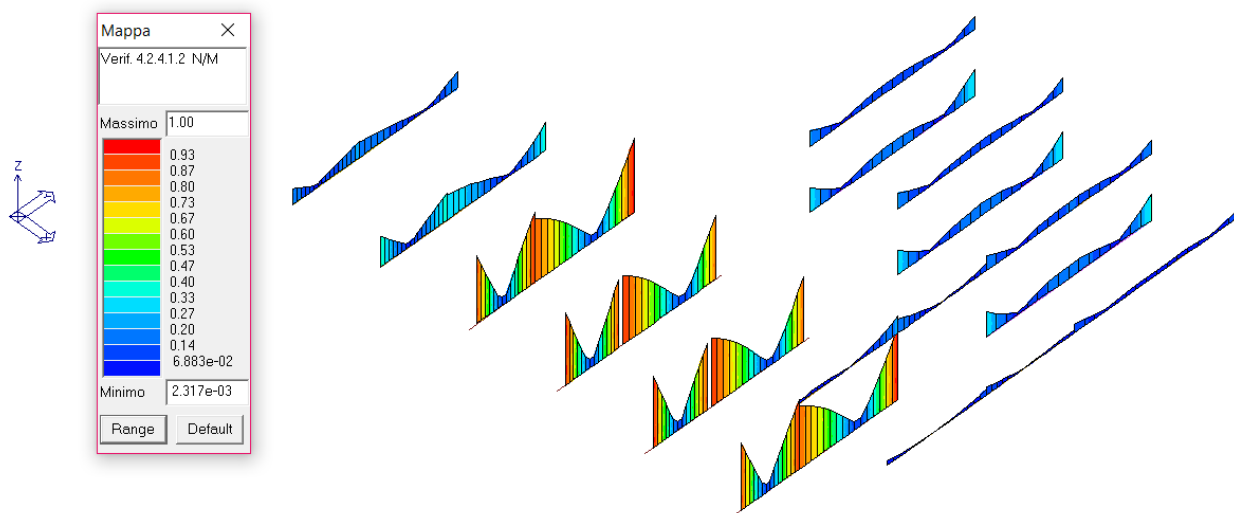


Verifica V/T

La verifica a taglio/torsione (V/T) dei pilastri in acciaio è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(V / T)_{\max} = 0,10$.

8.4 Travi in acciaio

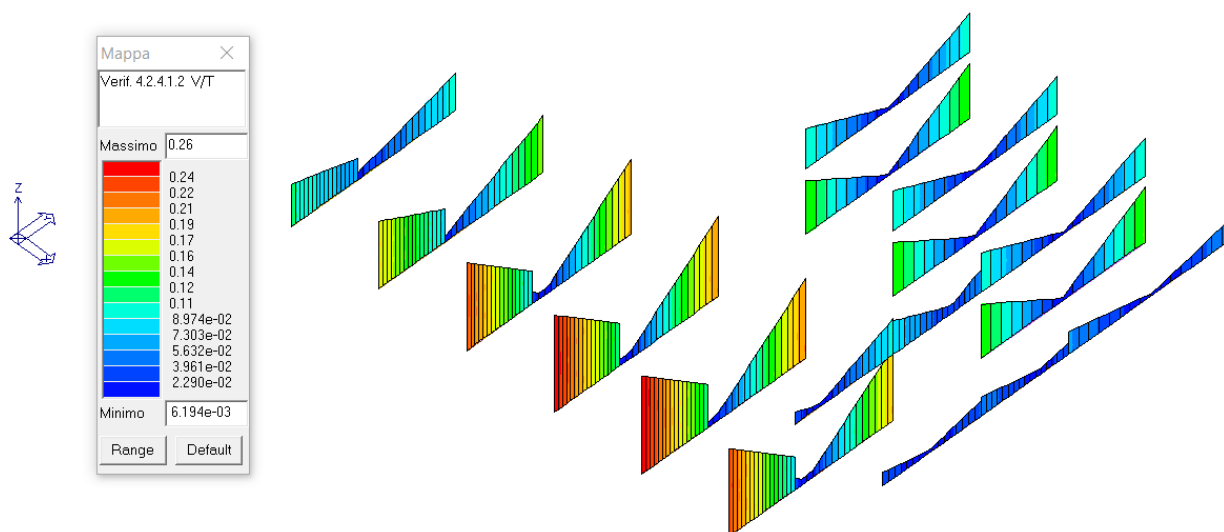
I valori delle verifiche SLV per le travi in acciaio dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) delle travi è soddisfatta in quanto l'indice è unitario:

$$I(N / M)_{\max} = 1,0.$$



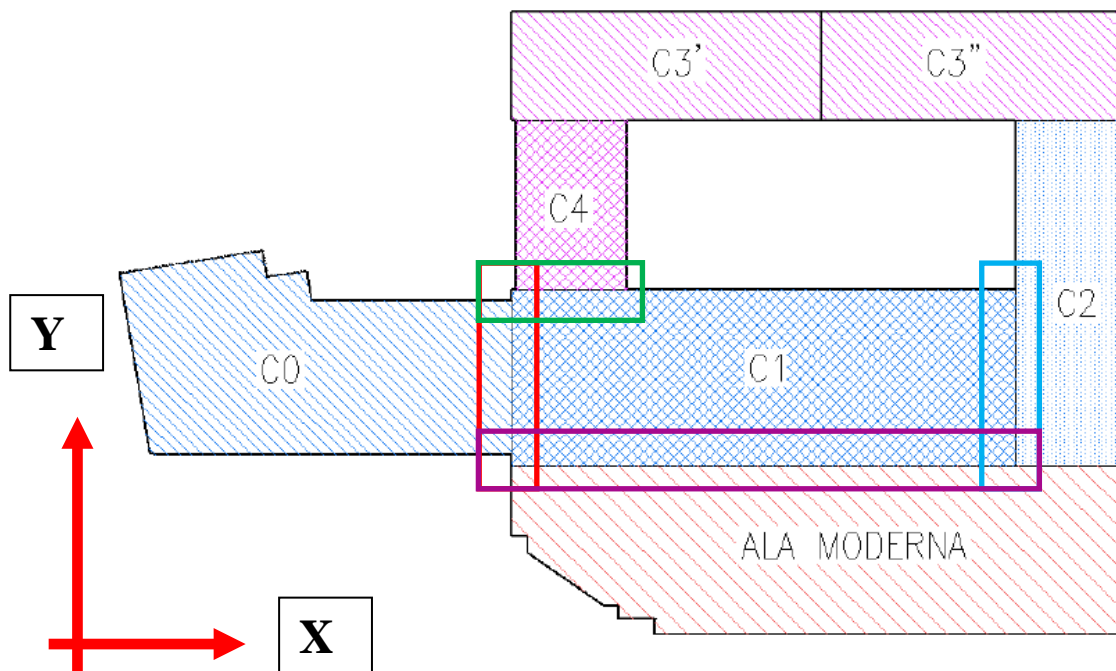
Verifica V/T

La verifica a taglio/torsione (V/T) delle travi in acciaio è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(V / T)_{\max} = 0,26$.

8.5 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



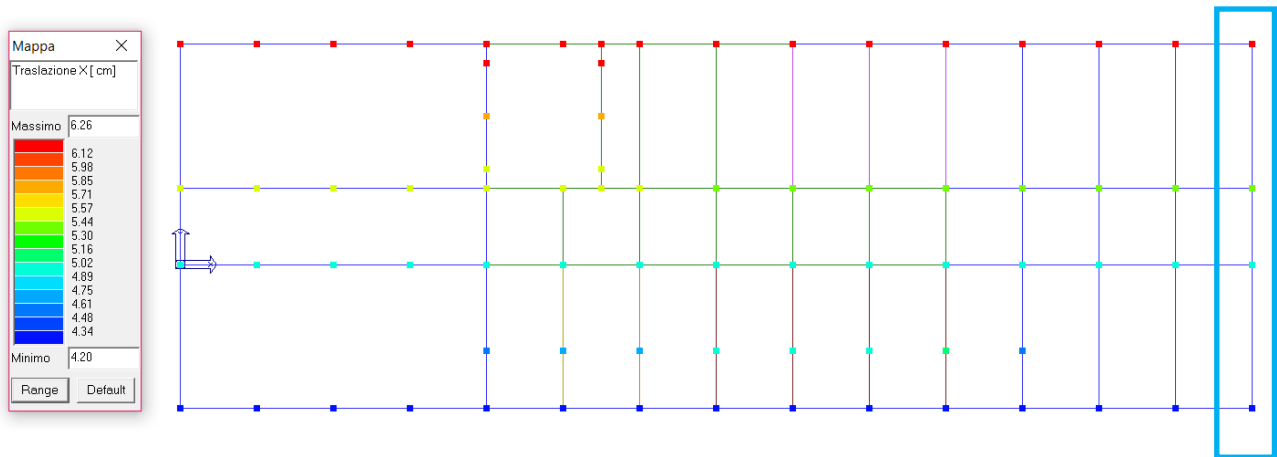
Posizionamento dei giunti esistenti –rettangolo rosso tra C1 e C0, rettangolo verde tra C1 e C4, rettangolo azzurro tra C1 e C2, rettangolo viola tra C1 e Ala Moderna

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

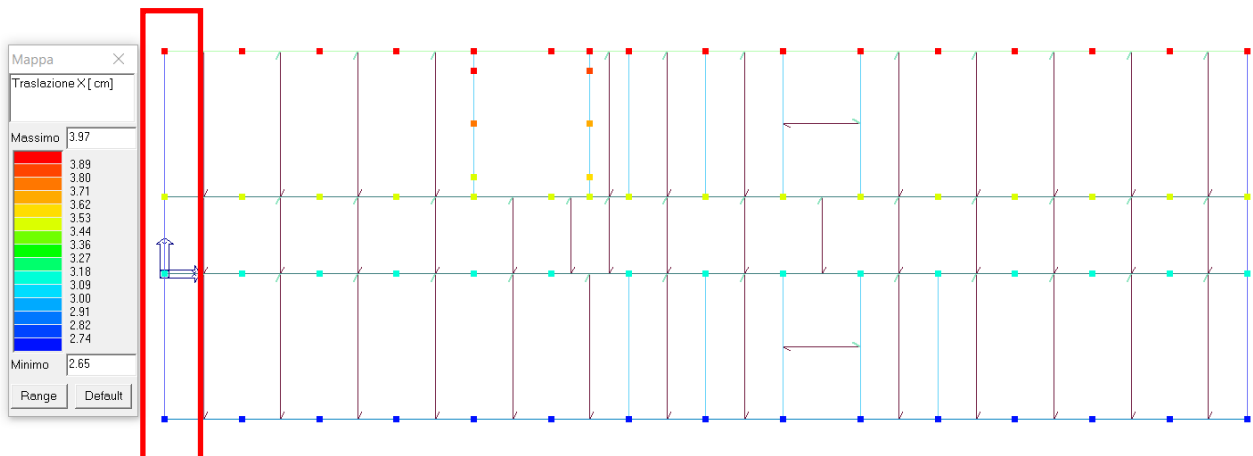
- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.



Corpo C1 - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C2 (rettangolo azzurro)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a:

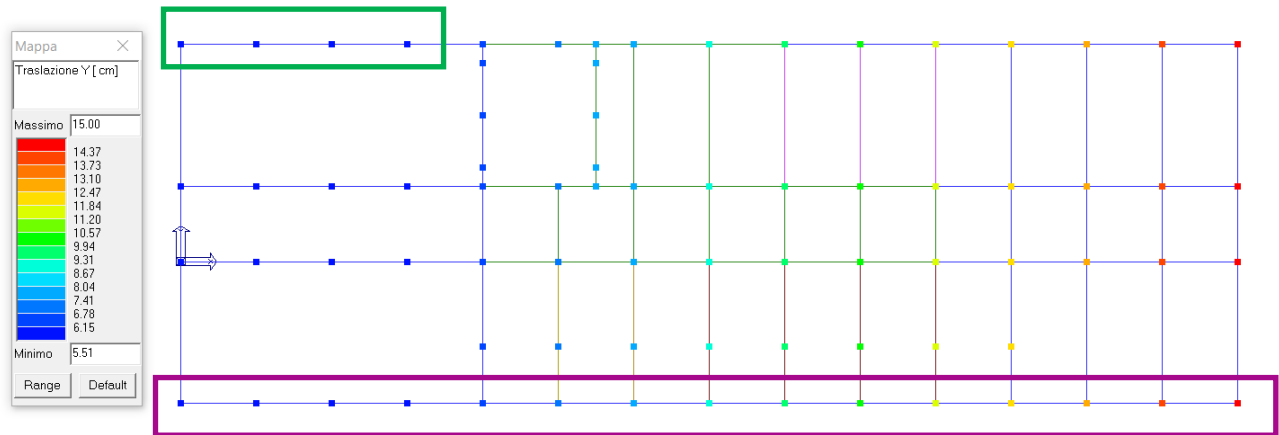
$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 6,2 = 12,4 \text{ cm}$$



Corpo C1 - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C0 in corrispondenza della copertura del C0 e del piano 2 del C1 (rettangolo rosso)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto del C0 e del piano 2 del C1 è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ cm}$$



Corpo C1 - Spostamento massimo (sisma y) in adiacenza al Corpo C4 (rettangolo verde), e in adiacenza all'Ala Moderna (rettangolo viola)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 5,5 = 11,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C4 (verde)}$$

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 15,0 = 30,0 \text{ cm} \quad \text{Ala Moderna (viola)}$$

8.6 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF					
SLV					
c.a.		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}	
Pilastrì	N/M	0,33	0,06	0,31	
	V/T cls	0,36	0,07	0,34	
	V/T acc	0,29	0,04	0,27	
c.a.		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}	
Travi	N/M	0,29	0,04	0,27	
	V/T cls	0,33	0,06	0,31	
	V/T acc	0,29	0,04	0,27	
acciaio		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}	
Pilastrì	N/M	2,13	2,61	1,48	
	V/T	10,00	2,61	1,48	
acciaio		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}	
Travi	N/M	1,00	1,00	1,00	
	V/T	3,85	2,61	1,48	

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29$$

pressoflessione N/M e taglio delle travi e taglio
dei pilastrì in c.a. (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27$$

pressoflessione N/M e taglio delle travi e taglio
dei pilastrì in c.a. (SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la **vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza**. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premessi e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
 $(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$
 essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO							
SLV							
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	T Intervento
Pilastri	N/M	3	0,210	0,070	949	56	2,9
	V/T cls	2,8	0,210	0,075	949	66	3,5
	V/T acc	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	
Travi	N/M	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1
	V/T cls	3	0,210	0,070	949	56	2,9
	V/T acc	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1
acciaio		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	
Pilastri	N/M	0,47	0,210	0,447	949	2475	129,9
	V/T	0,1	0,210	2,100	949	2475	129,9
acciaio		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	
Travi	N/M	1	0,210	0,210	949	949	49,8
	V/T	0,26	0,210	0,808	949	2475	129,9

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M e a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.) è maggiore di 2 anni.

9. CORPO C1b: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV,rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV,rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi,
- pressoflessione (N/M) e tensioni tangenziali (τ) delle pareti.

Elementi in acciaio:

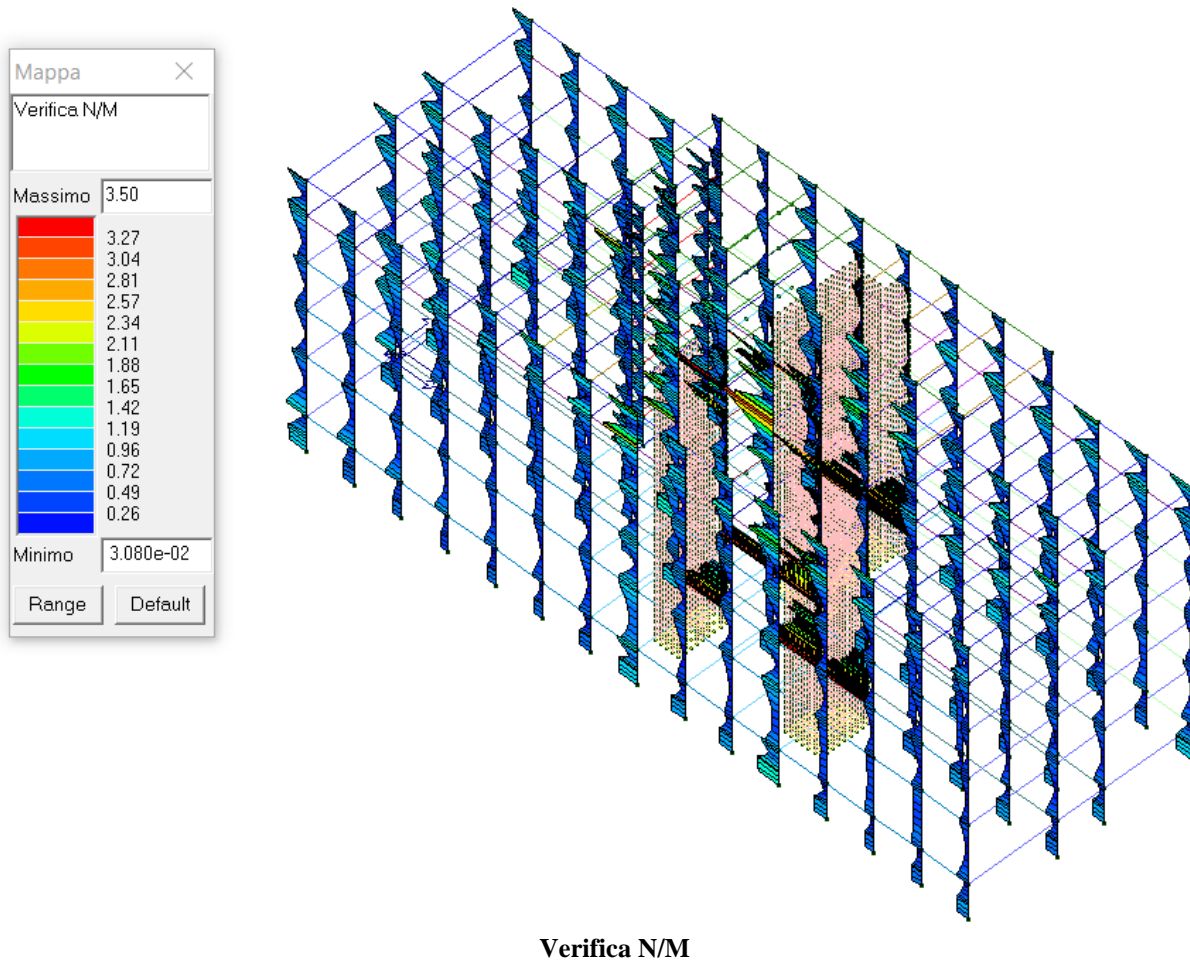
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri.
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

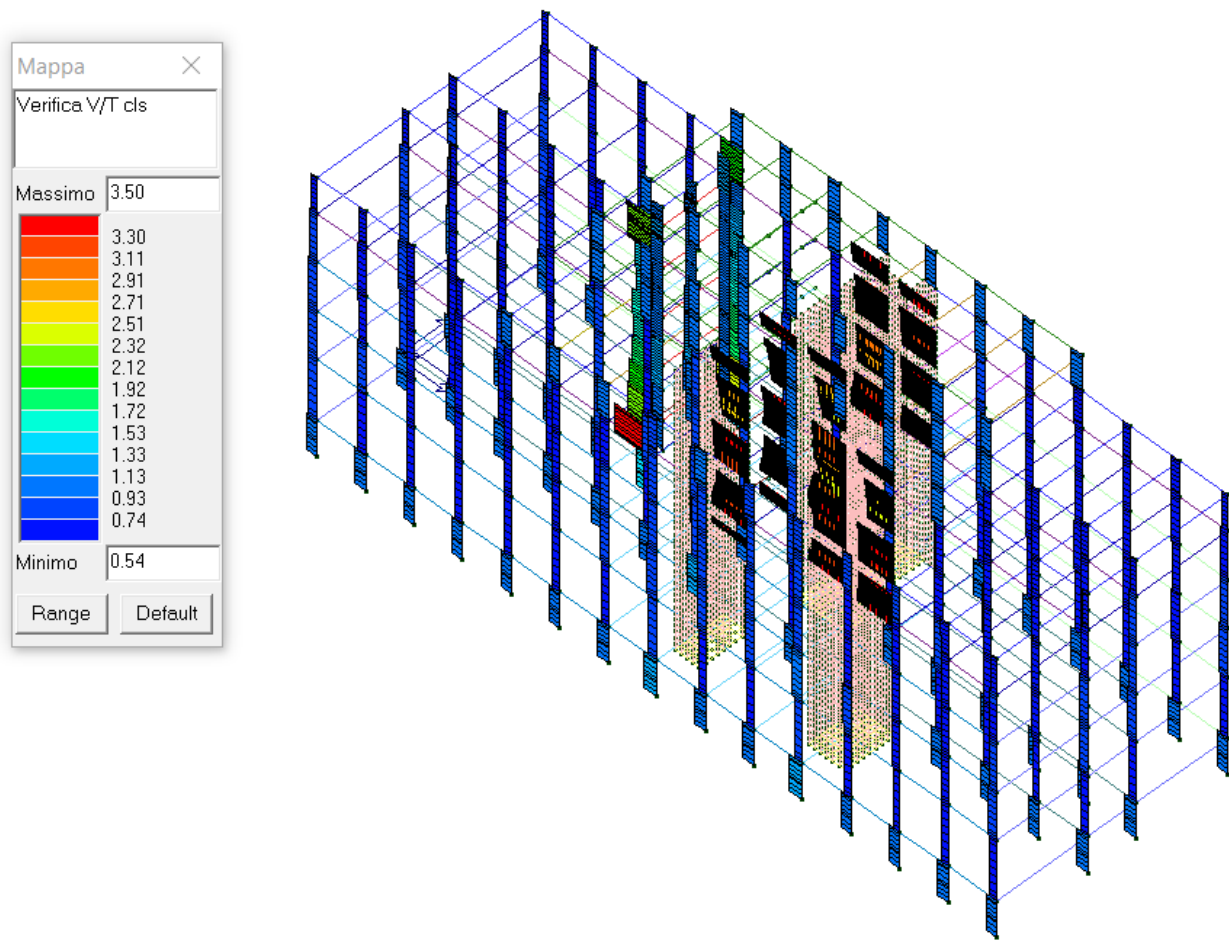
STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastr	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T acc	3,5		0,210		0,060		949	40
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	2,7		0,210		0,078		949	72
	V/T acc	2		0,210		0,105		949	140
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pareti	N/M	1		0,210		0,210		949	949
	τ/τ_{LIM}	2,5		0,210		0,084		949	88
acciaio		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastr	N/M	0,49		0,210		0,429		949	2475
	V/T	0,1		0,210		2,100		949	2475
acciaio		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	1		0,210		0,210		949	949
	V/T	0,94		0,210		0,223		949	1150

9.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:

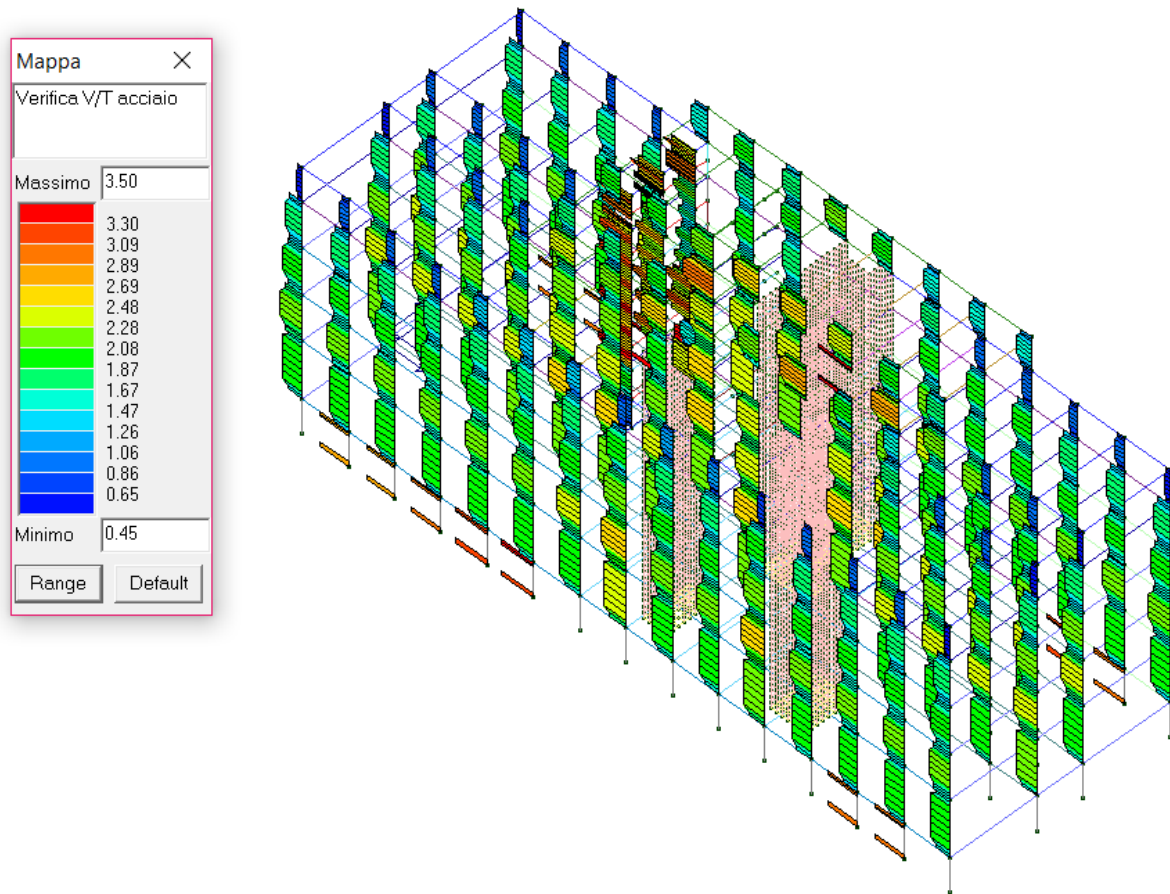


La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 3,5$.

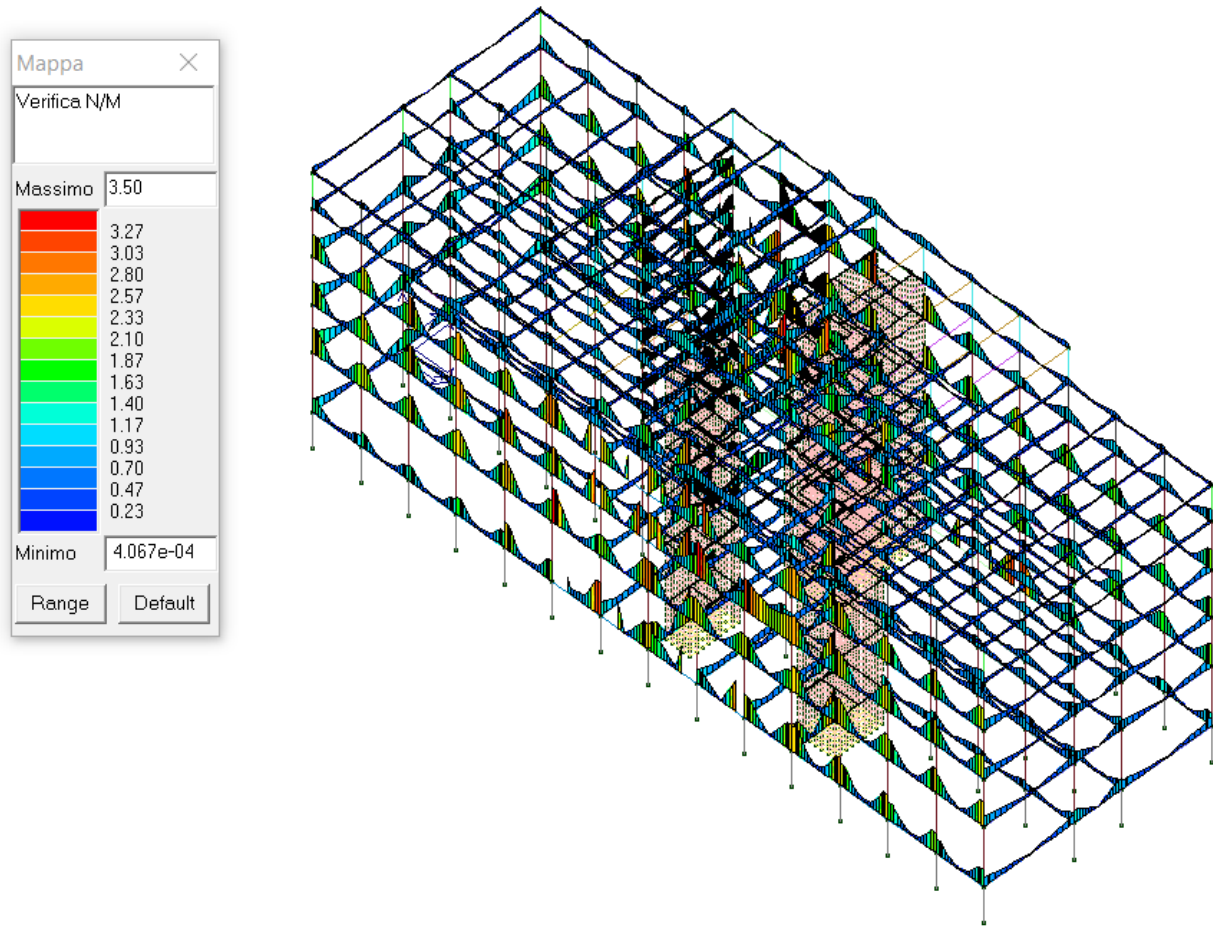


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 3,5$.

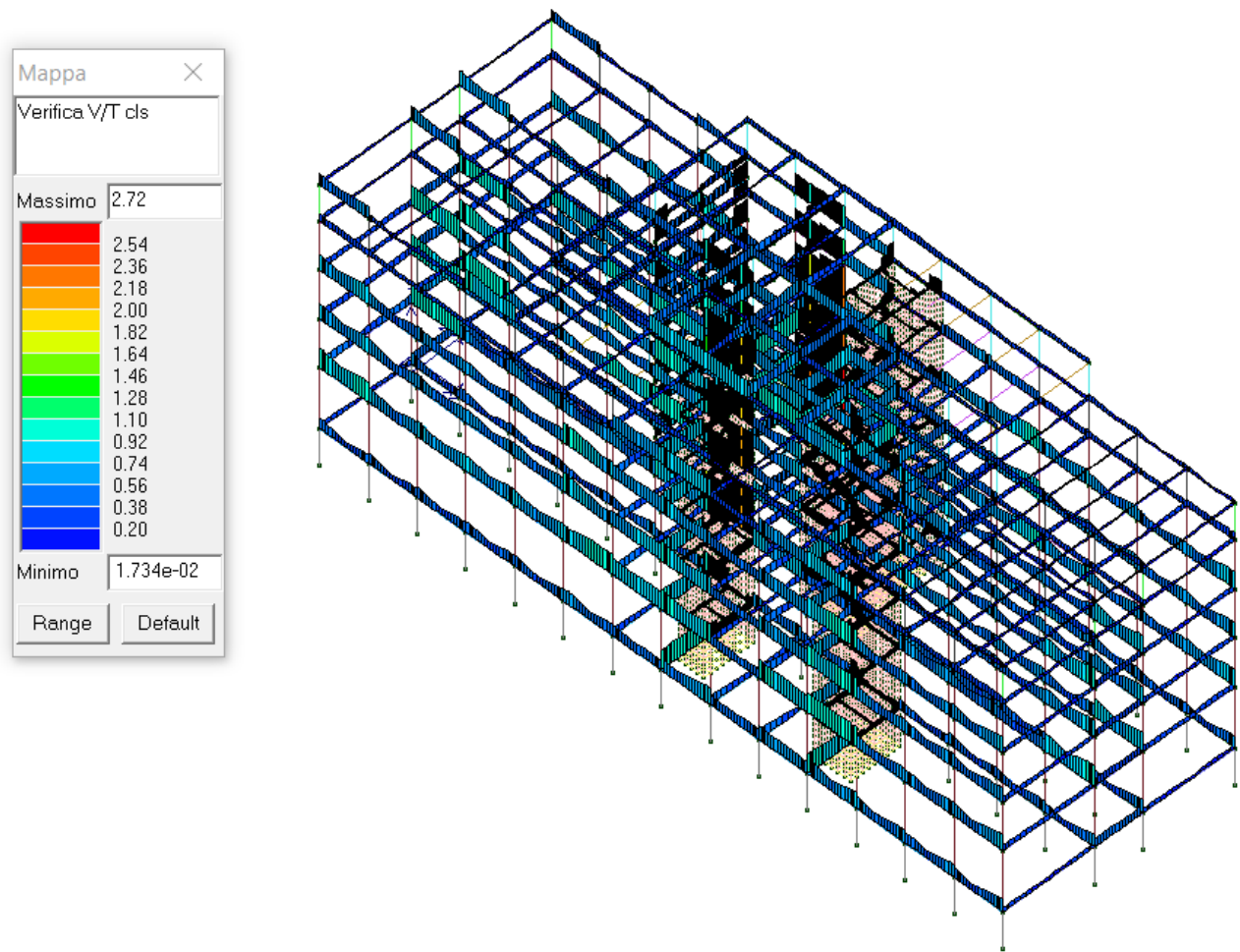
9.2 Travi in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



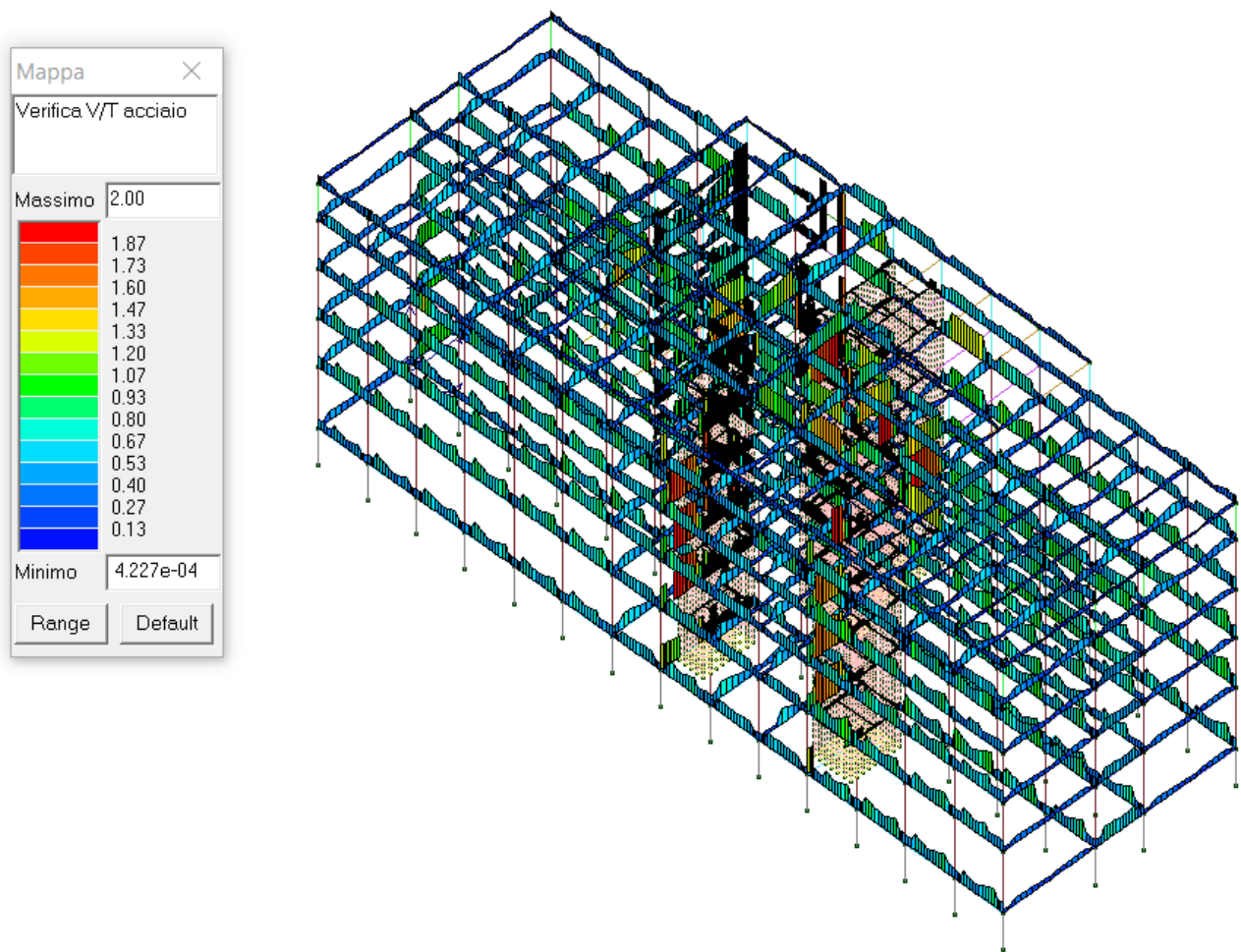
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 2,7$.

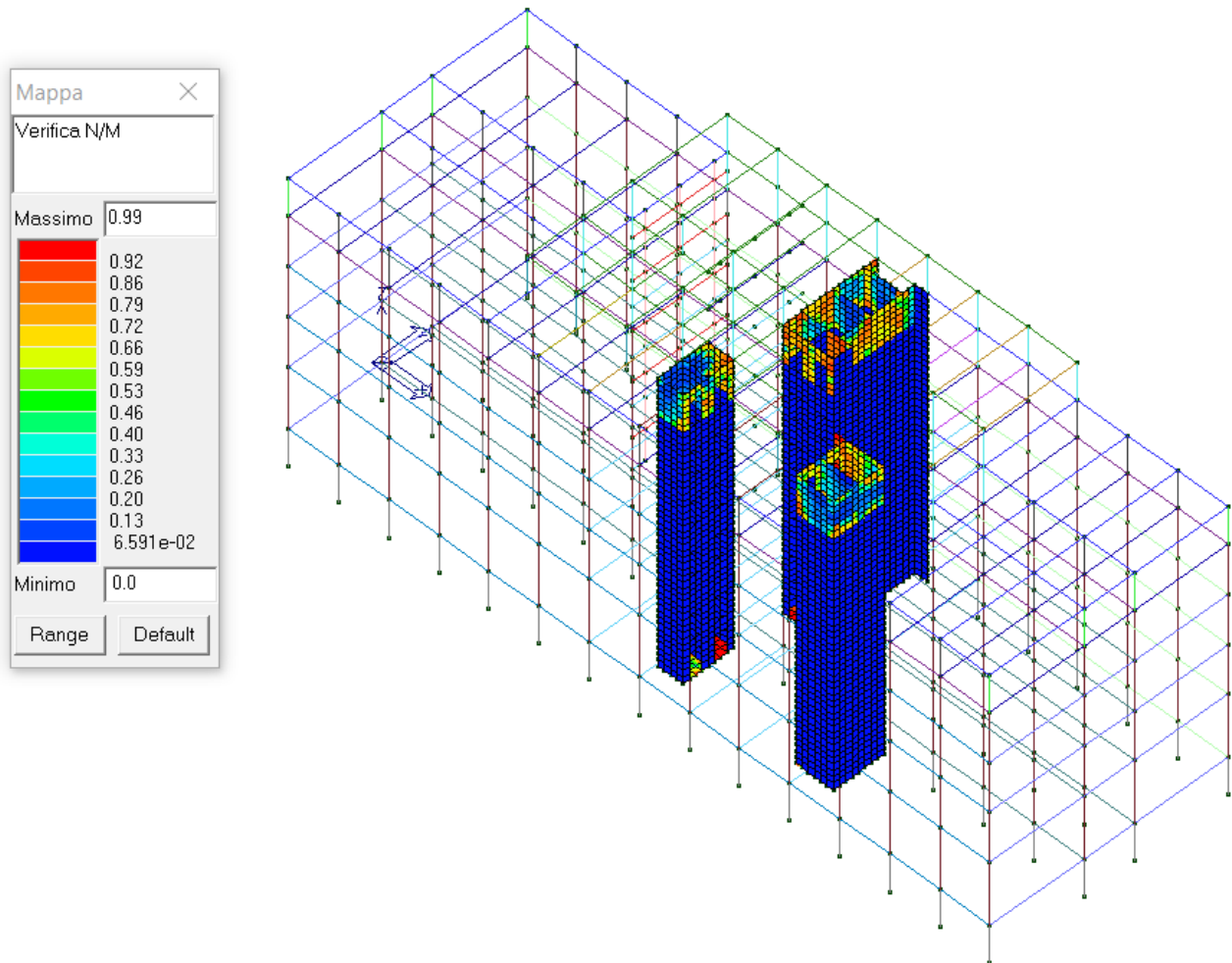


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 2,0$.

9.3 Pareti in c.a.

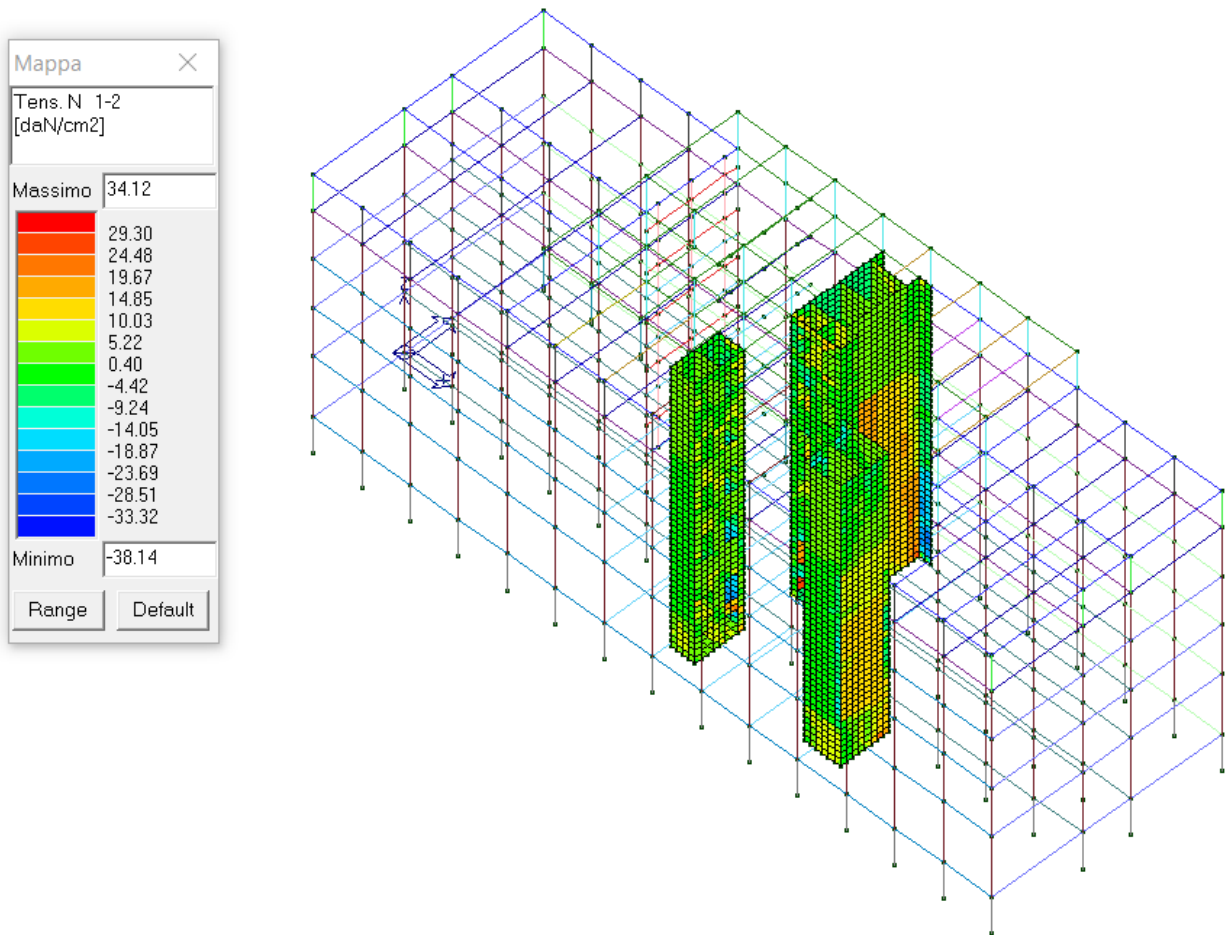
I valori delle verifiche SLV per le pareti in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) delle pareti in c.a. è soddisfatta in quanto l'indice è unitario:

$$I(N / M)_{\max} = 1,0 .$$



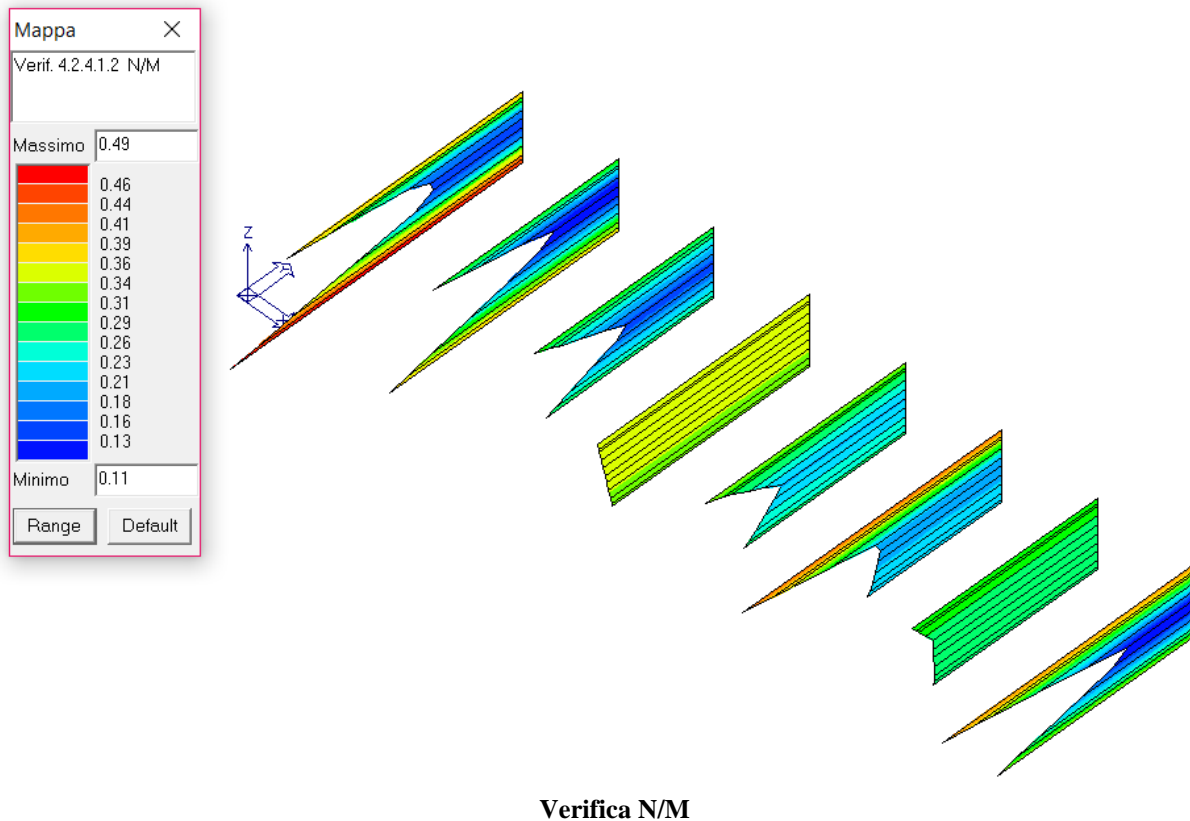
Tensioni massime tangenziali

Il valore massimo della tensione tangenziale (pari a circa $\tau = 38,2 \text{ daN} / \text{cm}^2$) è maggiore del valore ultimo di tensione tangenziali del calcestruzzo utilizzato per le pareti C25/30 (cautelativamente assunto pari a $\tau_u = 15 \text{ daN} / \text{cm}^2$).

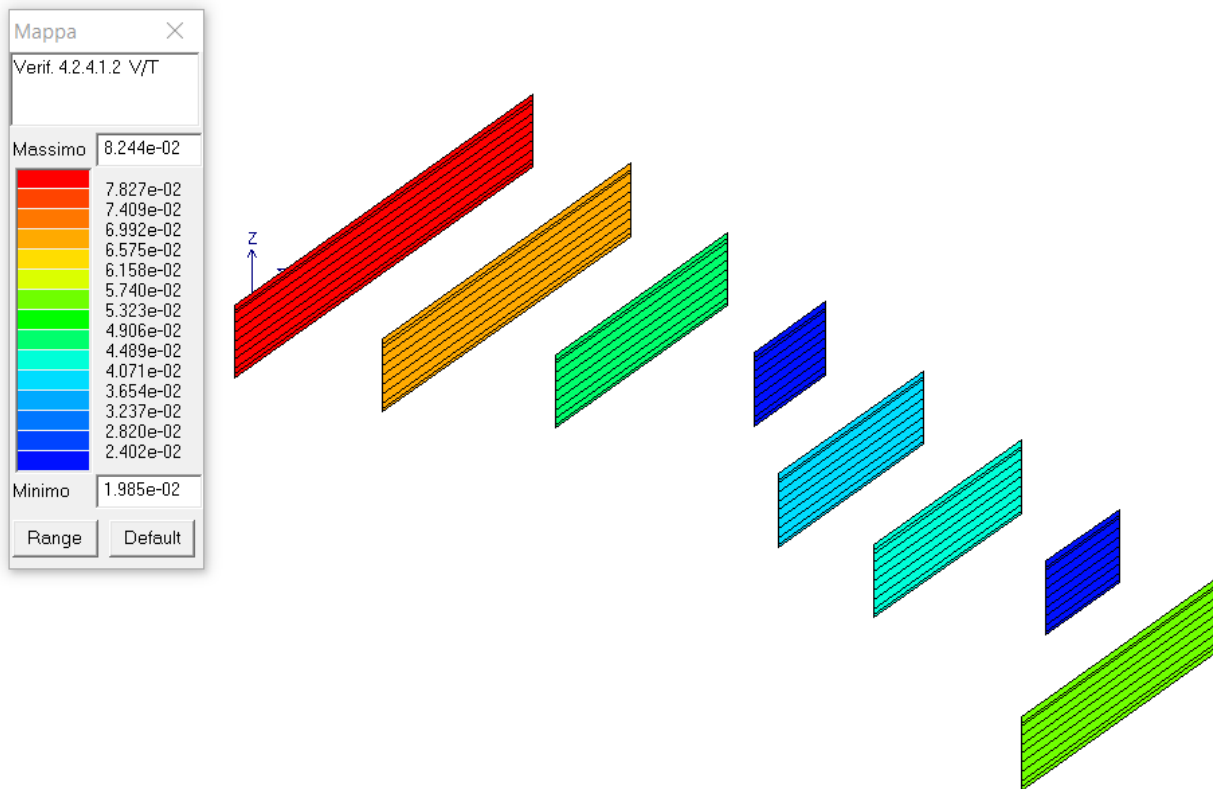
La verifica delle tensioni tangenziali (meccanismo di rottura a taglio delle parti in c.a.) non è quindi soddisfatta, in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(\tau) = \tau / \tau_u = 2,54$.

9.4 Pilastri in acciaio

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in acciaio dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



La verifica a pressoflessione (N/M) dei pilastri in acciaio è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(N / M)_{\max} = 0,49$.



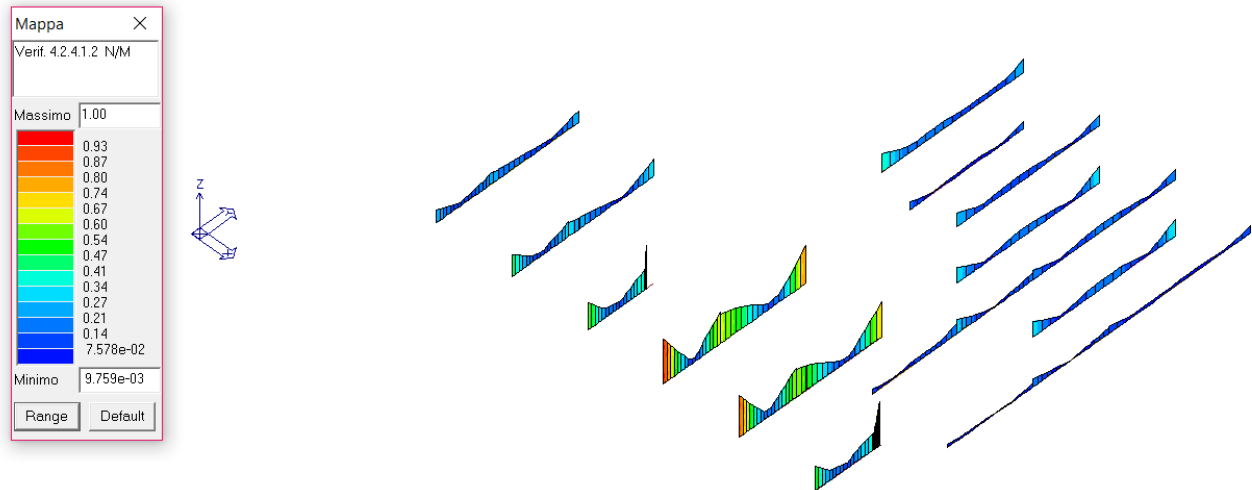
Verifica V/T

La verifica a taglio/torsione (V/T) dei pilastri in acciaio è soddisfatta in quanto l'indice è minore di

$$1: I(V/T)_{\max} = 0,10.$$

9.5 Travi in acciaio

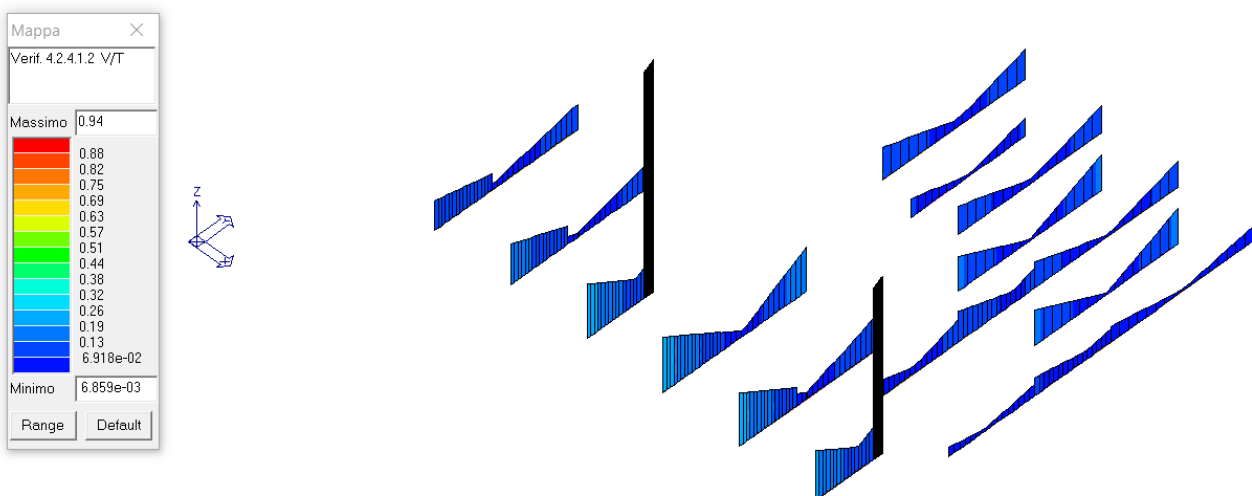
I valori delle verifiche SLV per le travi in acciaio dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) delle travi è soddisfatta in quanto l'indice è unitario:

$$I(N / M)_{\max} = 1,0.$$



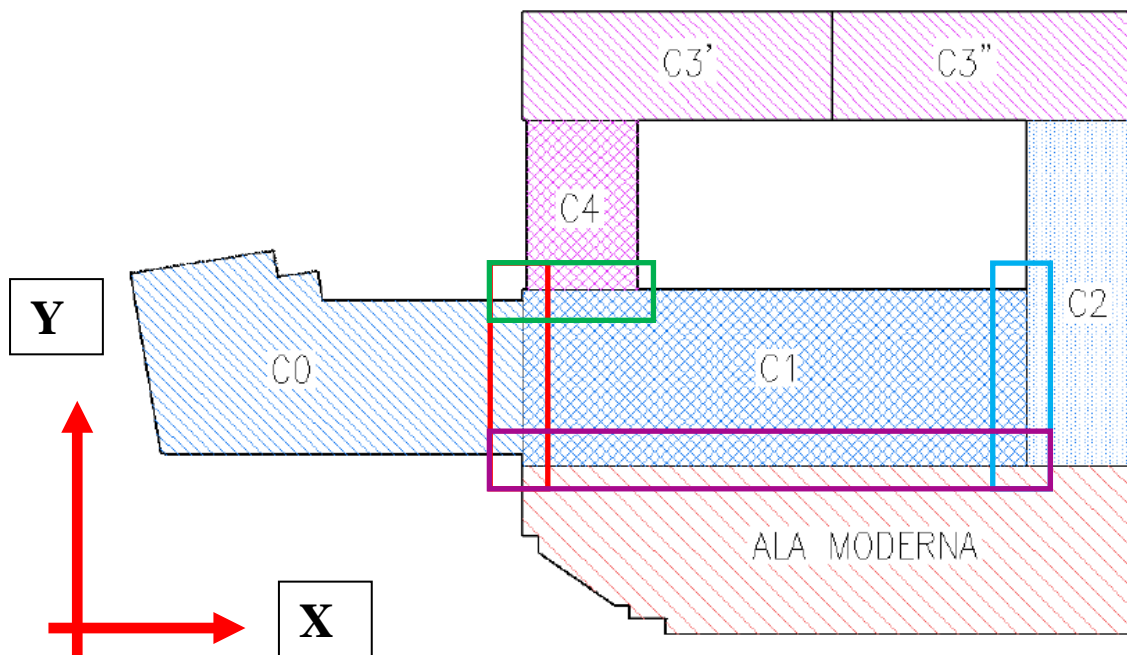
Verifica V/T

La verifica a taglio/torsione (V/T) delle travi in acciaio è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(V / T)_{\max} = 0,94$.

9.6 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



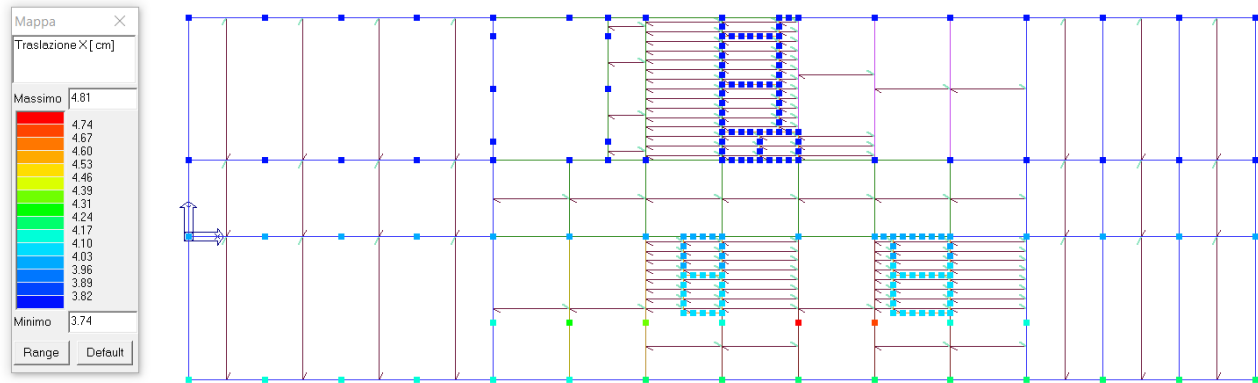
Posizionamento dei giunti esistenti –rettangolo rosso tra C1 e C0, rettangolo verde tra C1 e C4, rettangolo azzurro tra C1 e C2, rettangolo viola tra C1 e Ala Moderna

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

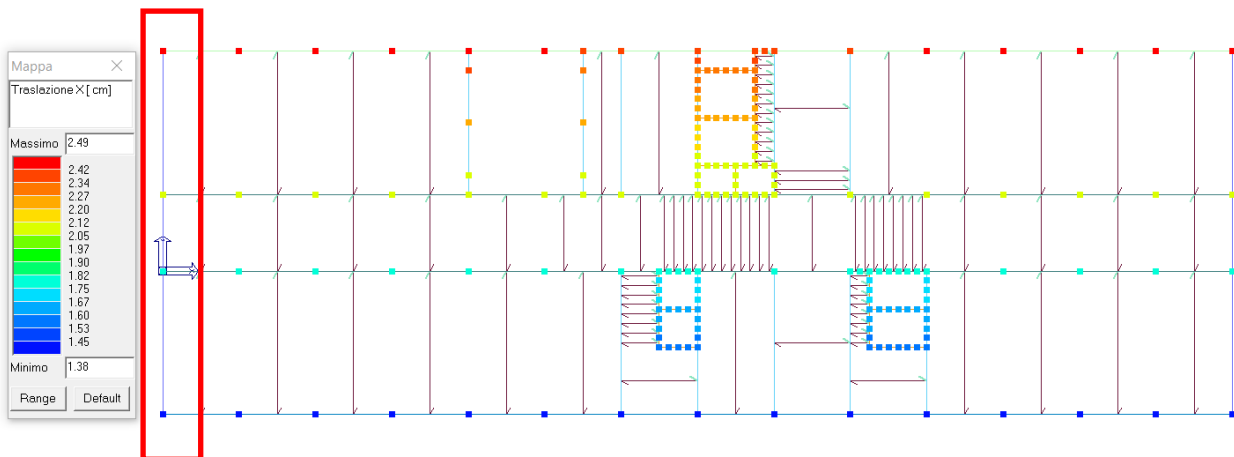
- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.



Corpo C1 - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C2 (rettangolo azzurro)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a:

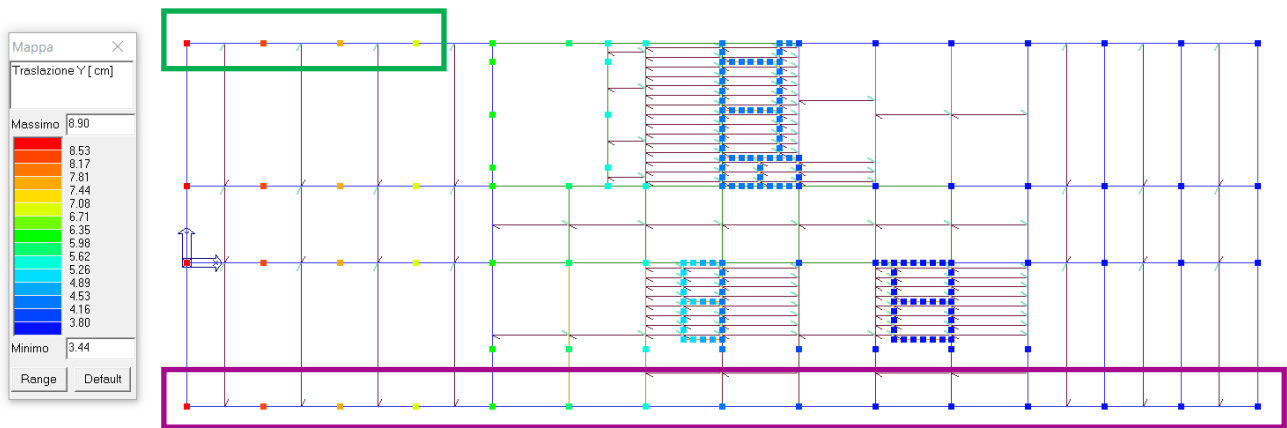
$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ cm}$$



Corpo C1 - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C0 in corrispondenza della copertura del C0 e del piano 2 del C1 (rettangolo rosso)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto del C0 e del piano 2 del C1 è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ cm}$$



Corpo C1 - Spostamento massimo (sisma y) in adiacenza al Corpo C4 (rettangolo verde), e in adiacenza all'Ala Moderna (rettangolo viola)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 9,0 = 18,0 \text{ cm}$$

9.7 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF					
SLV					
c.a.			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Pilastrì	N/M		0,29	0,04	0,27
	V/T cls		0,29	0,04	0,27
	V/T acc		0,29	0,04	0,27
c.a.			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Travi	N/M		0,29	0,04	0,27
	V/T cls		0,37	0,08	0,35
	V/T acc		0,50	0,15	0,46
c.a.			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Pareti	N/M		1,00	1,00	1,00
	τ/τ_{LIM}		0,40	0,09	0,38
acciaio			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Pilastrì	N/M		2,04	2,61	1,48
	V/T		10,00	2,61	1,48
acciaio			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Travi	N/M		1,00	1,00	1,00
	V/T		1,06	1,21	1,08

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29 \quad \text{pressoflessione N/M e taglio V/T dei pilastrì e delle travi in c.a. (SLV)}$$

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27 \quad \text{pressoflessione N/M e taglio V/T dei pilastrì e delle travi in c.a. (SLV)}$$

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti*

sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la **vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza**. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premessi e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:

$(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$ essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		T Intervento
Pilastrini	N/M	3,5		0,210	0,060	949	40		2,1
	V/T cls	3,5		0,210	0,060	949	40		2,1
	V/T acc	3,5		0,210	0,060	949	40		2,1
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Travi	N/M	3,5		0,210	0,060	949	40		2,1
	V/T cls	2,7		0,210	0,078	949	72		3,8
	V/T acc	2		0,210	0,105	949	140		7,4
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Pareti	N/M	1		0,210	0,210	949	949		49,8
	τ/τ_{LIM}	2,5		0,210	0,084	949	88		4,6
acciaio		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Pilastrini	N/M	0,49		0,210	0,429	949	2475		129,9
	V/T	0,1		0,210	2,100	949	2475		129,9
acciaio		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Travi	N/M	1		0,210	0,210	949	949		49,8
	V/T	0,94		0,210	0,223	949	1150		60,4

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M e taglio V/T dei pilastri e delle travi in c.a.) è maggiore di 2 anni.

10. CORPO C2: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV, rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV, rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

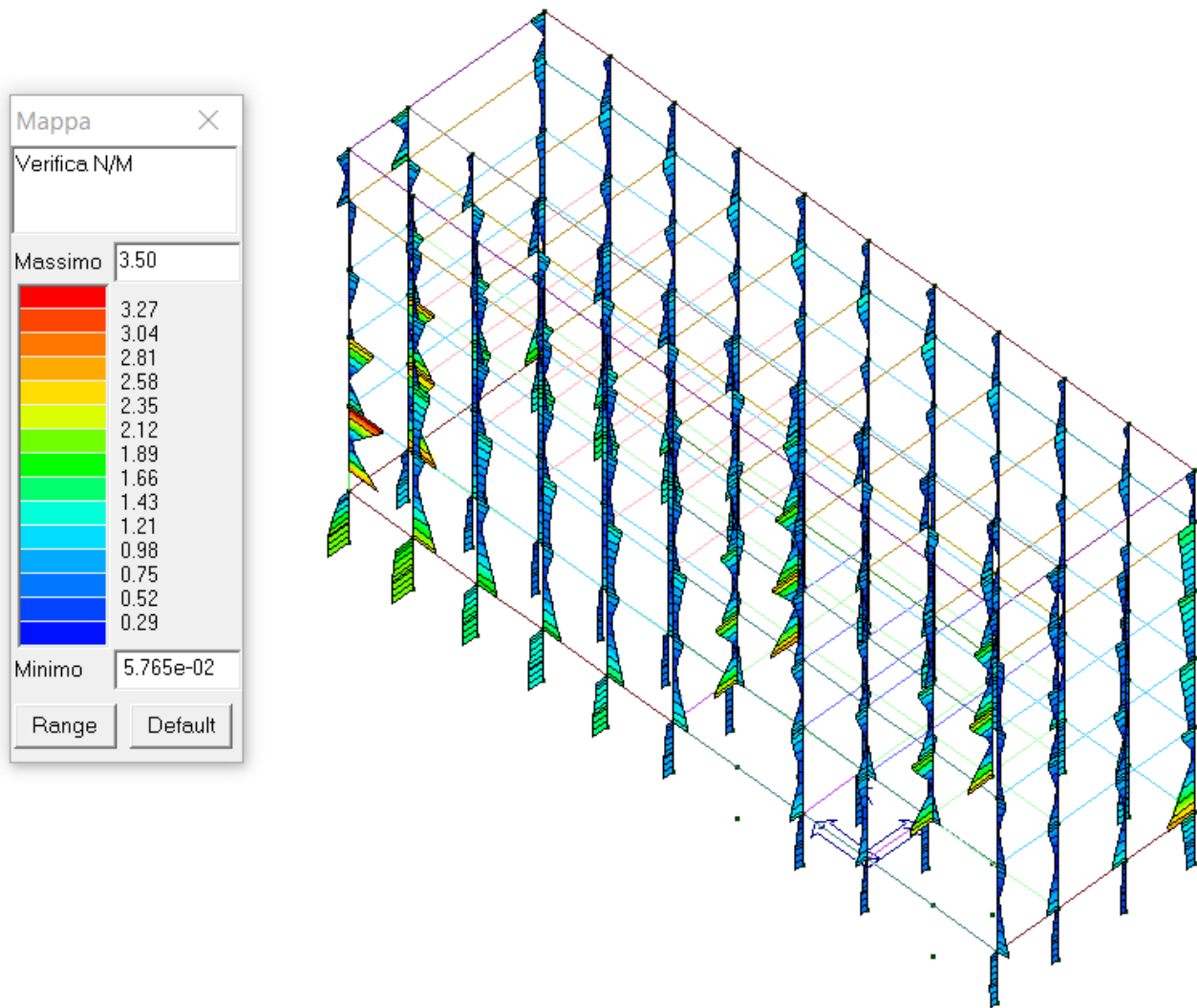
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastri	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	1,3		0,210		0,162		949	440
	V/T acc	3,5		0,210		0,060		949	40
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	1,7		0,210		0,124		949	216
	V/T acc	3		0,210		0,070		949	56

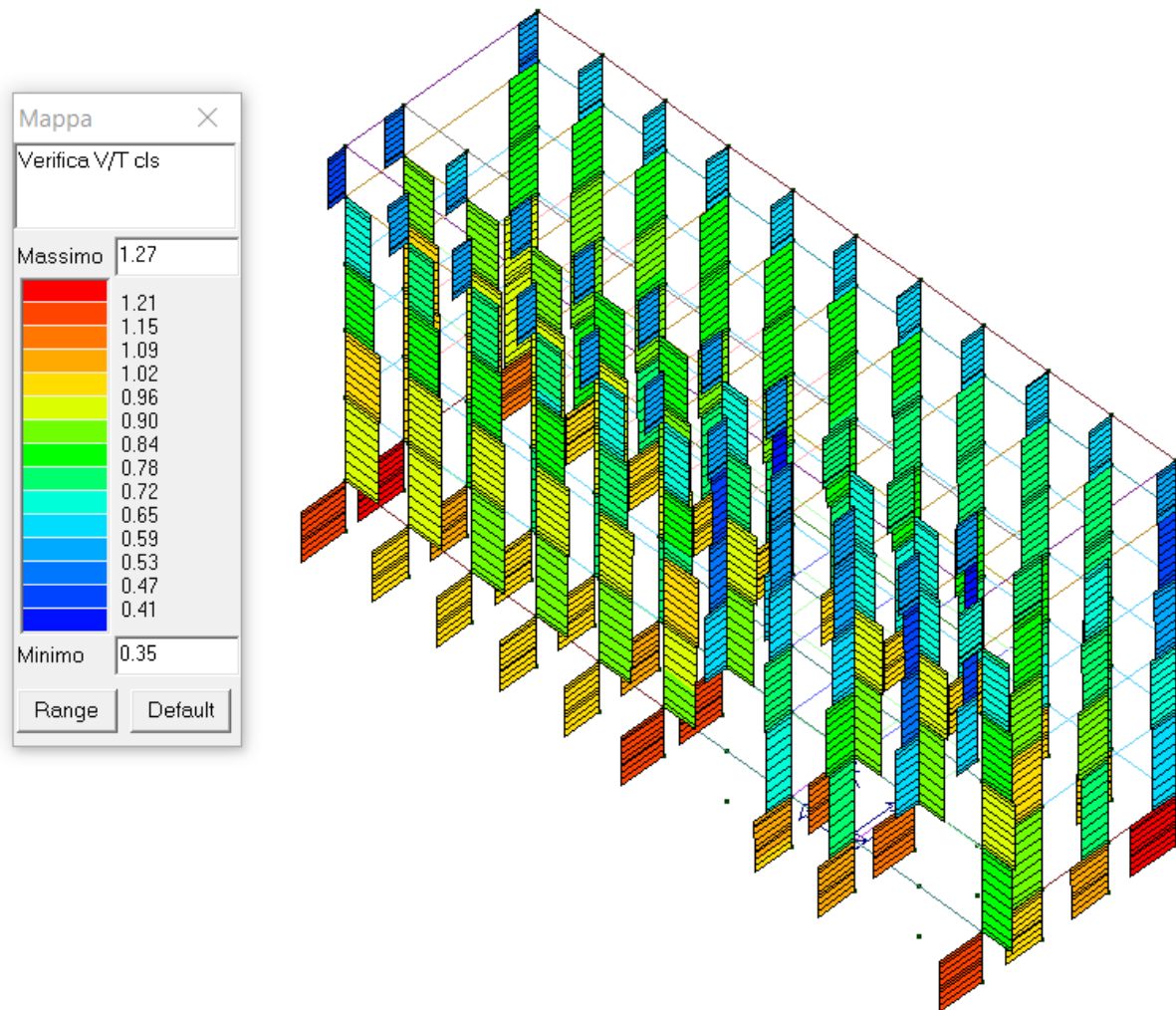
10.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



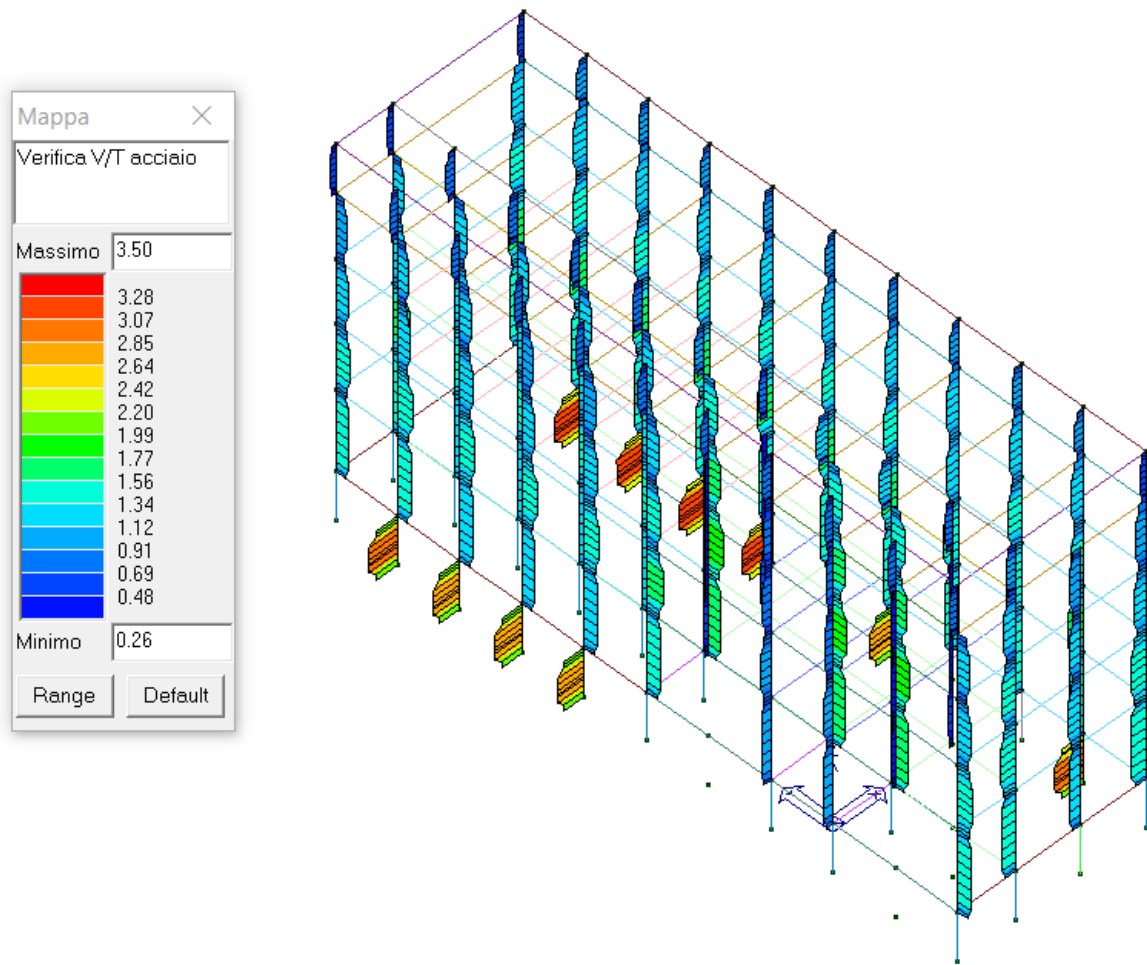
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 1,30$.

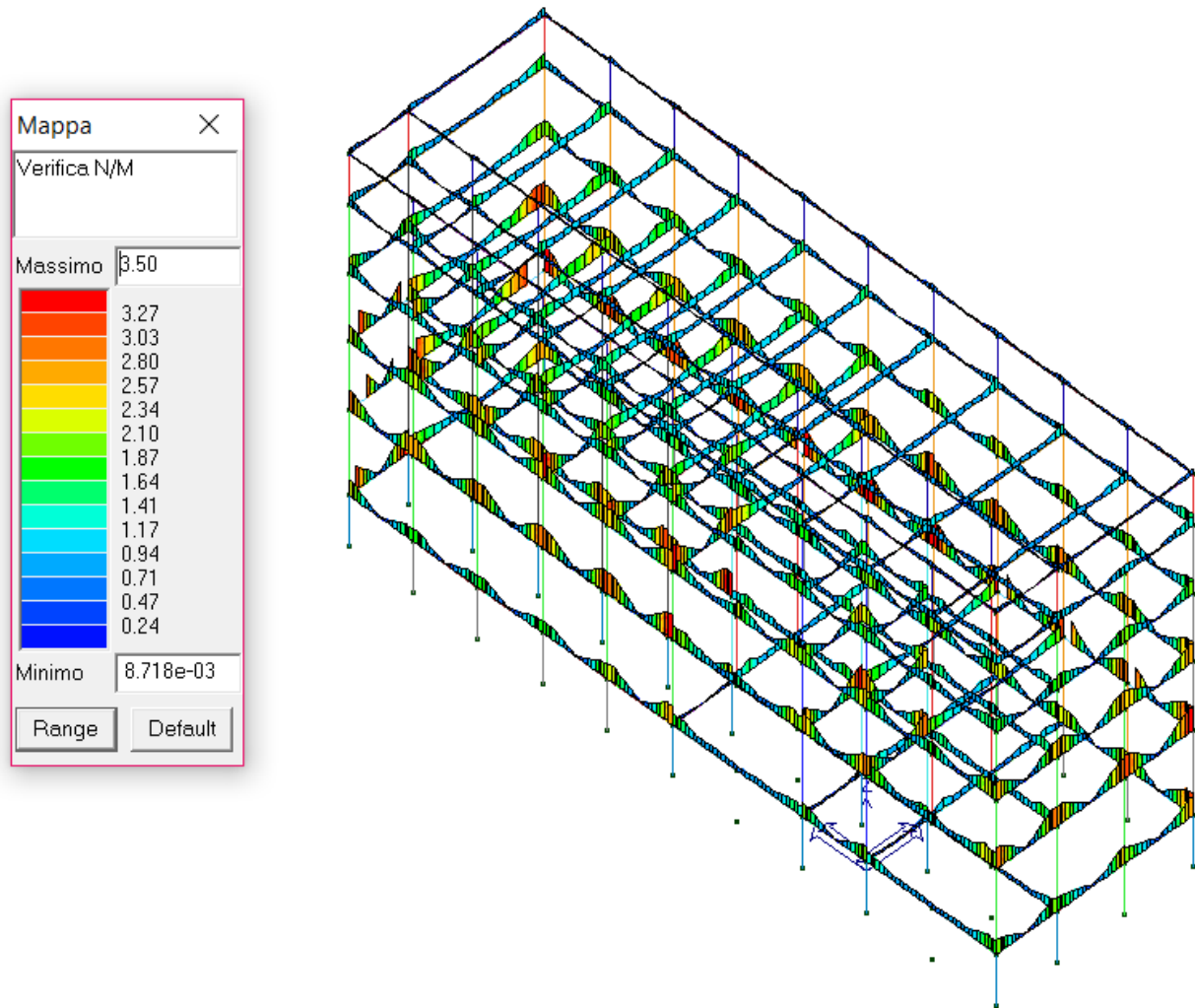


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,5$.

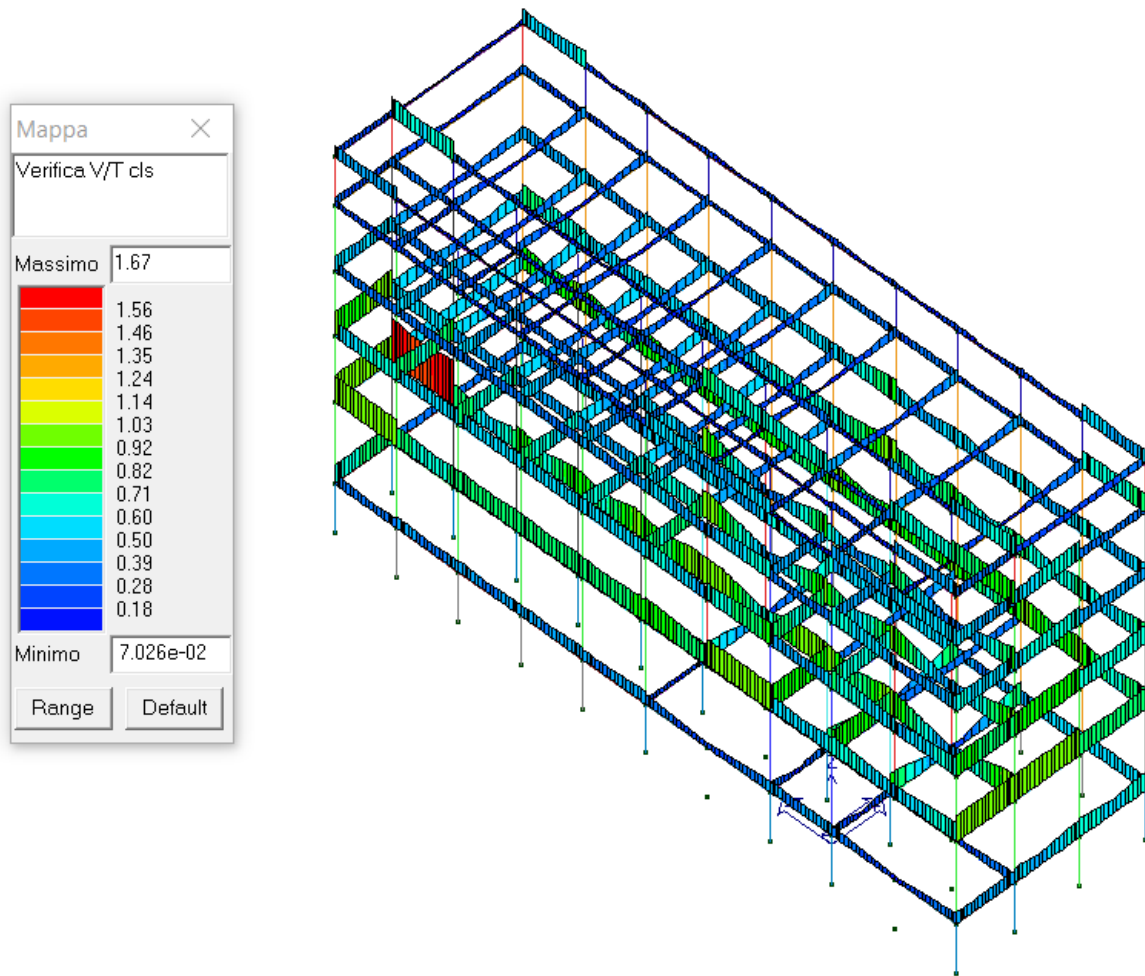
10.2 Travi in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



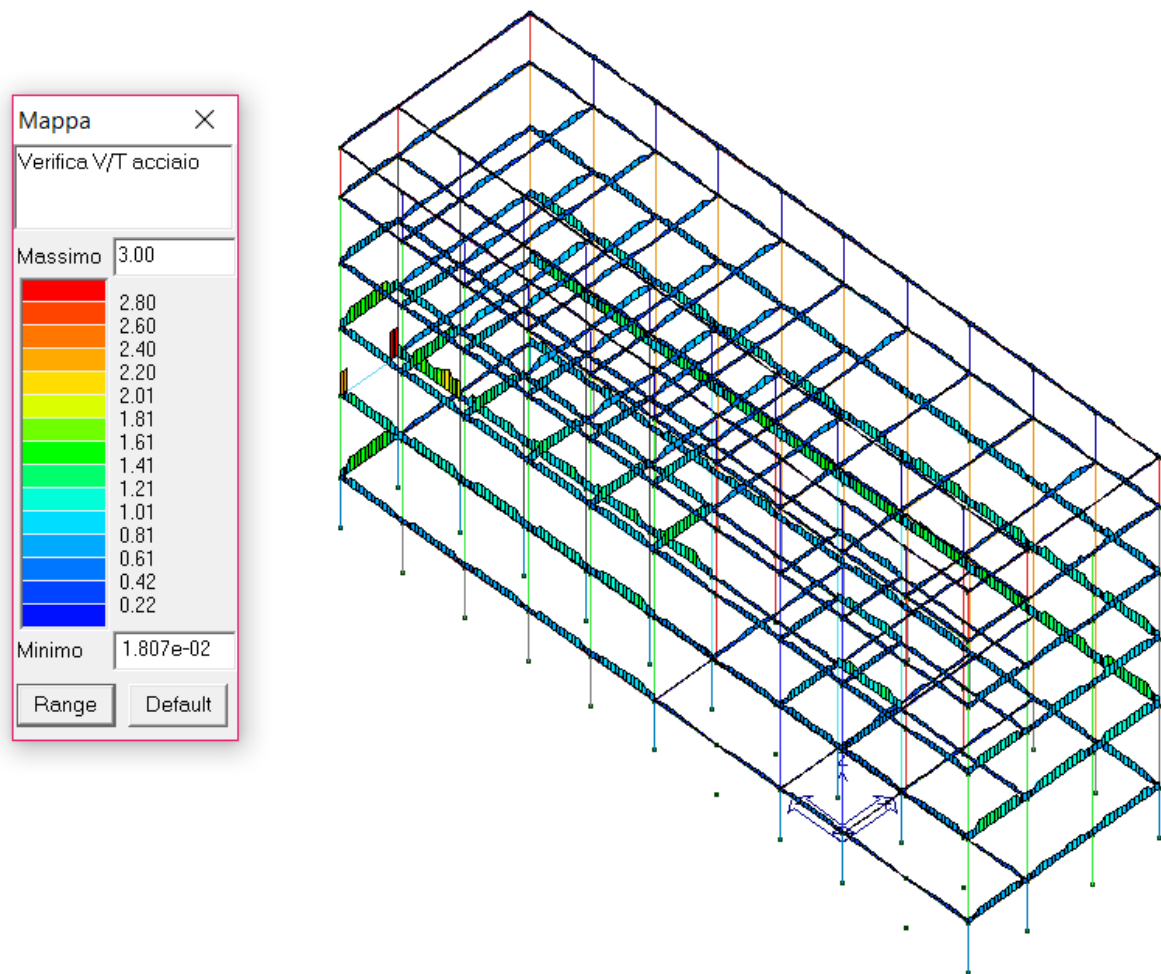
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 1,70$.



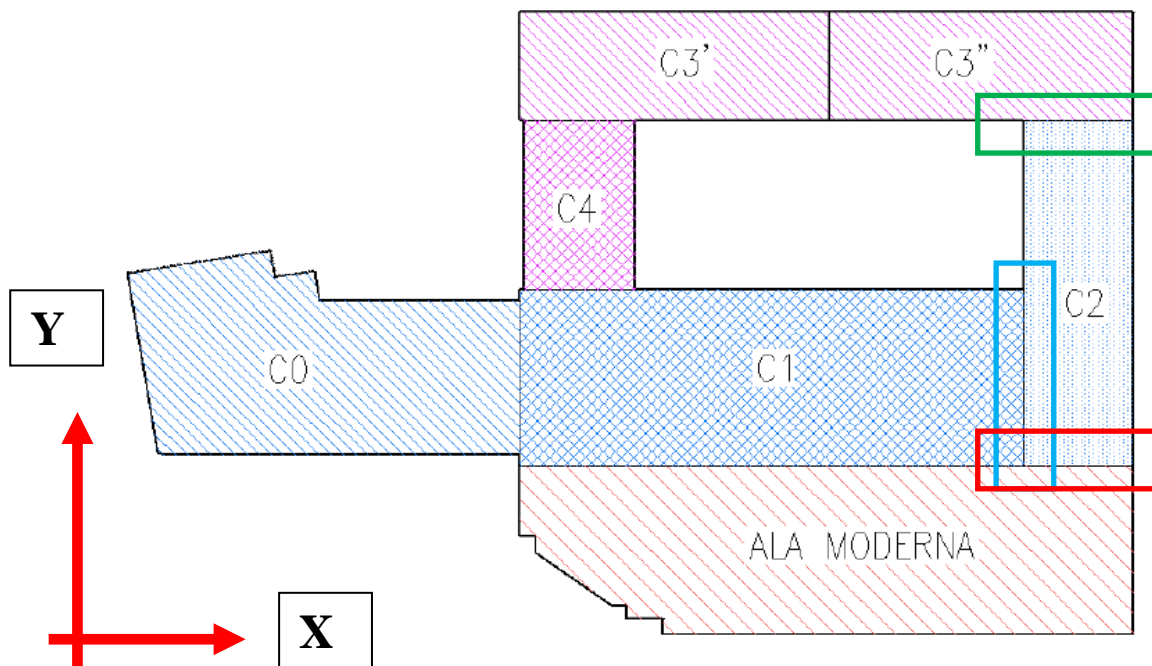
Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,0$.

10.3 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



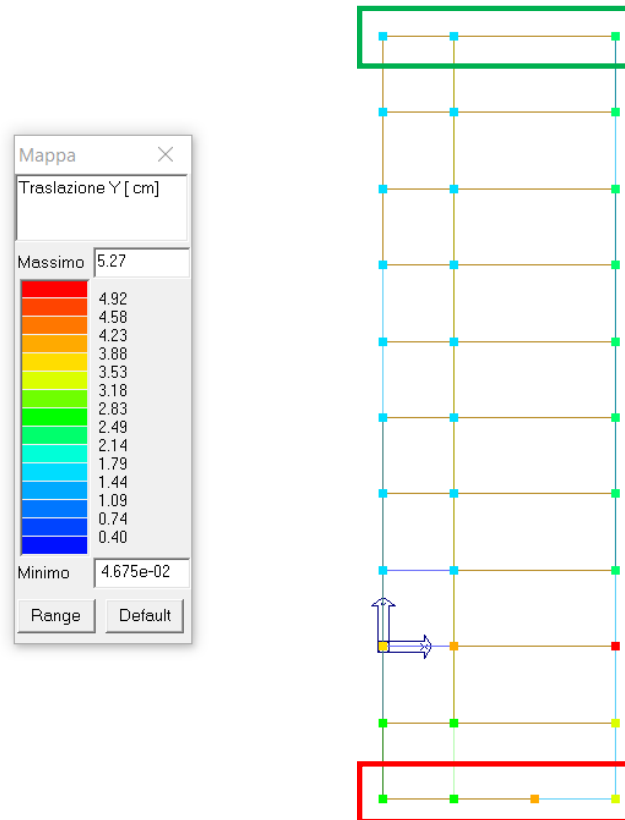
Posizionamento dei giunti esistenti – giunti in oggetto: rettangolo rosso tra C2 e Ala Moderna, rettangolo azzurro tra C2 e C1, rettangolo verde tra C2 e C3''

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

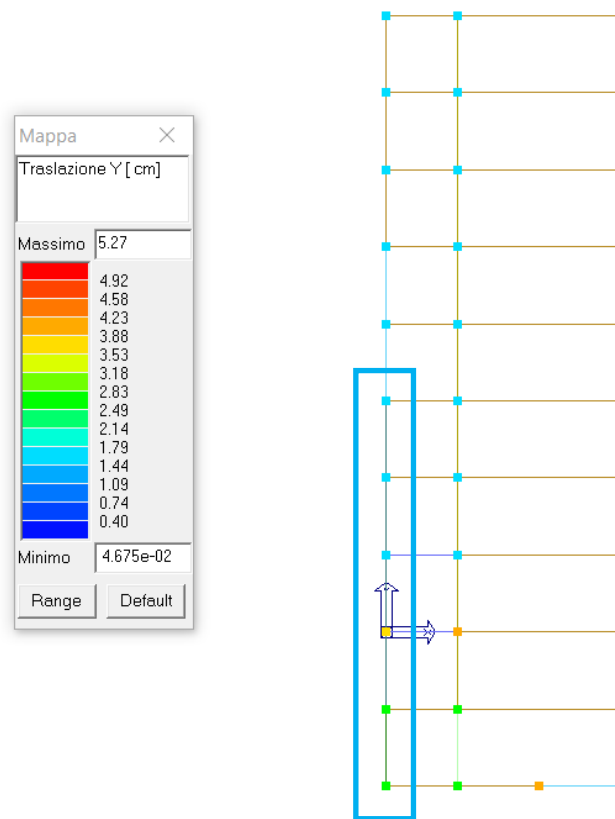
- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.



Corpo C2 - Spostamento massimo (sisma y) in adiacenza all'Ala Moderna (rettangolo rosso) e al Corpo C3'' (rettangolo verde)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ cm}$$



Corpo C2 - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C1 (rettangolo blu)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 2,0 = 4,0 \text{ cm}$$

10.4 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF						
SLV						
c.a.			alfa - SLV		beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}
Pilastri	N/M		0,29		0,04	0,27
	V/T cls		0,77		0,46	0,73
	V/T acc		0,29		0,04	0,27
c.a.			alfa - SLV		beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}
Travi	N/M		0,29		0,04	0,27
	V/T cls		0,59		0,23	0,55
	V/T acc		0,33		0,06	0,31

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29$$

pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in
c.a., taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.
(SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27$$

pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in
c.a., taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.
(SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la **vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza**. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premessi e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
 $(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$
 essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO								
SLV								
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	T Intervento	
Pilastri	N/M	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
	V/T cls	1,3	0,210	0,162	949	440	23,1	
	V/T acc	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Travi	N/M	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
	V/T cls	1,7	0,210	0,124	949	216	11,3	
	V/T acc	3	0,210	0,070	949	56	2,9	

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in c.a. e taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.) è maggiore di 2 anni.

11. CORPO C3': VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV, rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV, rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

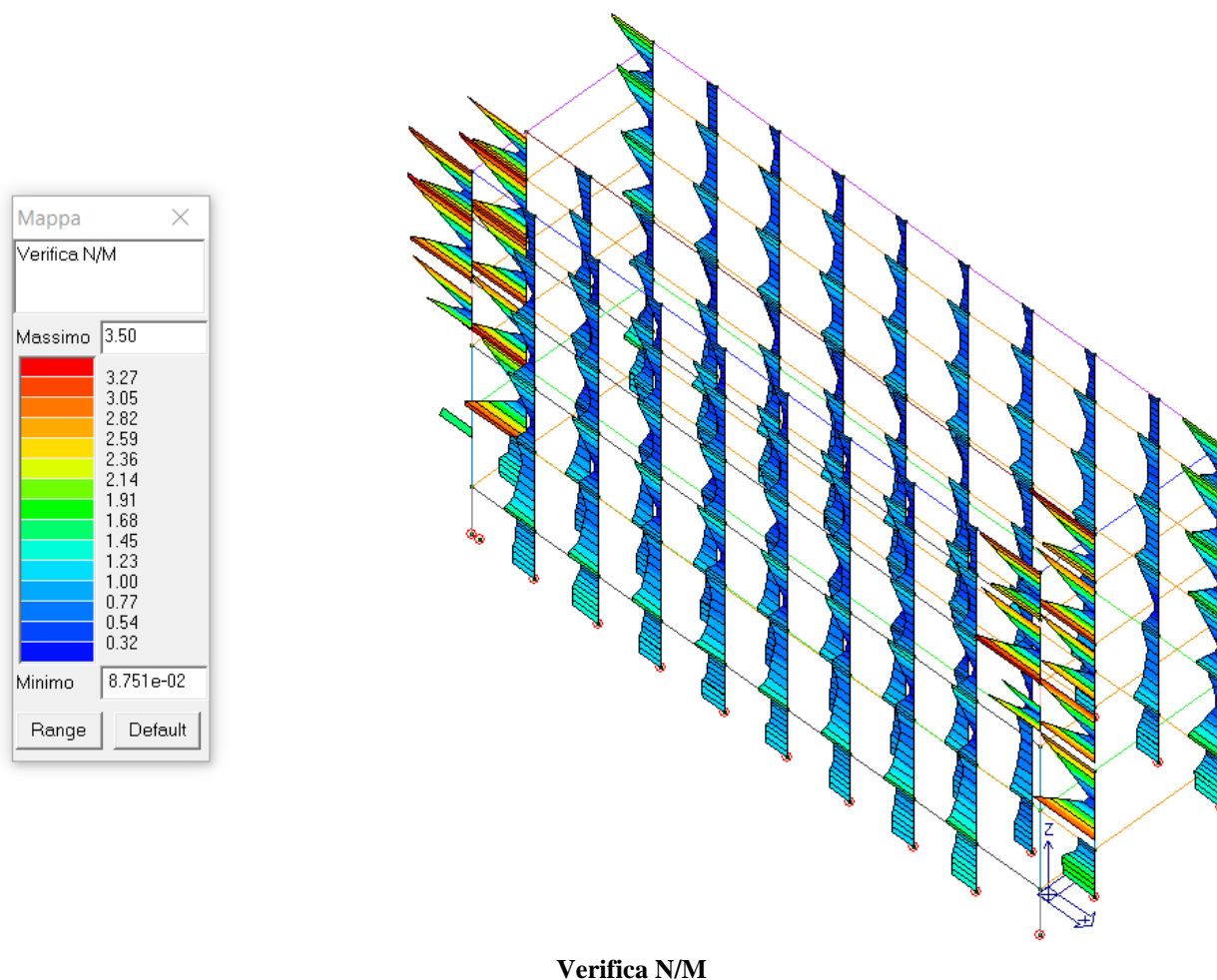
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

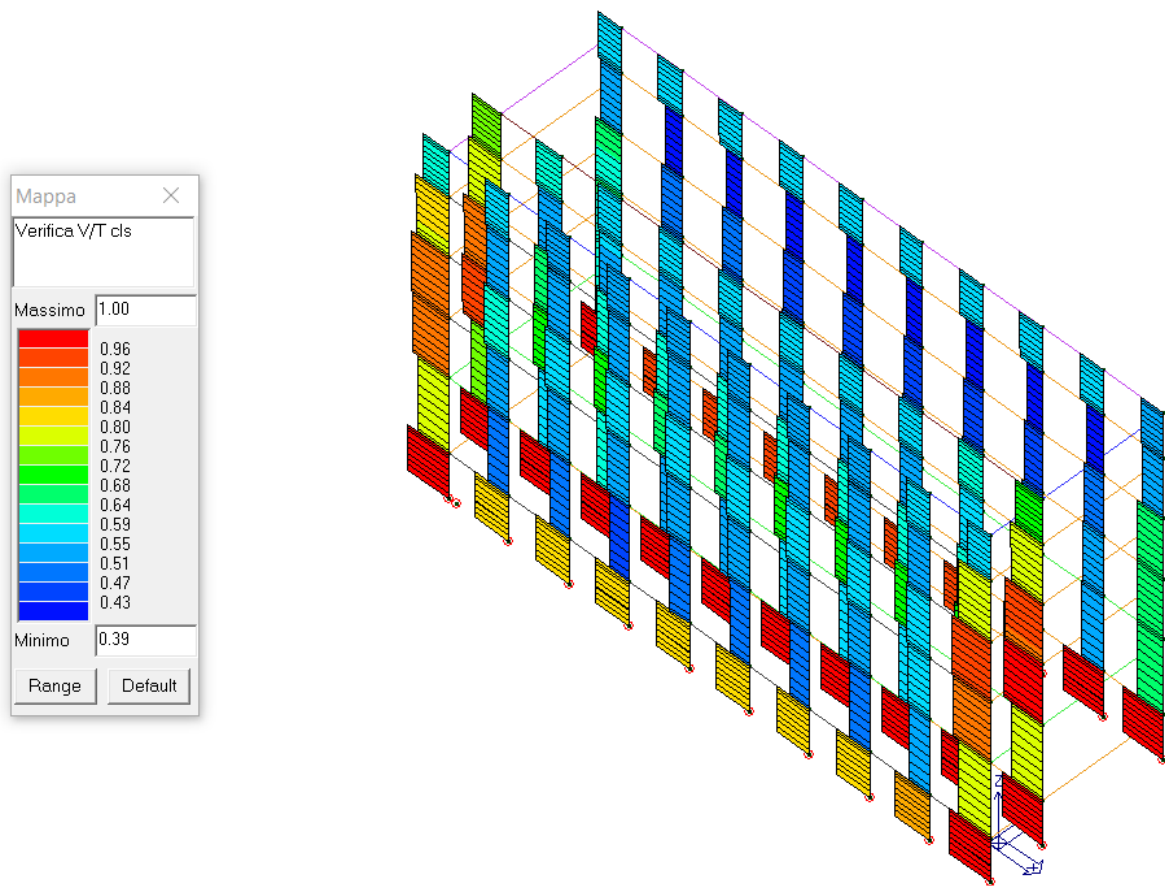
STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastri	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	1		0,210		0,210		949	949
	V/T acc	3,5		0,210		0,060		949	40
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	1,15		0,210		0,183		949	630
	V/T acc	2,7		0,210		0,078		949	72

11.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:

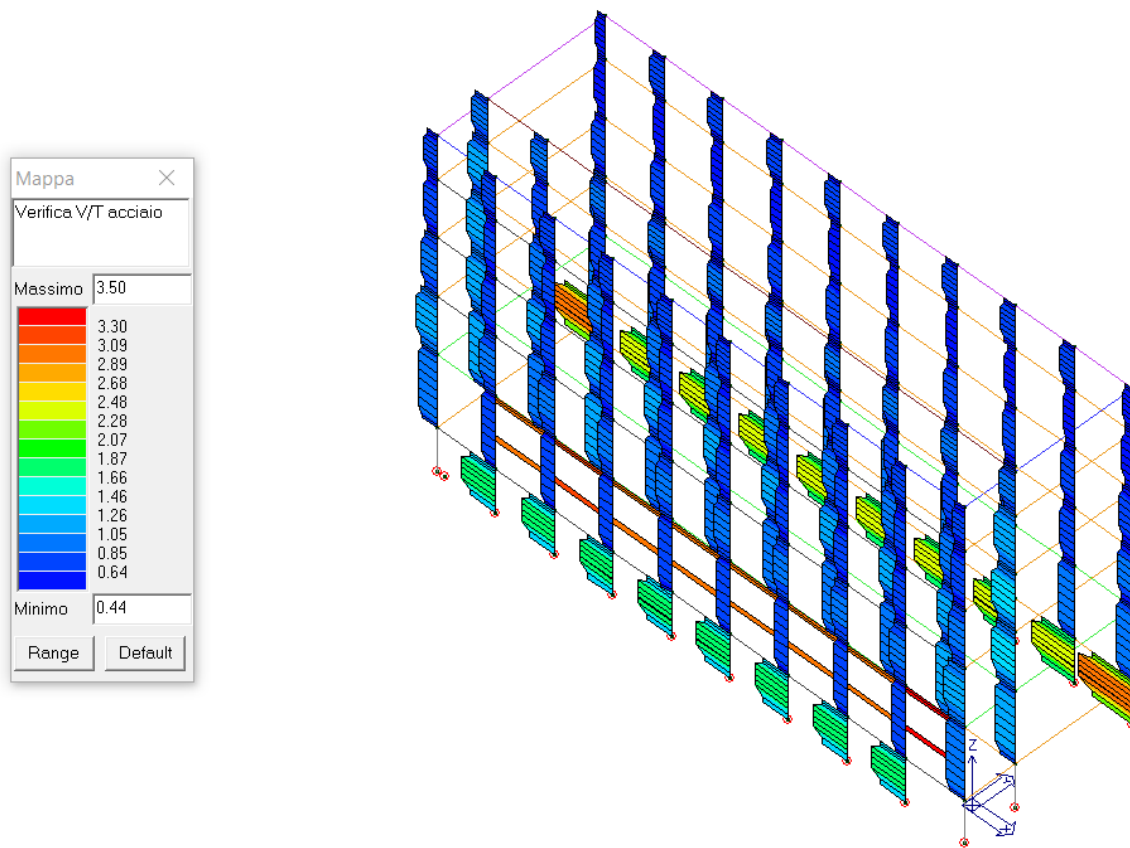


La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo dei pilastri è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1: $I(V/T)_{\max} = 1,0$.

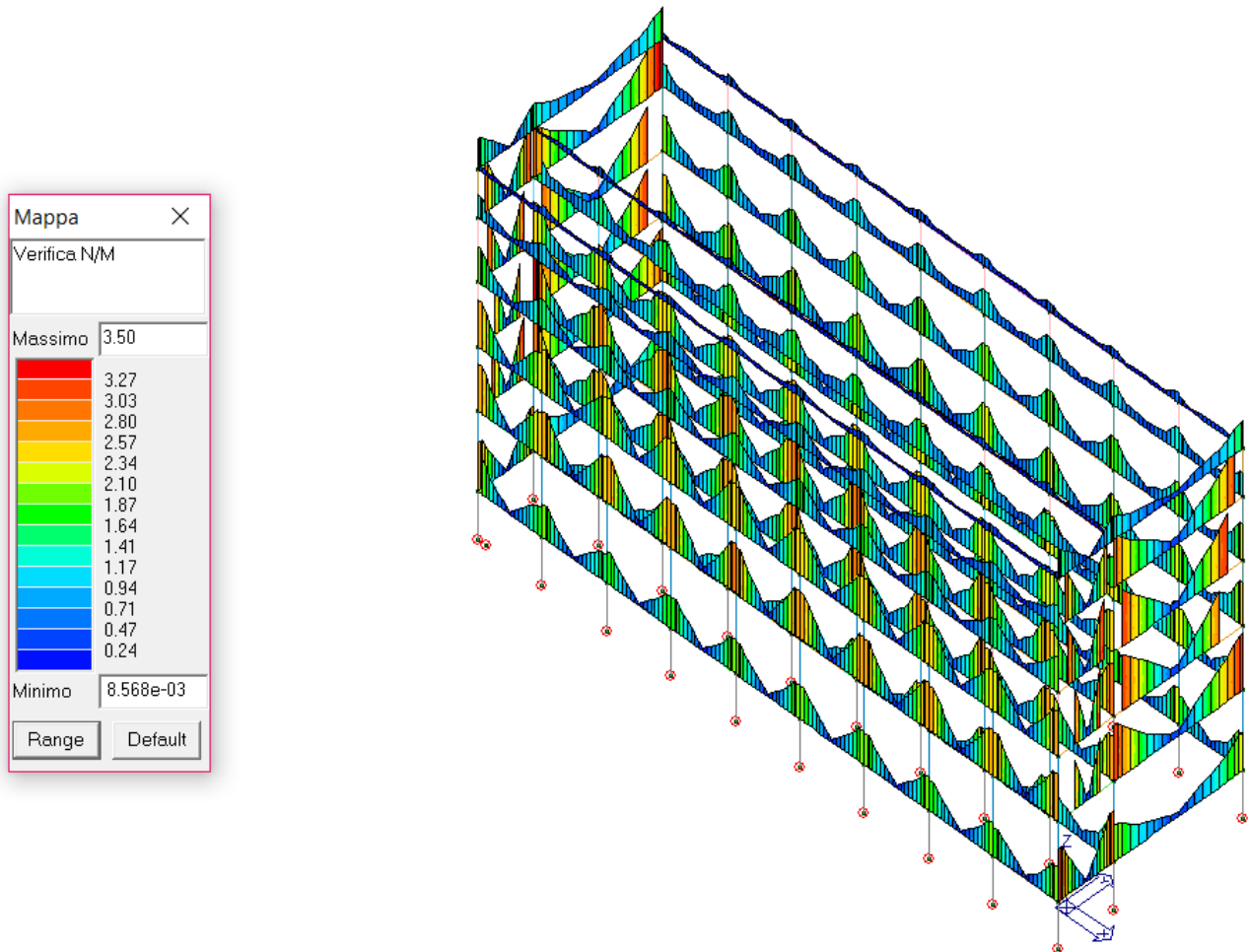


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,5$.

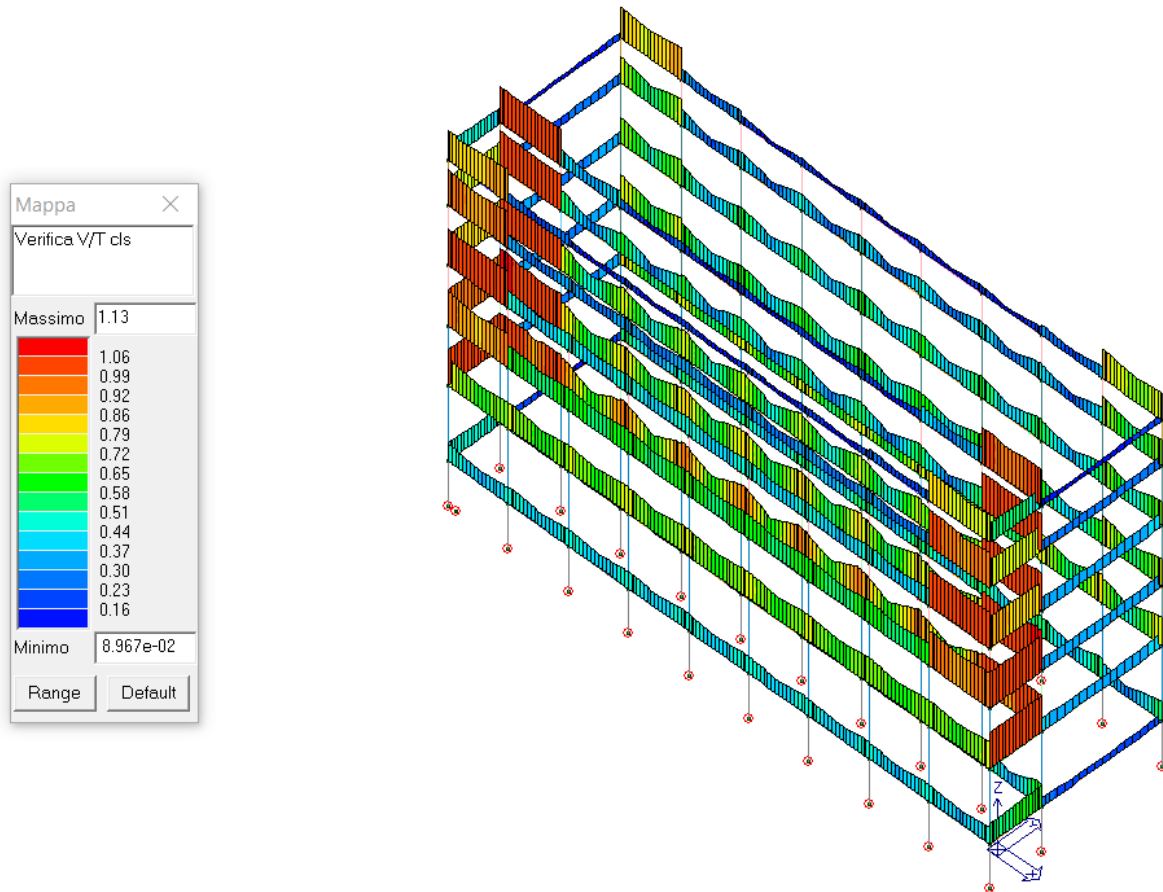
11.2 Travi in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



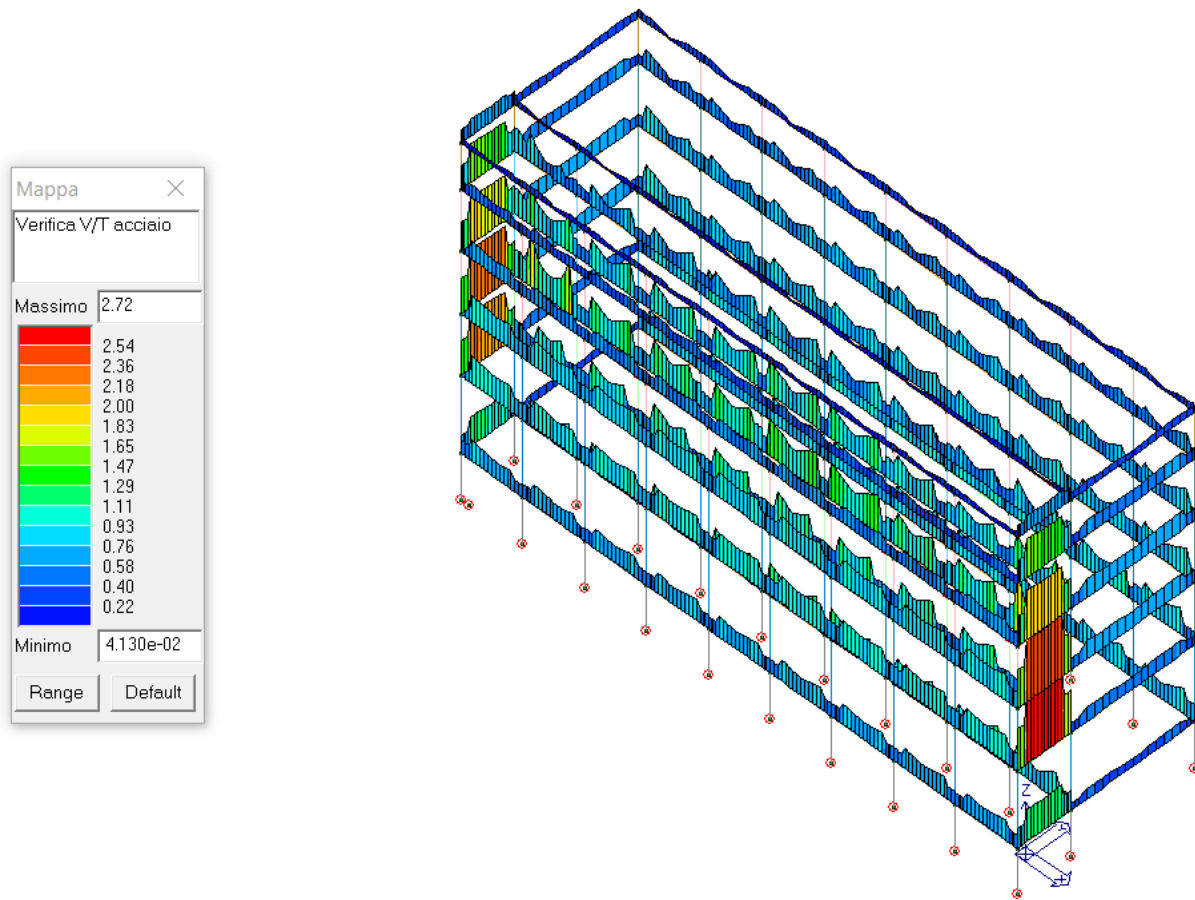
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 1,15$.



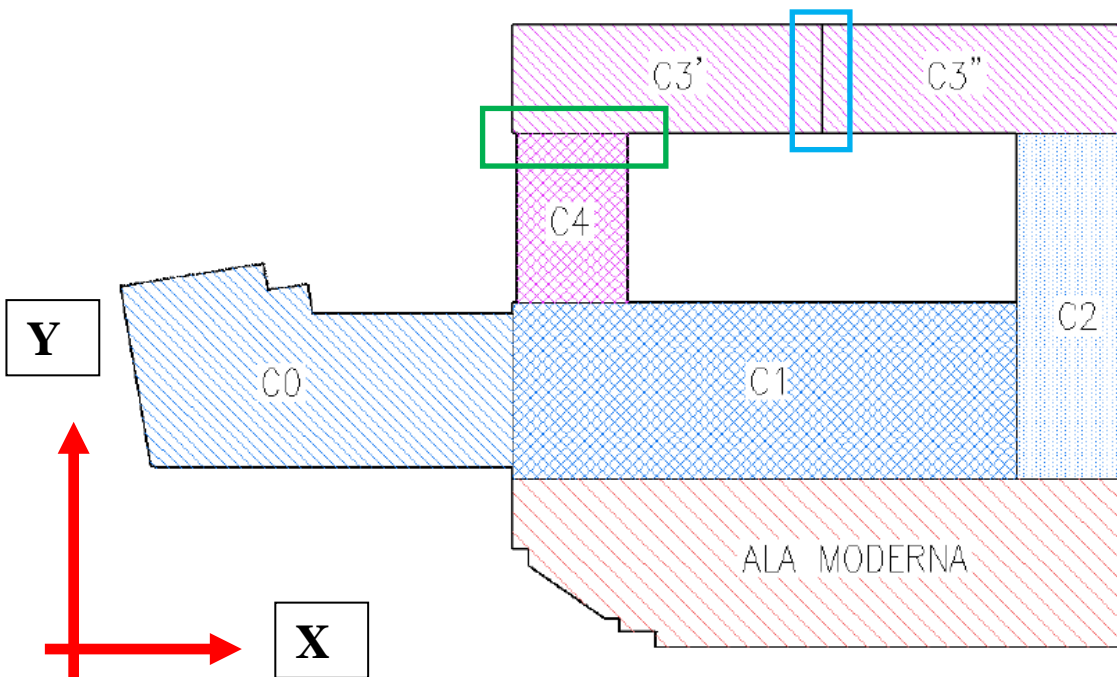
Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 2,7$.

11.3 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



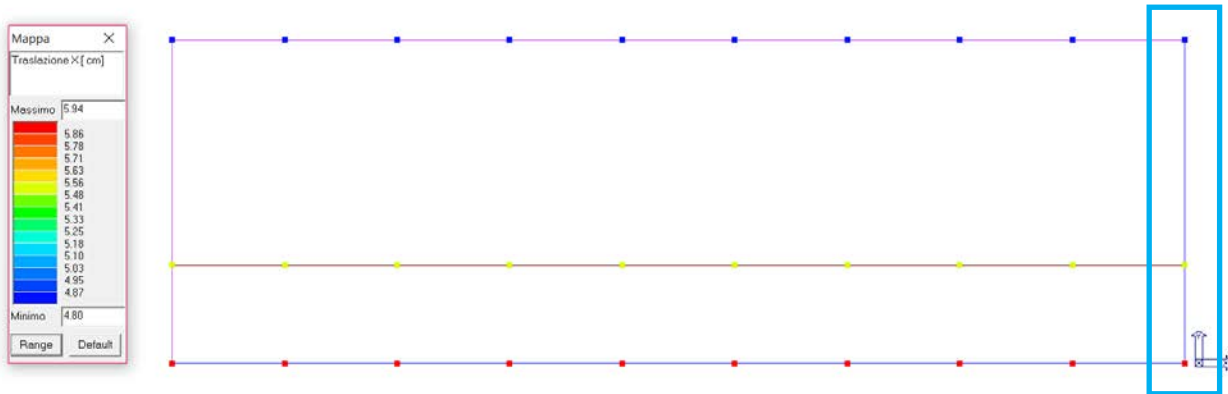
Posizionamento dei giunti esistenti – giunti in oggetto: rettangolo verde tra C3' e C4, rettangolo azzurro tra C3' e C3''

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

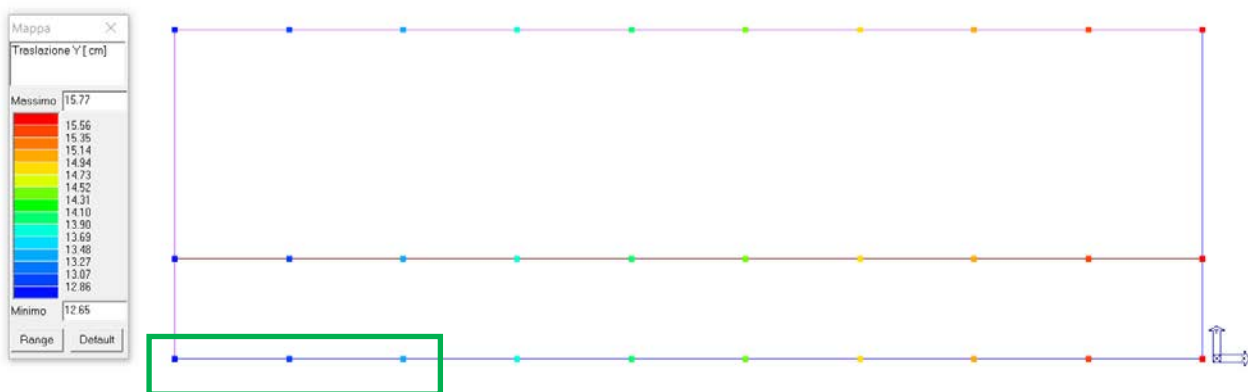
- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.



Corpo C3' - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C3'' (rettangolo azzurro)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 6,0 = 12,0 \text{ cm}$$



Corpo C3' - Spostamento massimo (sisma y) in adiacenza al Corpo C4 (rettangolo verde)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 15,8 = 31,6 \text{ cm}$$

11.4 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF					
SLV					
c.a.		alfa - SLV		beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}
Pilastri	N/M	0,29		0,04	0,27
	V/T cls	1,00		1,00	1,00
	V/T acc	0,29		0,04	0,27
c.a.		alfa - SLV		beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}
Travi	N/M	0,29		0,04	0,27
	V/T cls	0,87		0,66	0,85
	V/T acc	0,37		0,08	0,35

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29$$

pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in
c.a., taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.
(SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27$$

pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in
c.a., taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.
(SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la **vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza**. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premessi e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
 $(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$
 essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO								
SLV								
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	T Intervento	
Pilastri	N/M	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
	V/T cls	1	0,210	0,210	949	949	49,8	
	V/T acc	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Travi	N/M	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
	V/T cls	1,15	0,210	0,183	949	630	33,1	
	V/T acc	2,7	0,210	0,078	949	72	3,8	

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in c.a. e taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.) è maggiore di 2 anni.

12. CORPO C3'': VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV, rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV, rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

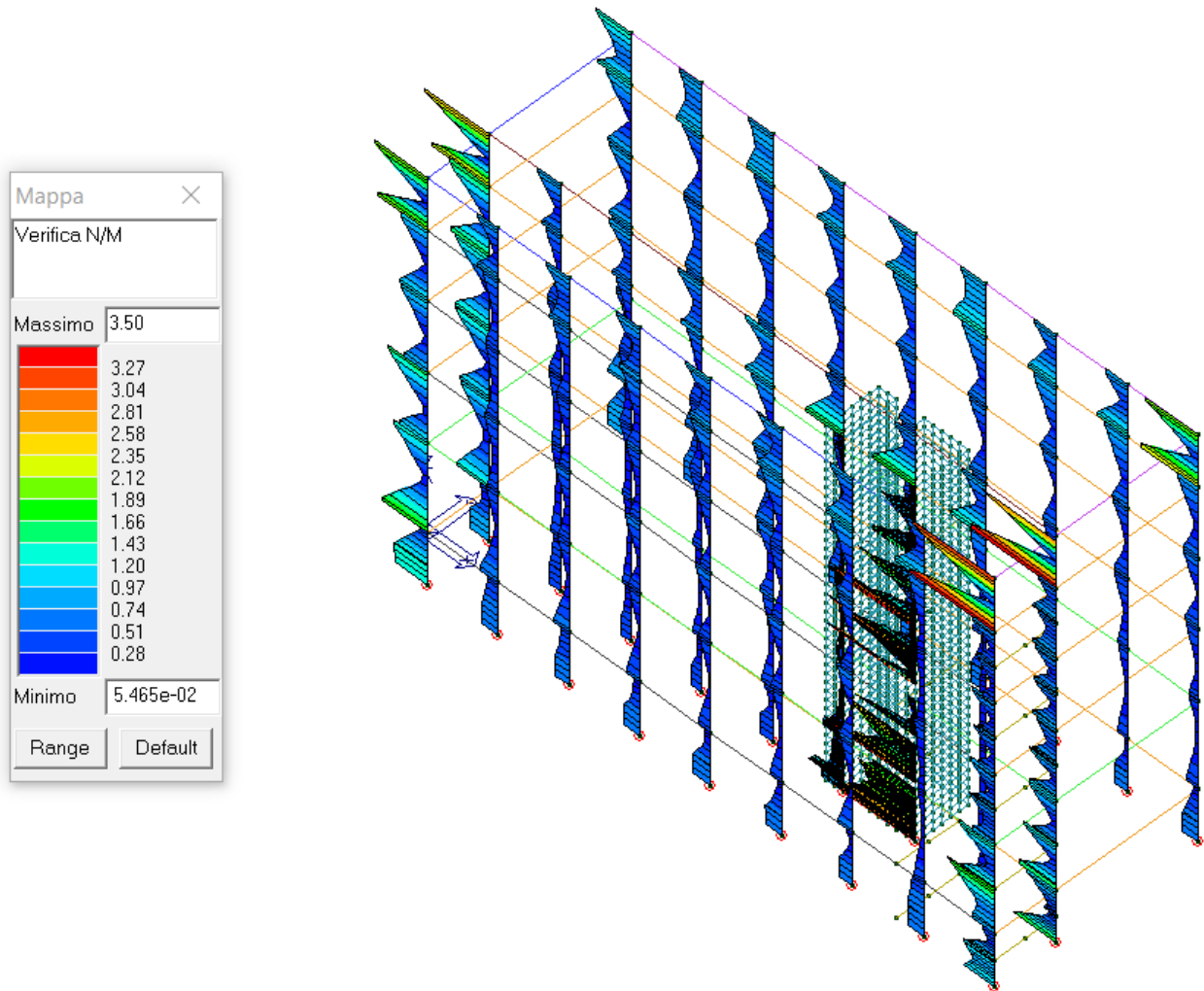
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi,
- pressoflessione (N/M) e tensioni tangenziali (τ) delle pareti.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastri	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	1		0,210		0,210		949	949
	V/T acc	3		0,210		0,070		949	56
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,2		0,210		0,066		949	48
	V/T cls	1,2		0,210		0,175		949	540
	V/T acc	2,5		0,210		0,084		949	88
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pareti	N/M	2,3		0,210		0,091		949	106
	τ/τ_{LIM}	1,6		0,210		0,131		949	250

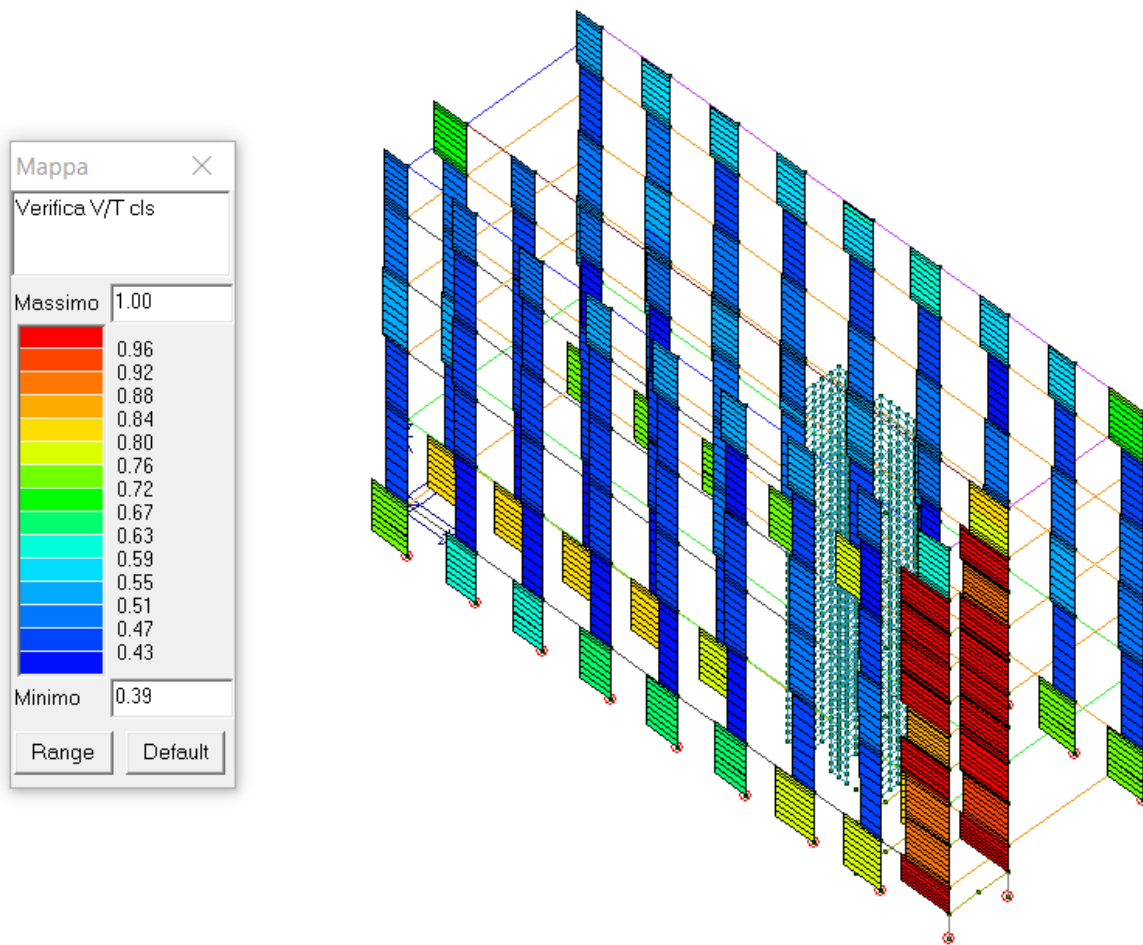
12.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



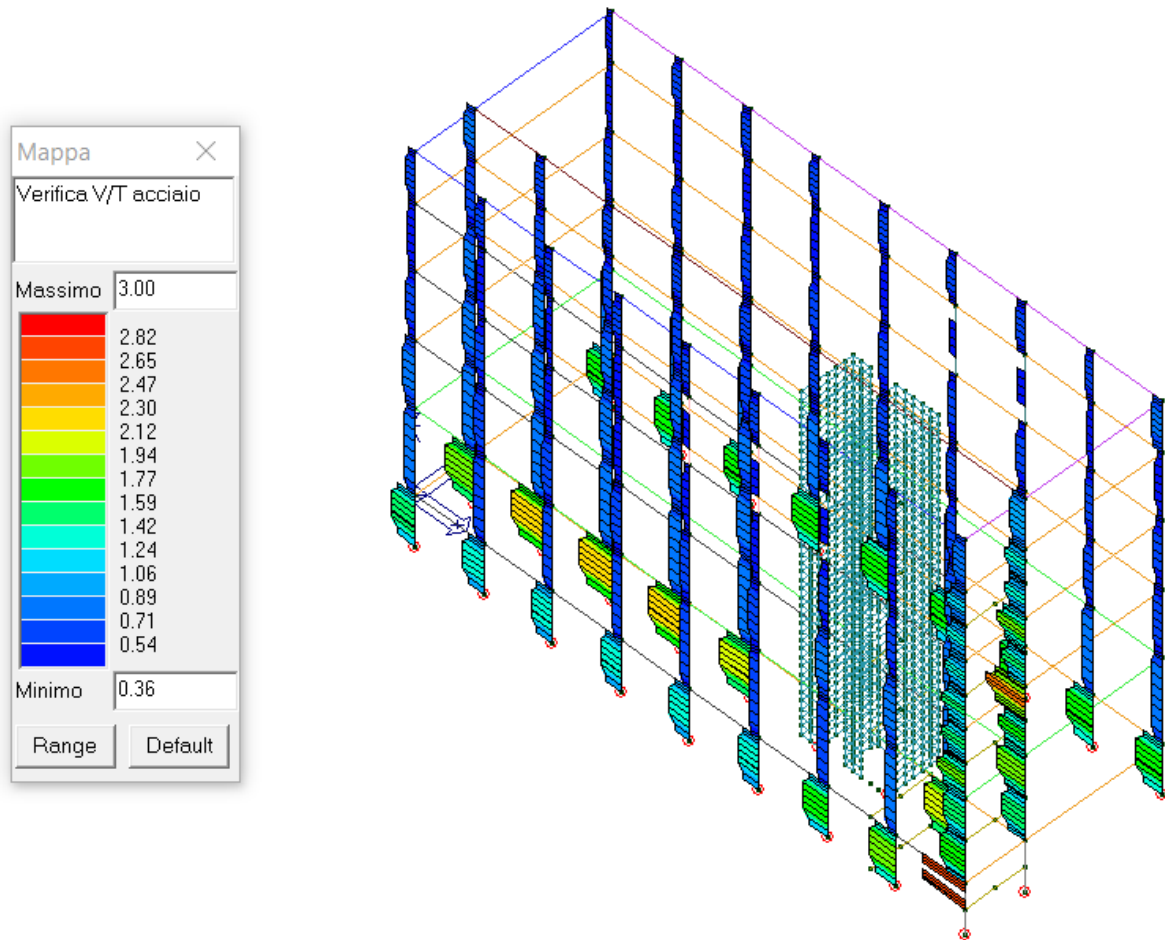
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo dei pilastri è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1: $I(V / T)_{\max} = 1,0$.

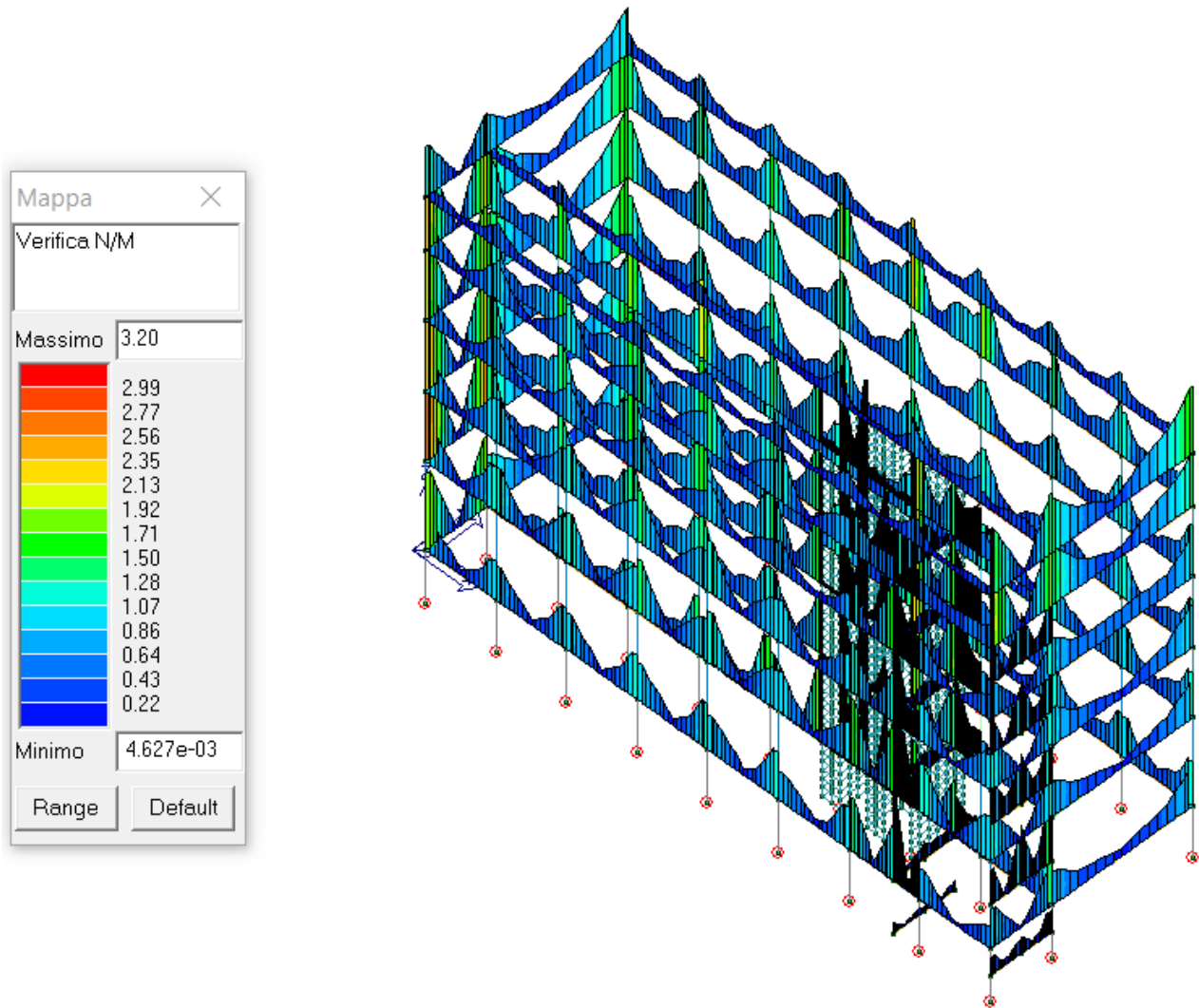


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 3,0$.

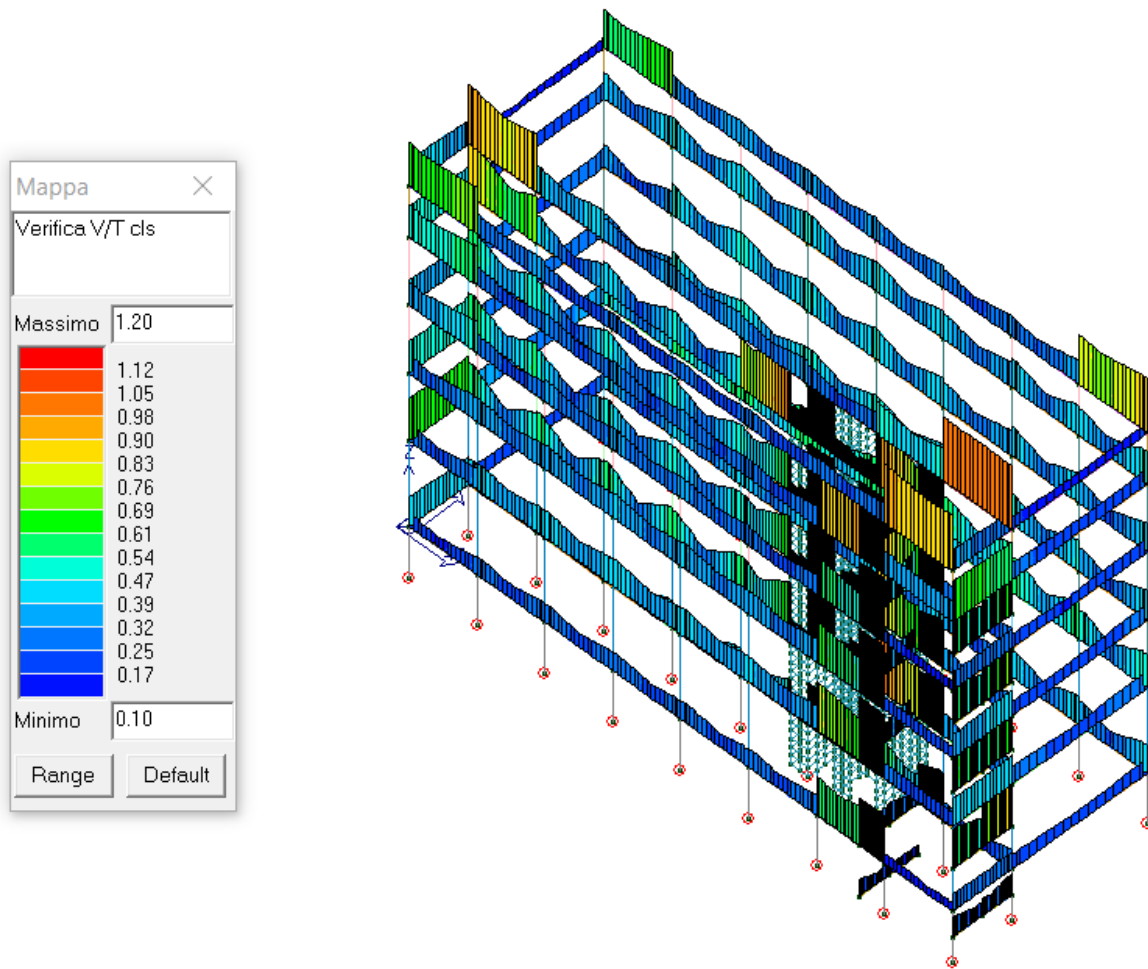
12.2 Travi in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



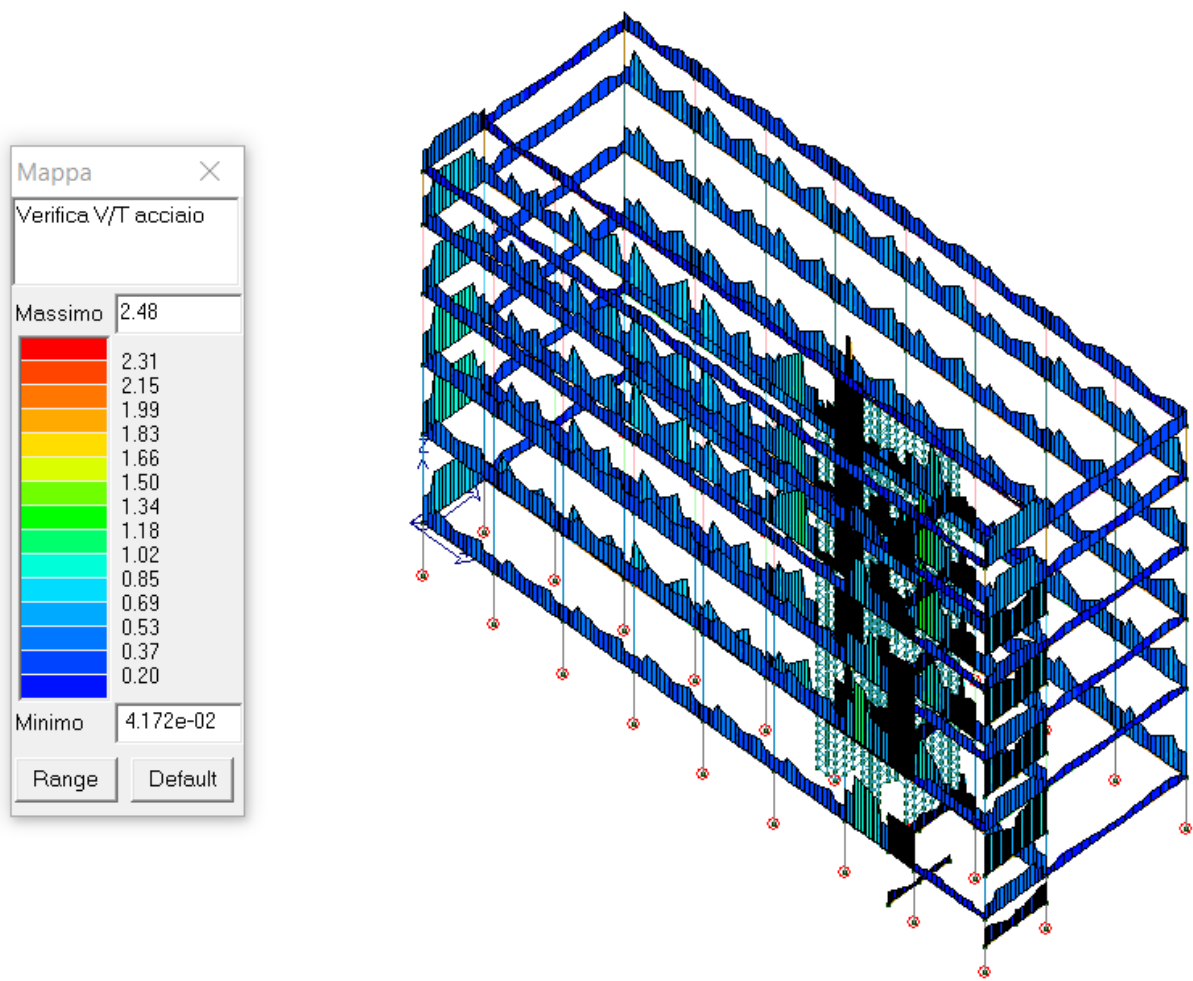
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,2$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 1,15$.

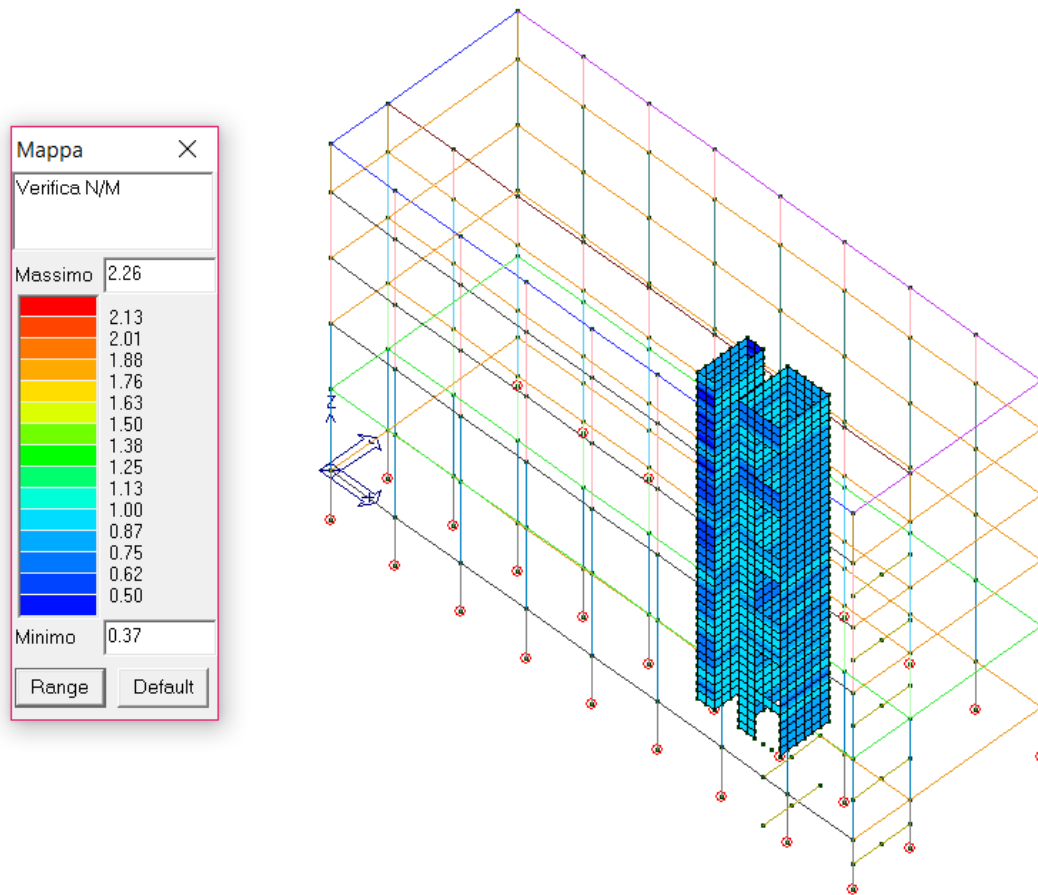


Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 2,5$.

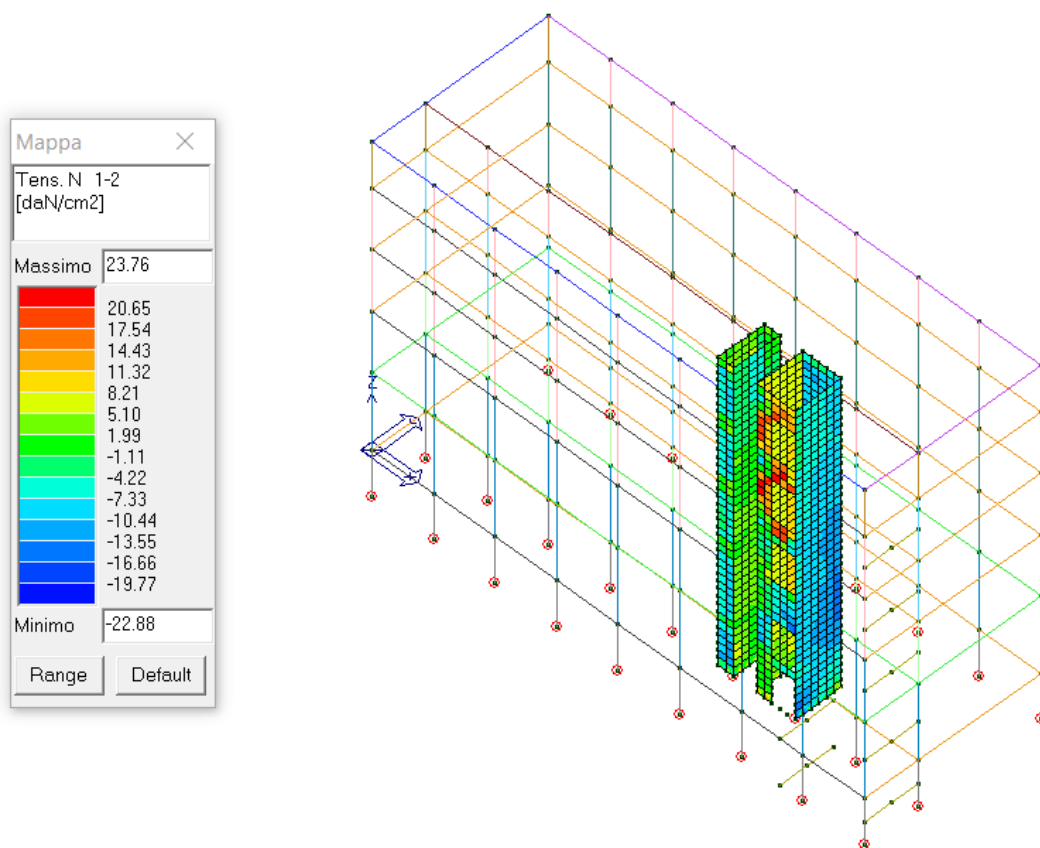
12.3 Pareti in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le pareti in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune pareti in c.a. non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 2,3$.



Tensioni massime tangenziali

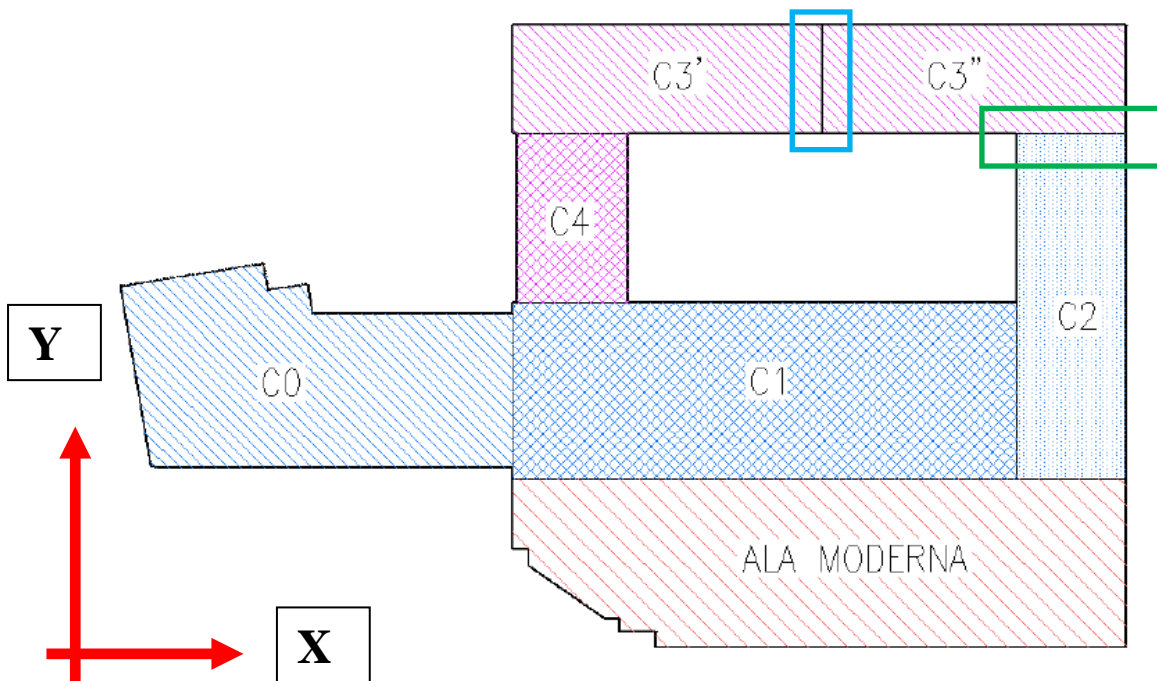
Il valore massimo della tensione tangenziale (pari a circa $\tau = 23,8 \text{ daN} / \text{cm}^2$) è maggiore del valore ultimo di tensione tangenziali del calcestruzzo utilizzato per le pareti C25/30 (cautelativamente assunto pari a $\tau_u = 15 \text{ daN} / \text{cm}^2$).

La verifica delle tensioni tangenziali (meccanismo di rottura a taglio delle parti in c.a.) non è quindi soddisfatta, in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(\tau) = \tau / \tau_u = 1,60$.

12.4 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



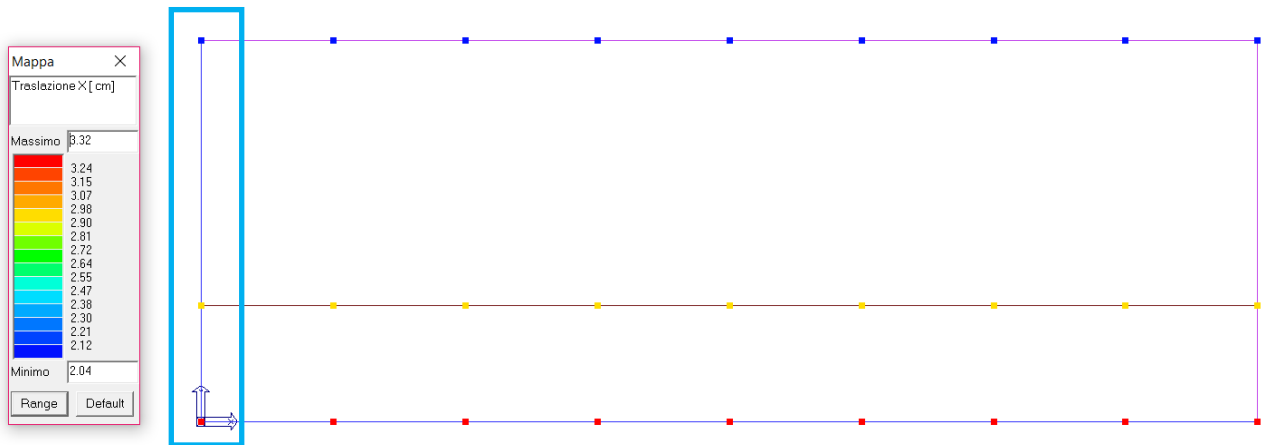
Posizionamento dei giunti esistenti – giunti in oggetto: rettangolo verde tra C3'' e C2, rettangolo azzurro tra C3'' e C3'

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

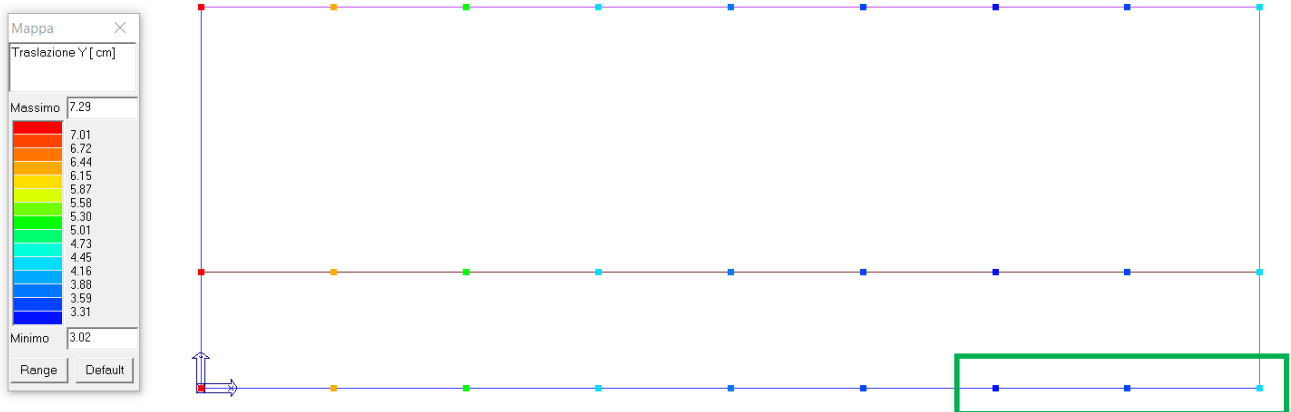
- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.



Corpo C3'' - Spostamento massimo (sisma x) in adiacenza al Corpo C3' (rettangolo azzurro)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 3,3 = 6,6 \text{ cm}$$



Corpo C3'' - Spostamento massimo (sisma y) in adiacenza al Corpo C2 (rettangolo verde)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 7,3 = 14,6 \text{ cm}$$

12.5 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF					
SLV					
c.a.			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Pilastri	N/M		0,29	0,04	0,27
	V/T cls		1,00	1,00	1,00
	V/T acc		0,33	0,06	0,31
c.a.			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Travi	N/M		0,31	0,05	0,29
	V/T cls		0,83	0,57	0,79
	V/T acc		0,40	0,09	0,38
c.a.			alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV)^{0,41}
Pareti	N/M		0,43	0,11	0,41
	τ/τ_{LIM}		0,63	0,26	0,58

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29$$

pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in
c.a., taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.
(SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27$$

pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in
c.a., taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.
(SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la **vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza**. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premessi e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
 $(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$
 essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO								
SLV								
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF	T Intervento	
Pilastri	N/M	3,5	0,210	0,060	949	40	2,1	
	V/T cls	1	0,210	0,210	949	949	49,8	
	V/T acc	3	0,210	0,070	949	56	2,9	
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Travi	N/M	3,2	0,210	0,066	949	48	2,5	
	V/T cls	1,2	0,210	0,175	949	540	28,4	
	V/T acc	2,5	0,210	0,084	949	88	4,6	
c.a.		valori da modello SLV	PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Pareti	N/M	2,3	0,210	0,091	949	106	5,6	
	τ/τ_{LIM}	1,6	0,210	0,131	949	250	13,1	

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M dei pilastri e delle travi in c.a. e taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.) è maggiore di 2 anni.

13. CORPO C4: VERIFICA DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI SISMICI (SLV)

La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta, per quanto riguarda il comportamento sismico dei pilastri e delle travi in c.a., ovvero la struttura non è in grado di sopportare un sisma allo SLV con periodo di ritorno $T_{R-SLV, rif} = 949$ anni e accelerazione pari a $a_{g-SLV, rif} = 0,210g$ in termini di resistenza dei pilastri e delle travi in c.a. (sia in riferimento alla resistenza a pressoflessione sia alla resistenza a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.), in quanto la capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma di elevata intensità.

Sono stati considerati diversi meccanismi di collasso che interessano i vari elementi della struttura, di seguito riassunti.

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in c.a.:

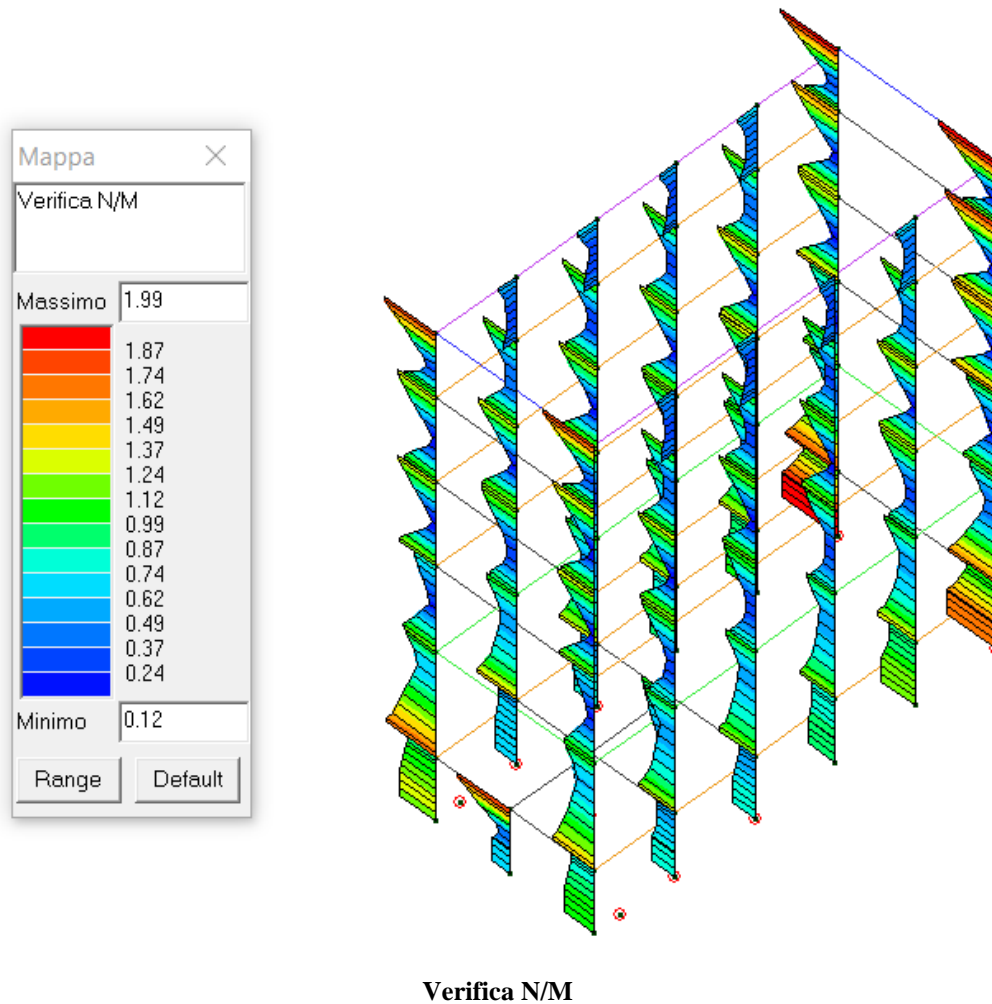
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) dei pilastri,
- pressoflessione (N/M) e taglio (V/T) delle travi.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata (i valori delle verifiche SLV sono riportati sotto forma di mappe di colore):

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastri	N/M	2		0,210		0,105		949	145
	V/T cls	1		0,210		0,210		949	949
	V/T acc	3		0,210		0,070		949	56
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Travi	N/M	3,5		0,210		0,060		949	40
	V/T cls	0,85		0,210		0,247		949	1570
	V/T acc	1,3		0,210		0,162		949	435

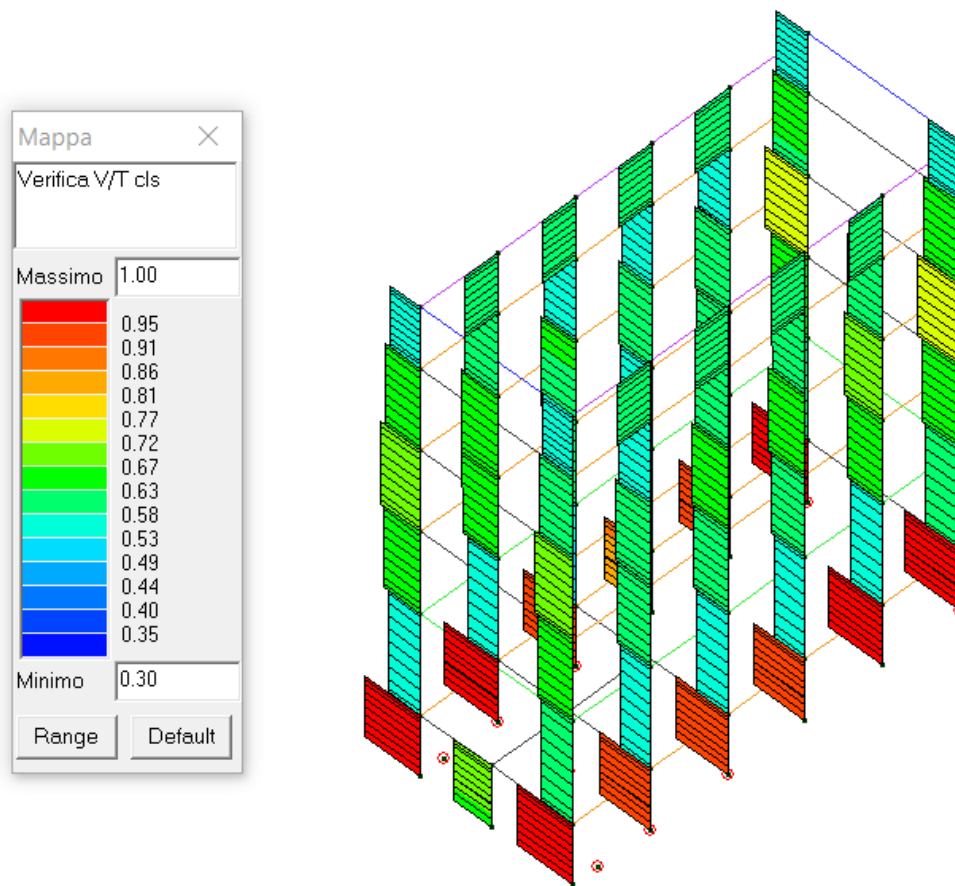
13.1 Pilastri in c.a.

I valori delle verifiche SLV per i pilastri in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



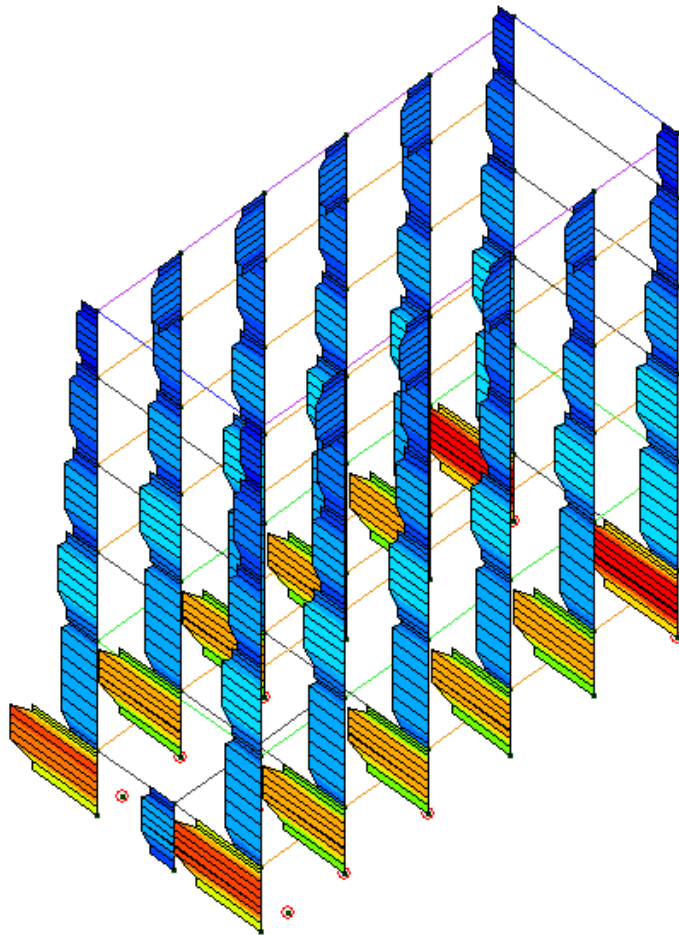
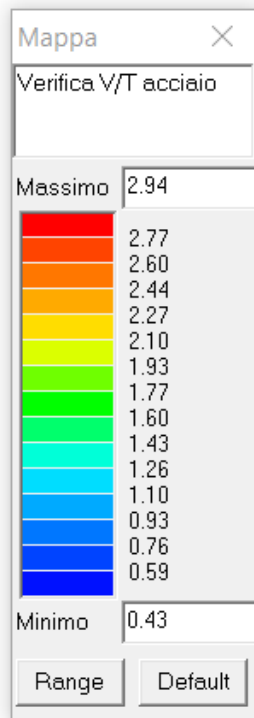
Verifica N/M

La verifica a pressoflessione (N/M) di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 2,0$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo dei pilastri è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1: $I(V/T)_{\max} = 1,0$.

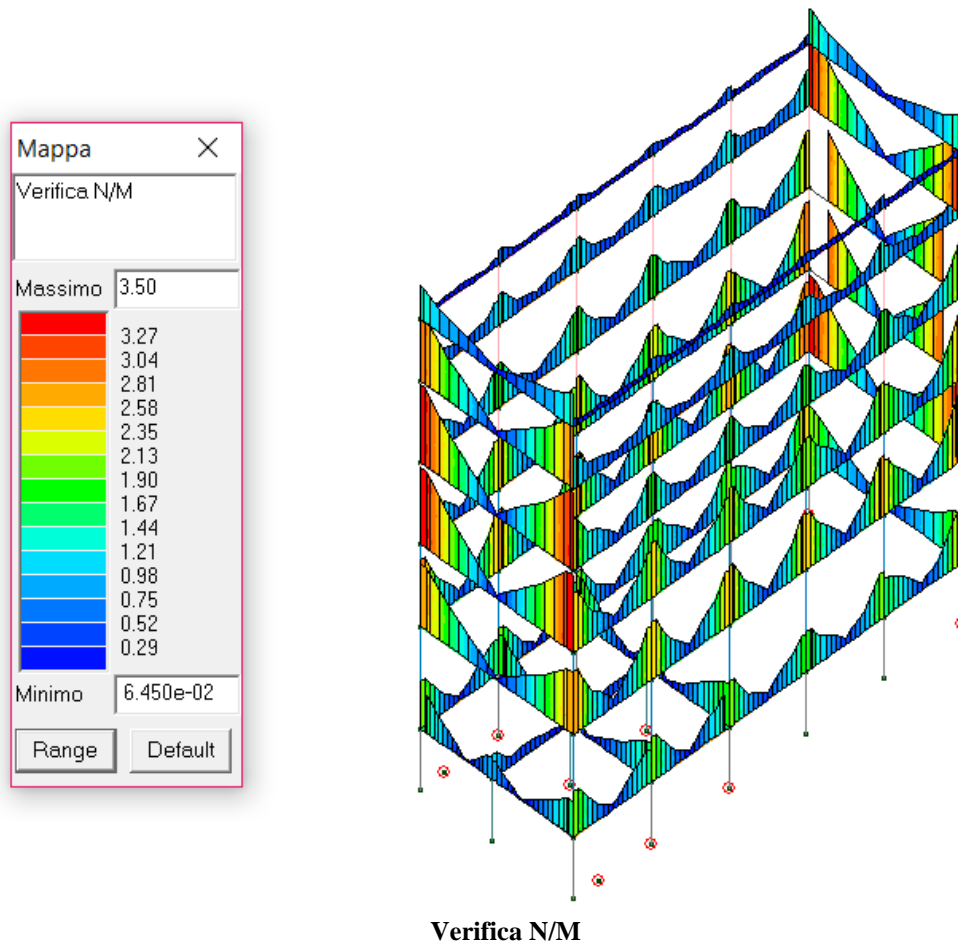


Verifica V/T (lato acciaio)

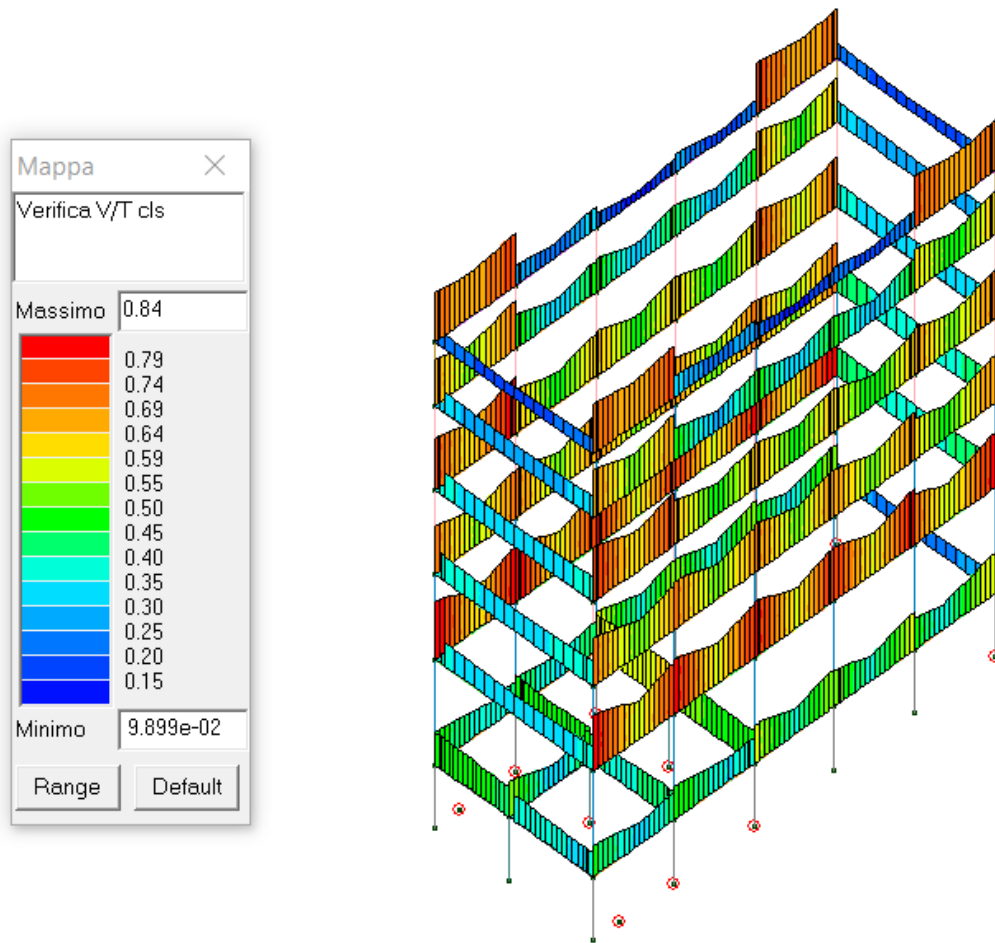
La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcuni pilastri non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V/T)_{\max} = 3,0$.

13.2 Travi in c.a.

I valori delle verifiche SLV per le travi in c.a. dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:

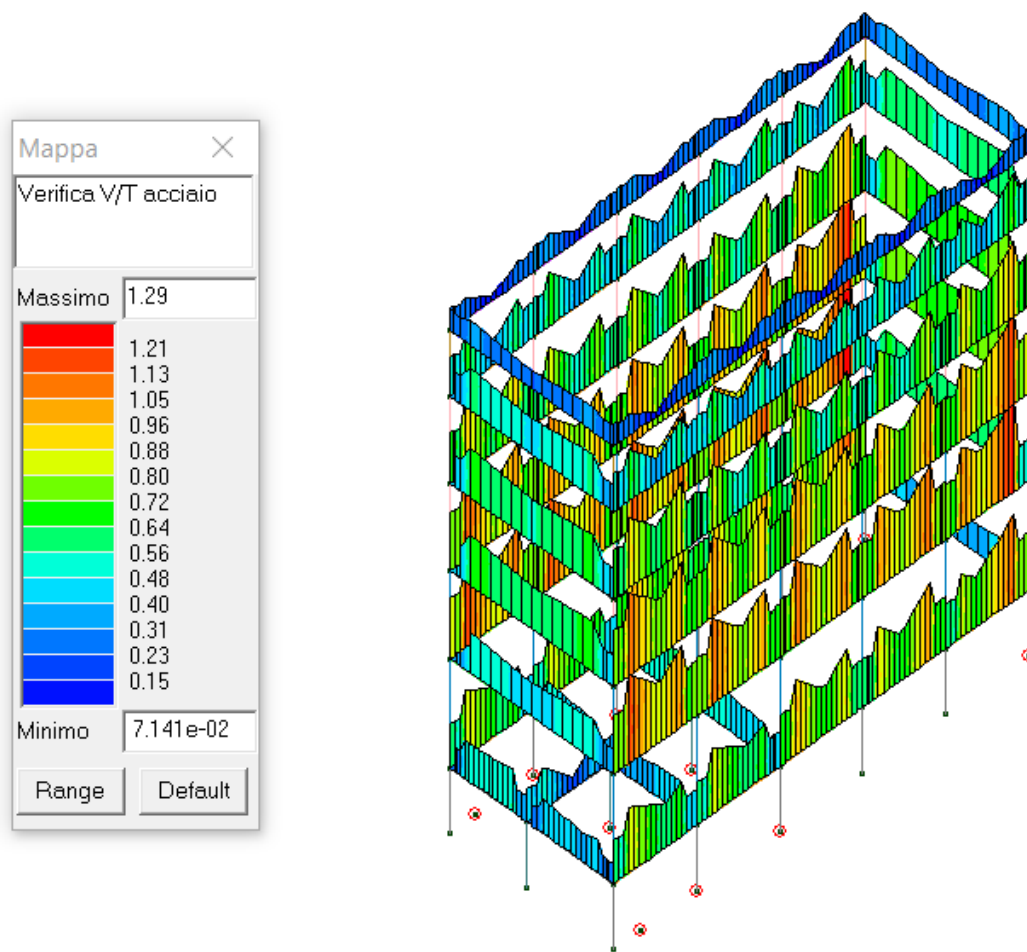


La verifica a pressoflessione (N/M) di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M)_{\max} = 3,5$.



Verifica V/T (lato cls)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato calcestruzzo di alcune travi è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(V/T)_{\max} = 0,85$.



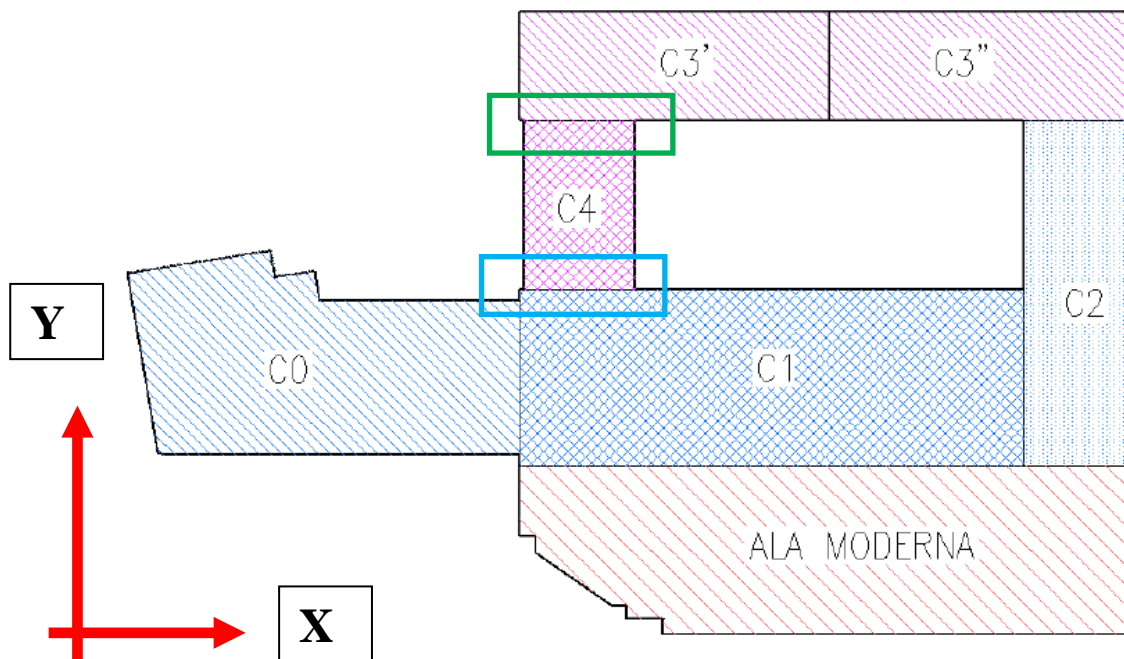
Verifica V/T (lato acciaio)

La verifica a taglio/torsione (V/T) lato acciaio di alcune travi non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V / T)_{\max} = 1,30$.

13.3 Spostamento massimo SLV (giunto sismico)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.

Si evidenzia che i corpi del Monoblocco sono strutturalmente separati da giunti di entità variabile tra 3cm e 5cm (valori tipici che garantiscono l'assorbimento delle dilatazioni termiche degli elementi).



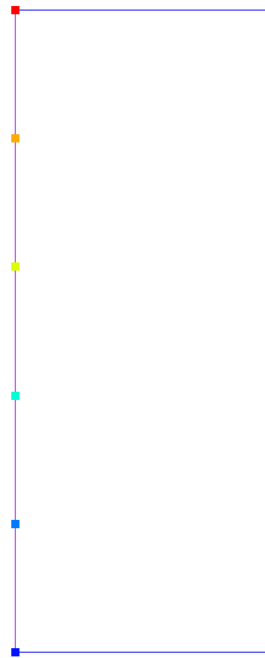
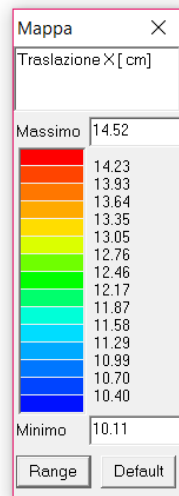
Posizionamento dei giunti esistenti – giunti in oggetto: rettangolo verde tra C4 e C3', rettangolo azzurro tra C4 e C1

Al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra i vari corpi durante l'evento sismico e per potere considerare il comportamento dinamico di ogni corpo a se stante è necessario che i giunti siano almeno pari a:

- $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$,

oppure

- la somma degli spostamenti massimi dei corpi in adiacenza in controfase.

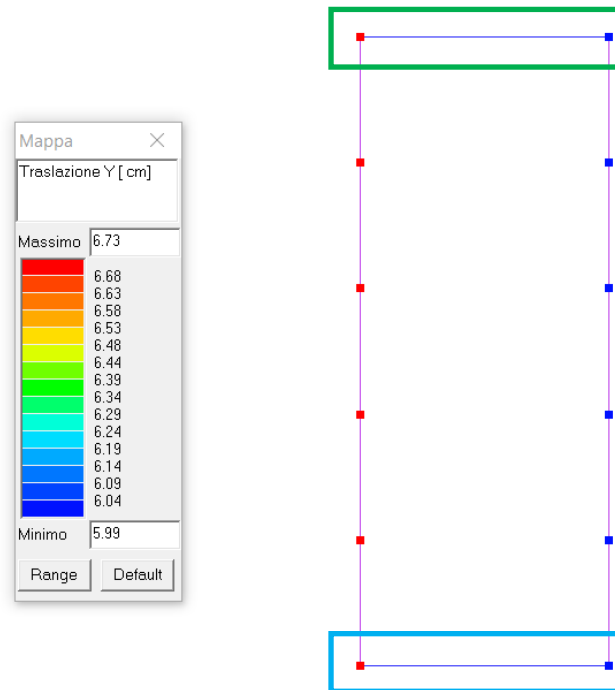


Corpo C4 - Spostamento massimo (sisma x) – deformazione libera

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 15,0 = 30,0 \text{ cm}$$

Il corpo C4 in direzione x è libero di deformarsi.



Corpo C4 - Spostamento massimo (sisma y) in adiacenza al Corpo C3' (rettangolo verde) e in adiacenza al Corpo C1 (rettangolo azzurro)

Considerando lo spostamento in controfase, il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y all'altezza del coperto (livello di piano quinto per gli altri corpi a +20,0m) è pari a circa:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 7,0 = 14,0 \text{ cm}$$

13.4 Indicatori di rischio e tempo di intervento

Dai valori ricavati si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - SDF					
SLV					
c.a.		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}	
Pilastri	N/M	0,50	0,15	0,46	
	V/T cls	1,00	1,00	1,00	
	V/T acc	0,33	0,06	0,31	
c.a.		alfa - SLV	beta - SLV	(beta - SLV) ^{0,41}	
Travi	N/M	0,29	0,04	0,27	
	V/T cls	1,18	1,65	1,23	
	V/T acc	0,77	0,46	0,73	

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,060}{0,210} = 0,29$$

pressoflessione N/M delle travi in c.a., taglio
V/T lato acciaio dei pilastri in c.a. (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} \right)^{0,41} = \left(\frac{40}{949} \right)^{0,41} = 0,27$$

pressoflessione N/M delle travi in c.a., taglio
V/T lato acciaio dei pilastri in c.a. (SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò

5

premesso e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:

$(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105$ oppure $(T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0,051$ essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta “inadeguatezza” possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		T Intervento
Pilastri	N/M	2		0,210	0,105	949	145		7,6
	V/T cls	1		0,210	0,210	949	949		49,8
	V/T acc	3		0,210	0,070	949	56		2,9
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV	ag - SDF	TR - SLV	TR - SDF		
Travi	N/M	3,5		0,210	0,060	949	40		2,1
	V/T cls	0,85		0,210	0,247	949	1570		82,4
	V/T acc	1,3		0,210	0,162	949	435		22,8

Dalla tabella si ricava che il tempo minimo di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione N/M delle travi in c.a. e taglio V/T lato acciaio dei pilastri in c.a.) è maggiore di 2 anni.

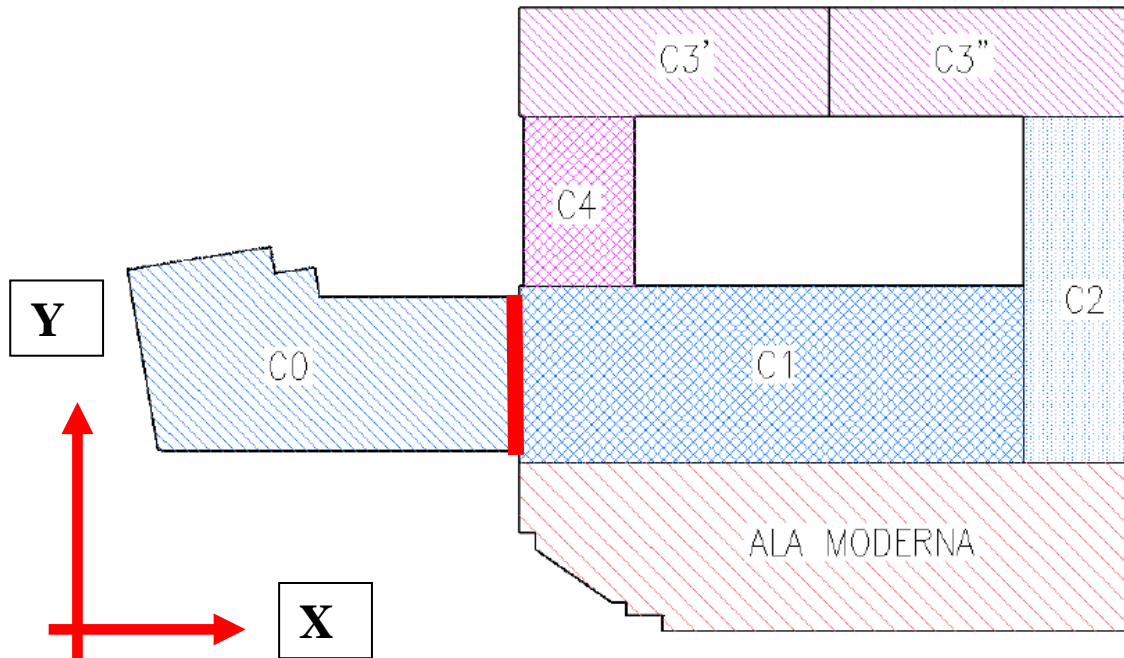
14. GIUNTI SISMICI TRA I CORPI DEL MONOBLOCCO

Dai paragrafi 7.3, 8.5, 9.6, 10.3, 11.3, 12.4 e 13.3 si ricavano i valori minimi dei giunti sismici tra i vari corpi del Monoblocco, calcolati sulla base dello spostamento massimo in controfase.

Come si evince dai valori risultanti dalle analisi, al fine di scongiurare fenomeni di martellamento tra i vari corpi del Monoblocco e assicurare che ciascuno di essi possa avere un comportamento dinamico indipendente, è necessario:

- verificare l'entità dei giunti esistenti e qualora, come probabile, fossero minori dei valori ricavati dalle analisi
- realizzare giunti sismici di adeguata entità.

14.1 Spostamento totale Corpo C0 / Corpo C1a (direzione x) a quota della copertura del C0 e del piano 2 del C1a



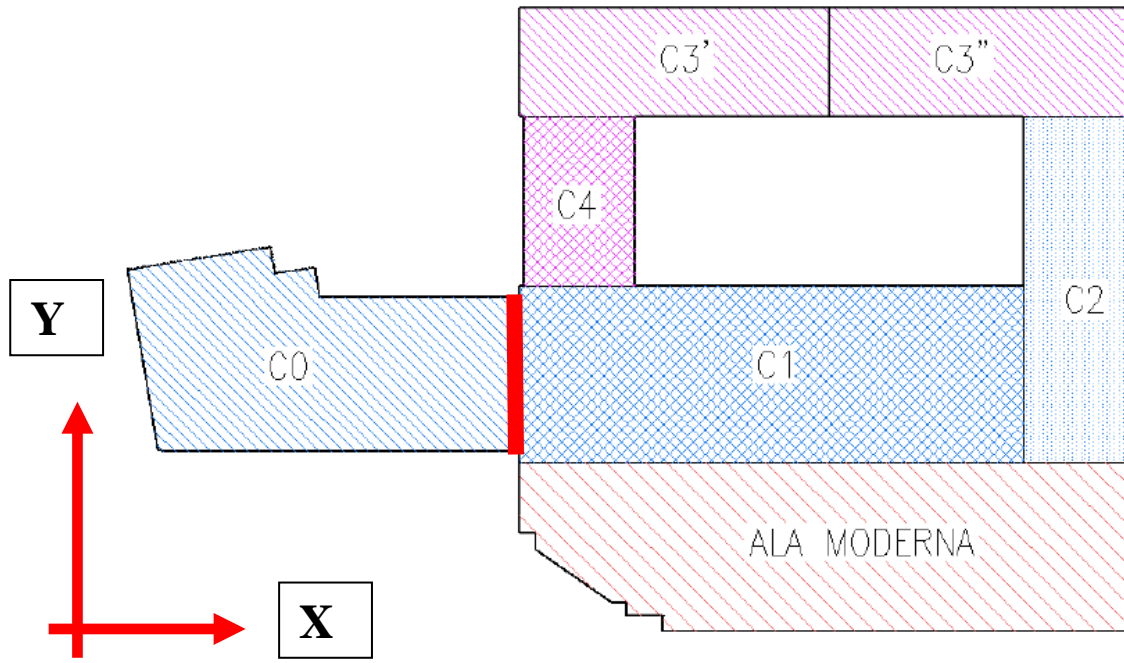
Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 2,12 = 4,25 \text{ cm} \quad \text{Corpo C0}$$

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C1a}$$

$$\Delta_x = 4,25 + 8,0 = 12,25 \text{ cm}$$

14.2 Spostamento totale Corpo C0 / Corpo C1b (direzione x) a quota della copertura del C0 e del piano 2 del C1b



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 2,12 = 4,25 \text{ cm}$$

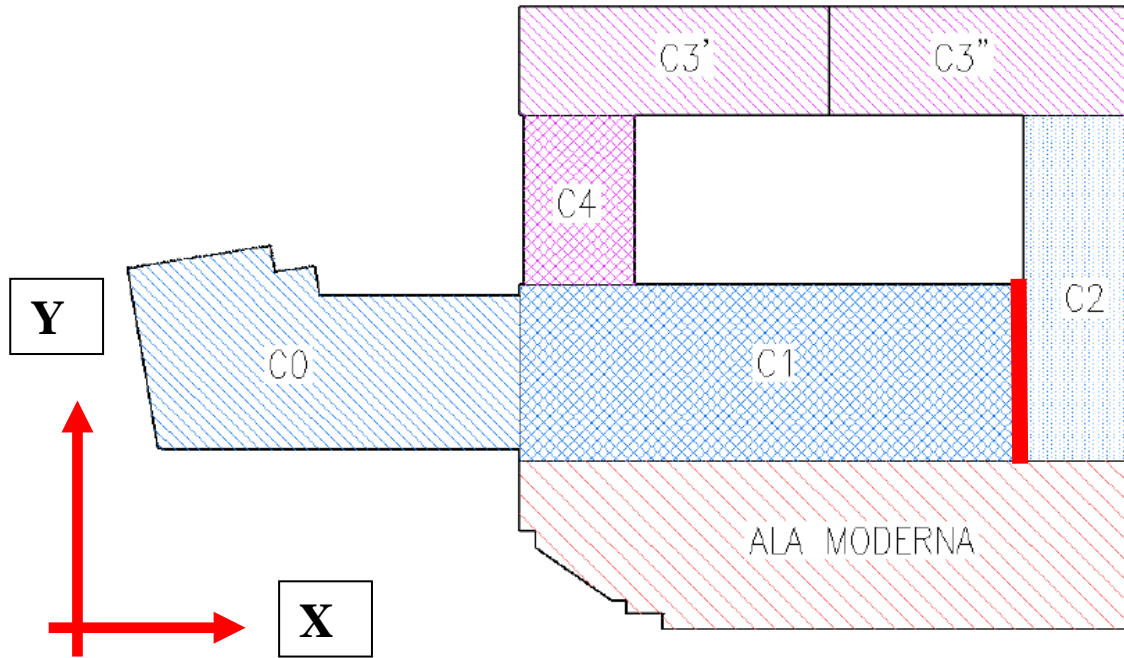
Corpo C0

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ cm}$$

Corpo C1b

$$\Delta_x = 4,25 + 5,0 = 9,25 \text{ cm}$$

14.3 Spostamento totale Corpo C1a / Corpo C2 (direzione x) a quota della copertura



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 6,2 = 12,4 \text{ cm}$$

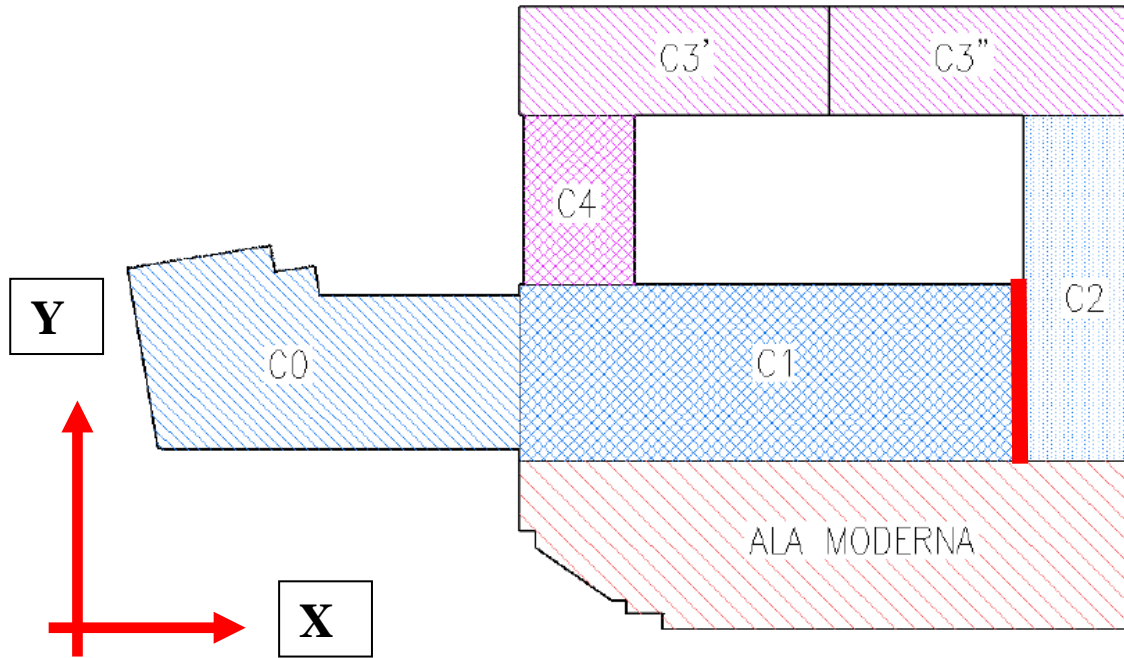
Corpo C1a

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 2,0 = 4,0 \text{ cm}$$

Corpo C2

$$\Delta_x = 12,4 + 4,0 = 16,4 \text{ cm}$$

14.4 Spostamento totale Corpo C1b / Corpo C2 (direzione x) a quota della copertura



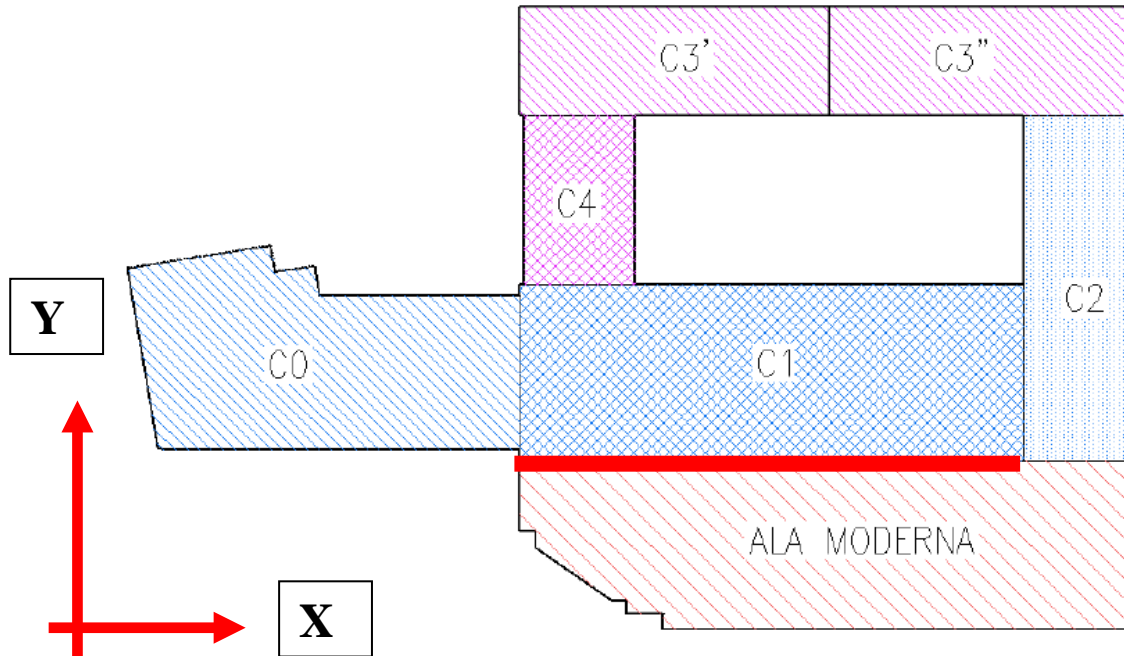
Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,0 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C1b}$$

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 2,0 = 4,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C2}$$

$$\Delta_x = 8,0 + 4,0 = 12,0 \text{ cm}$$

14.5 Spostamento totale Corpo C1a / Ala Moderna (direzione y) a quota della copertura



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 15,0 = 30,0 \text{ cm}$$

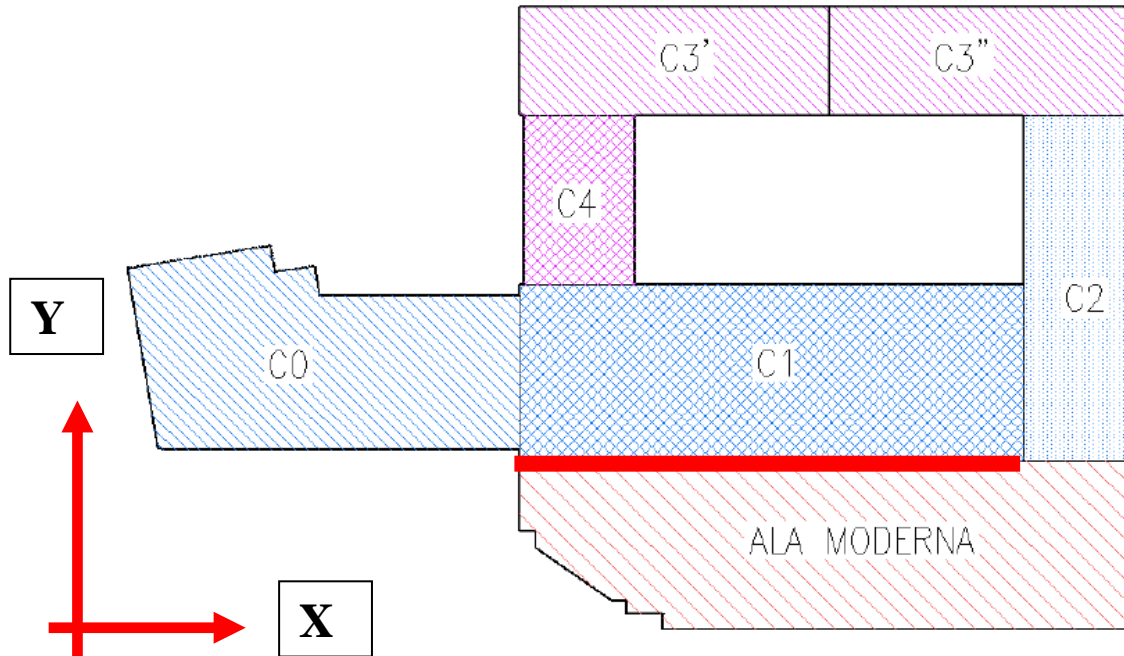
Corpo C1a

$$\delta_y = \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5g} = \frac{2000}{100} \cdot \frac{0,210g \cdot 1,45}{0,5g} = 12,2 \text{ cm}$$

Ala Moderna

$$\Delta_y = 30,0 + 12,2 = 42,2 \text{ cm}$$

14.6 Spostamento totale Corpo C1b / Ala Moderna (direzione y) a quota della copertura



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 9,0 = 18,0 \text{ cm}$$

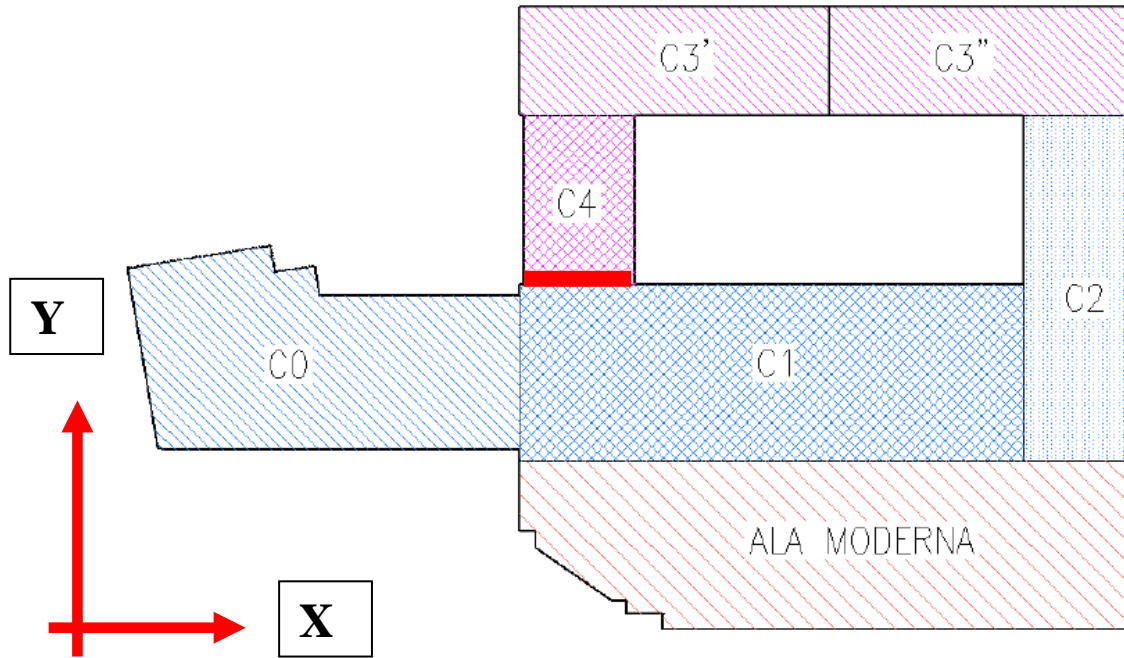
Corpo C1b

$$\delta_y = \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5g} = \frac{2000}{100} \cdot \frac{0,210g \cdot 1,45}{0,5g} = 12,2 \text{ cm}$$

Ala Moderna

$$\Delta_y = 18,0 + 12,2 = 30,2 \text{ cm}$$

14.7 Spostamento totale Corpo C1a / C4 (direzione y) a quota della copertura



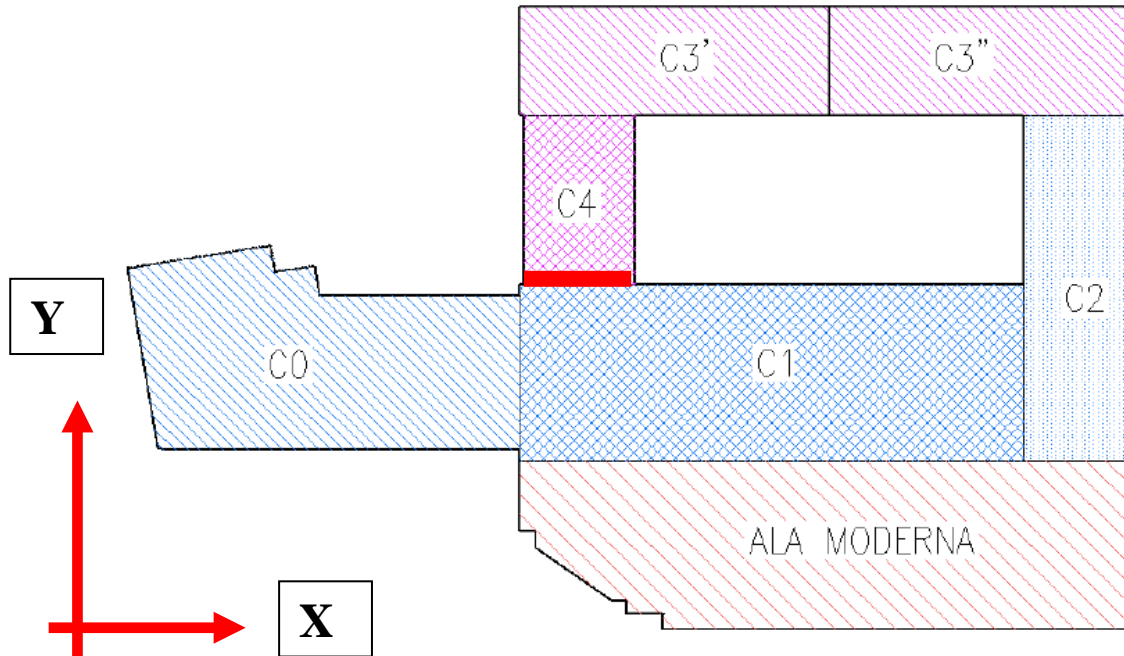
Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 5,5 = 11,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C1a}$$

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 7,0 = 14,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C4}$$

$$\Delta_y = 11,0 + 14,0 = 25,0 \text{ cm}$$

14.8 Spostamento totale Corpo C1b / C4 (direzione y) a quota della copertura



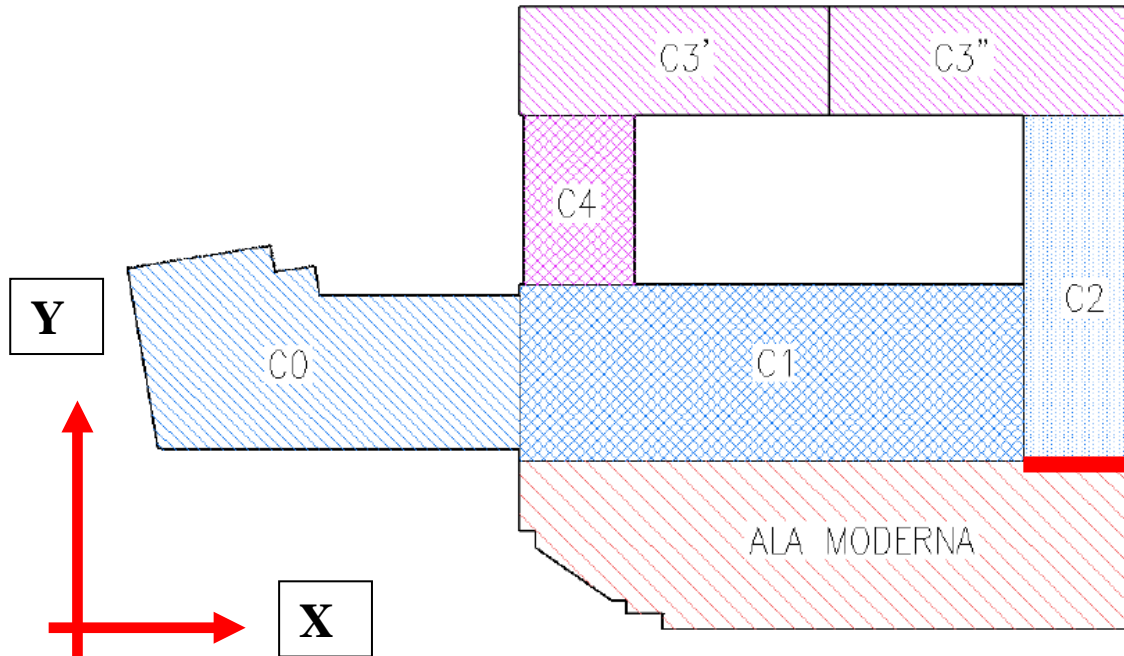
Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 9,0 = 18,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C1b}$$

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 7,0 = 14,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C4}$$

$$\Delta_y = 18,0 + 14,0 = 32,0 \text{ cm}$$

14.9 Spostamento totale Corpo C2 / Ala Moderna (direzione y) a quota della copertura



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ cm}$$

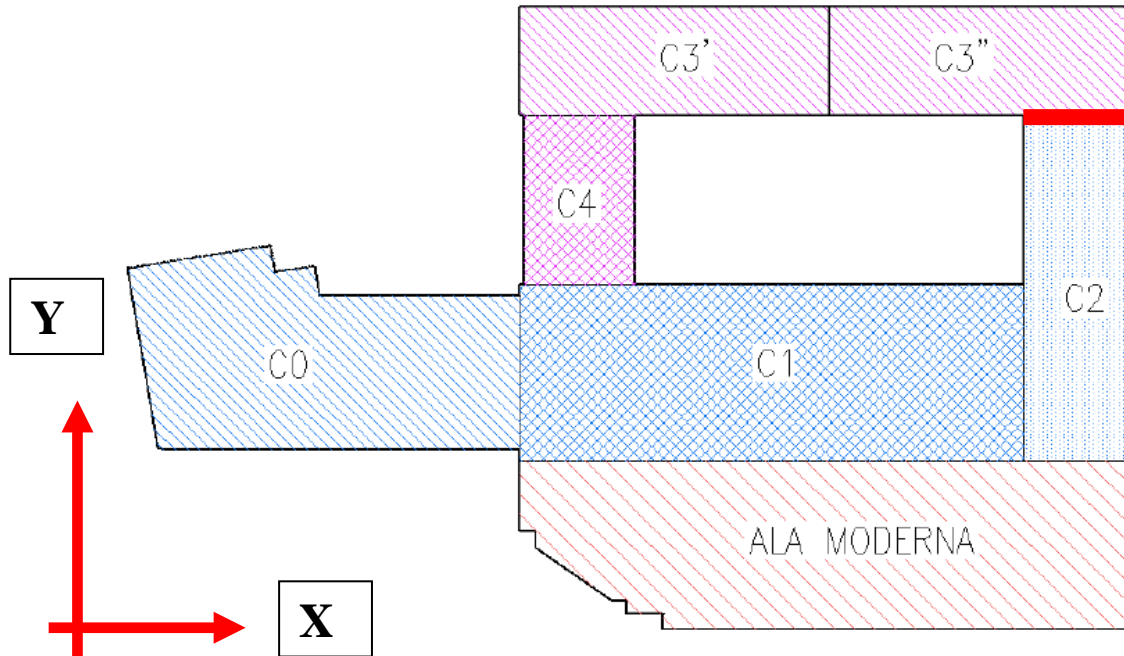
Corpo C2

$$\delta_y = \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5g} = \frac{2000}{100} \cdot \frac{0,210g \cdot 1,45}{0,5g} = 12,2 \text{ cm}$$

Ala Moderna

$$\Delta_y = 5,0 + 12,2 = 17,2 \text{ cm}$$

14.10 Spostamento totale Corpo C2 / C3'' (direzione y) a quota della copertura



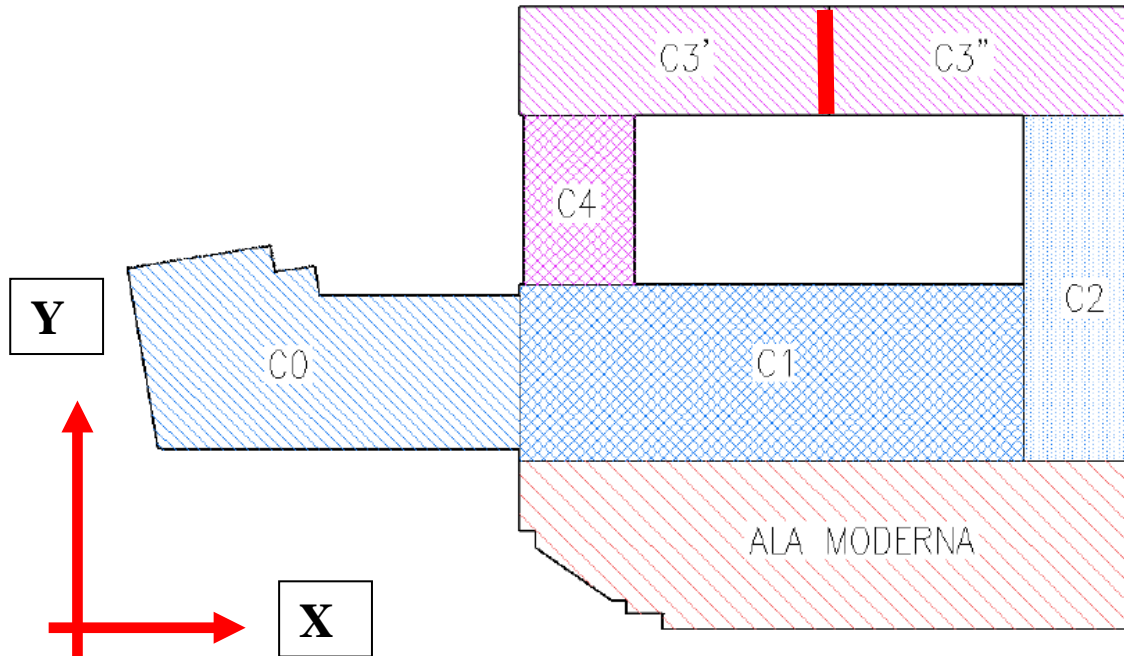
Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C2}$$

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 7,3 = 14,6 \text{ cm} \quad \text{Corpo C3''}$$

$$\Delta_y = 5,0 + 14,6 = 19,6 \text{ cm}$$

14.11 Spostamento totale Corpo C3' / Corpo C3'' (direzione x) a quota della copertura



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 6,0 = 12,0 \text{ cm}$$

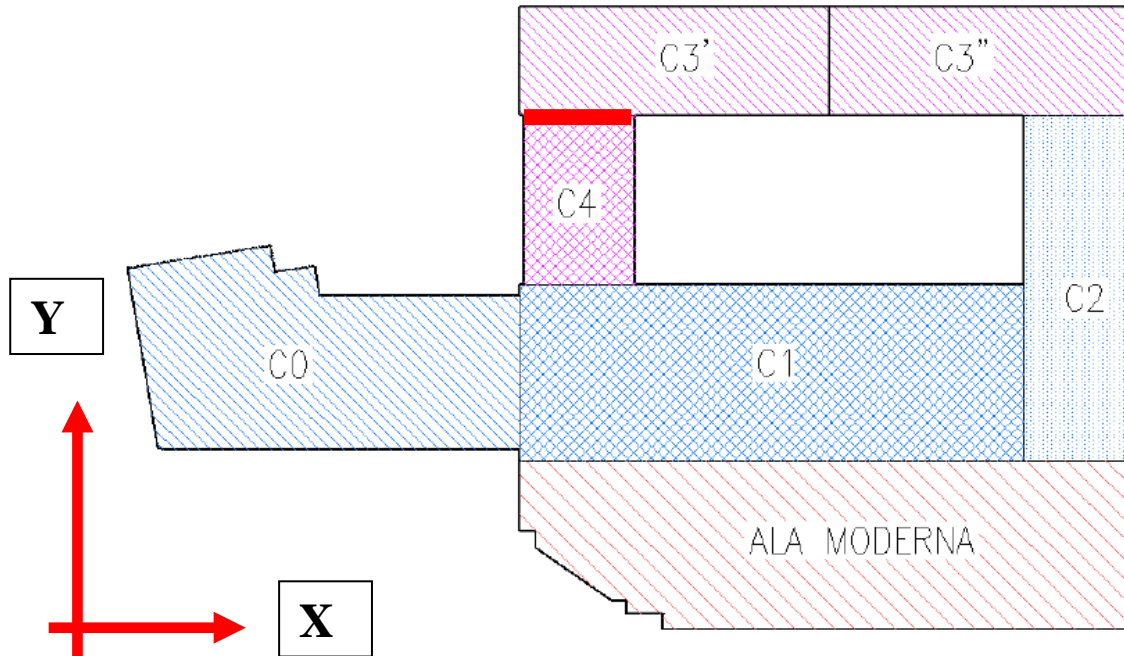
Corpo C3'

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 3,3 = 6,6 \text{ cm}$$

Corpo C3''

$$\Delta_x = 12,0 + 6,6 = 18,6 \text{ cm}$$

14.12 Spostamento totale Corpo C3' / C4 (direzione y) a quota della copertura



Posizionamento dei giunti esistenti – giunto in oggetto (rosso)

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 15,8 = 31,6 \text{ cm} \quad \text{Corpo C3'}$$

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,0 \cdot 7,0 = 14,0 \text{ cm} \quad \text{Corpo C4}$$

$$\Delta_y = 31,6 + 14,0 = 45,6 \text{ cm}$$

15. CONCLUSIONI

Dalle analisi condotte si evince:

- carenza di armatura a taglio e a pressoflessione negli elementi strutturali portanti quali travi e pilastri, in quanto la progettazione originaria dei vari corpi del Monoblocco è avvenuta in epoca in cui non era obbligatorio l'utilizzo di normative in zona sismica (1850 per i corpi C0, C1 e C2 e anni 1968 per i corpi C3', C3'' e C4) e pertanto le strutture non sono state progettate per resistere ad azioni sismiche

I risultati delle verifiche di vulnerabilità di II Livello evidenziano che l'accelerazione di attivazione dei meccanismi di rottura a taglio e a pressoflessione degli elementi strutturali è pari a circa il 25%-30% dell'accelerazione di riferimento per un ospedale (0,210g) e che il relativo tempo di intervento (così come definito dalla nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 e dal Parere del CTS della Regione Emilia Romagna della seduta n. 4 del 27/07/2010) è di poco superiore a 2 anni (valore che consente una programmazione degli interventi di miglioramento/adequamento sismico delle strutture nei prossimi 5 anni).

Per quanto riguarda gli interventi suggeriti da mettere in opera come progettazione e realizzazione si elencano i seguenti, di cui il primo rappresenta condizione necessaria (e per tanto è prioritario) per considerare validi i comportamenti dinamici analizzati nelle verifiche di I e II livello (capitolo 14 della presente relazione):

- Giunti sismici: verificare l'entità dei giunti esistenti e qualora, come probabile, fossero minori dei valori ricavati dalle analisi, realizzare giunti sismici di adeguata entità.
- Utilizzo di dissipatori viscosi: vista la tipologia strutturale dei vari Corpi del Monoblocco a telaio in c.a. e considerando che la vulnerabilità risiede nella mancanza di duttilità/resistenza a causa della scarso quantitativo di armatura a taglio e longitudinale presente in travi e pilastri, si suggerisce l'inserimento di smorzatori viscosi (al posto dei classici controventi in acciaio) all'esterno della struttura (in modo da evitare il più possibile interferenze con le normali funzioni dell'ospedale) che hanno la funzione di assorbire l'energia causata dal sisma e di proteggere gli elementi strutturali esistenti da tale forza.