

COMUNE DI BOLOGNA

VERIFICHE DI II° LIVELLO IN AMBITO STATICO E 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

RELAZIONE DI SINTESI

Il Tecnico Incaricato:
Dott. Ing. Friedrich Drollmann

Il Collaboratore
Dott. Ing. Giada Gasparini



Bologna, 22 agosto 2016

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	IPOTESI DI BASE	7
2.1	Caratteristiche meccaniche dei materiali	7
2.2	Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza utilizzati nelle analisi.....	9
2.3	Criteri di verifica per la valutazione della sicurezza statica.....	9
2.4	Criteri di verifica per la valutazione della sicurezza sismica.....	11
2.5	Analisi dei carichi	12
2.6	Azione sismica: spettro di progetto utilizzato nelle analisi.....	13
2.7	I modelli FEM utilizzati.....	14
2.7.1	Corpo C0.....	14
2.7.2	Corpo C1a.....	16
2.7.3	Corpo C1b.....	19
2.7.4	Corpo C2.....	21
2.7.5	Corpo C3'	24
2.7.6	Corpo C3''	27
2.7.7	Corpo C4.....	30
3.	RISULTATI OTTENUTI.....	32
3.1	Verifiche statiche di II° Livello: osservazioni	32
3.2	Verifiche sismiche.....	33
3.1.1	Corpo C0.....	34
3.1.2	Corpo C1a.....	36
3.1.3	Corpo C1b.....	38
3.1.4	Corpo C2.....	40
3.1.5	Corpo C3'	42
3.1.6	Corpo C3''	44
3.1.7	Corpo C4.....	46
3.3	Conclusioni e osservazioni in merito ai risultati delle verifiche sismiche di II° Livello	48

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*".

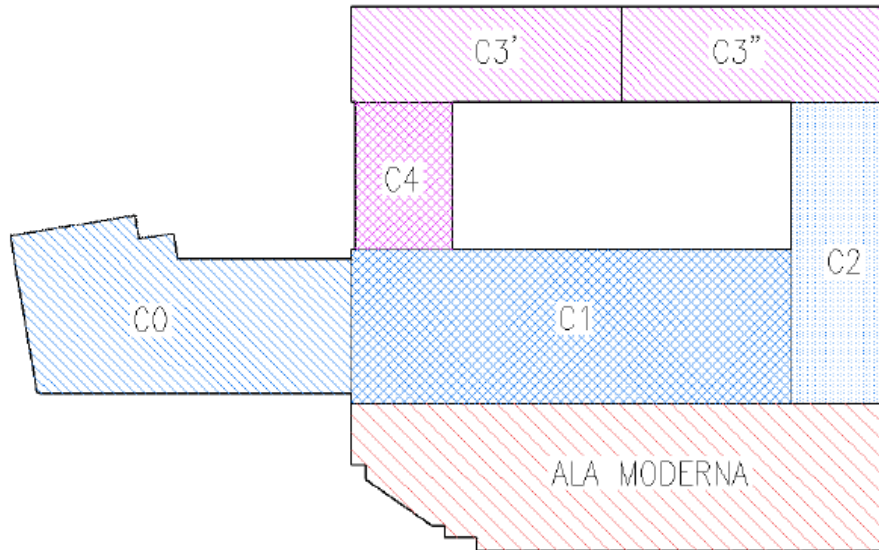


Foto aerea Google Earth Istituto Ospedaliero Rizzoli – Monoblocco

Sono state effettuate verifiche in ambito statico su orizzontamenti (solai di piano e travi) e su elementi verticali (pilastri) e verifiche di vulnerabilità sismica sui Corpi C0, C1, C2, C3', C3'' e C4 del Monoblocco (così come di seguito individuati):

- 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**



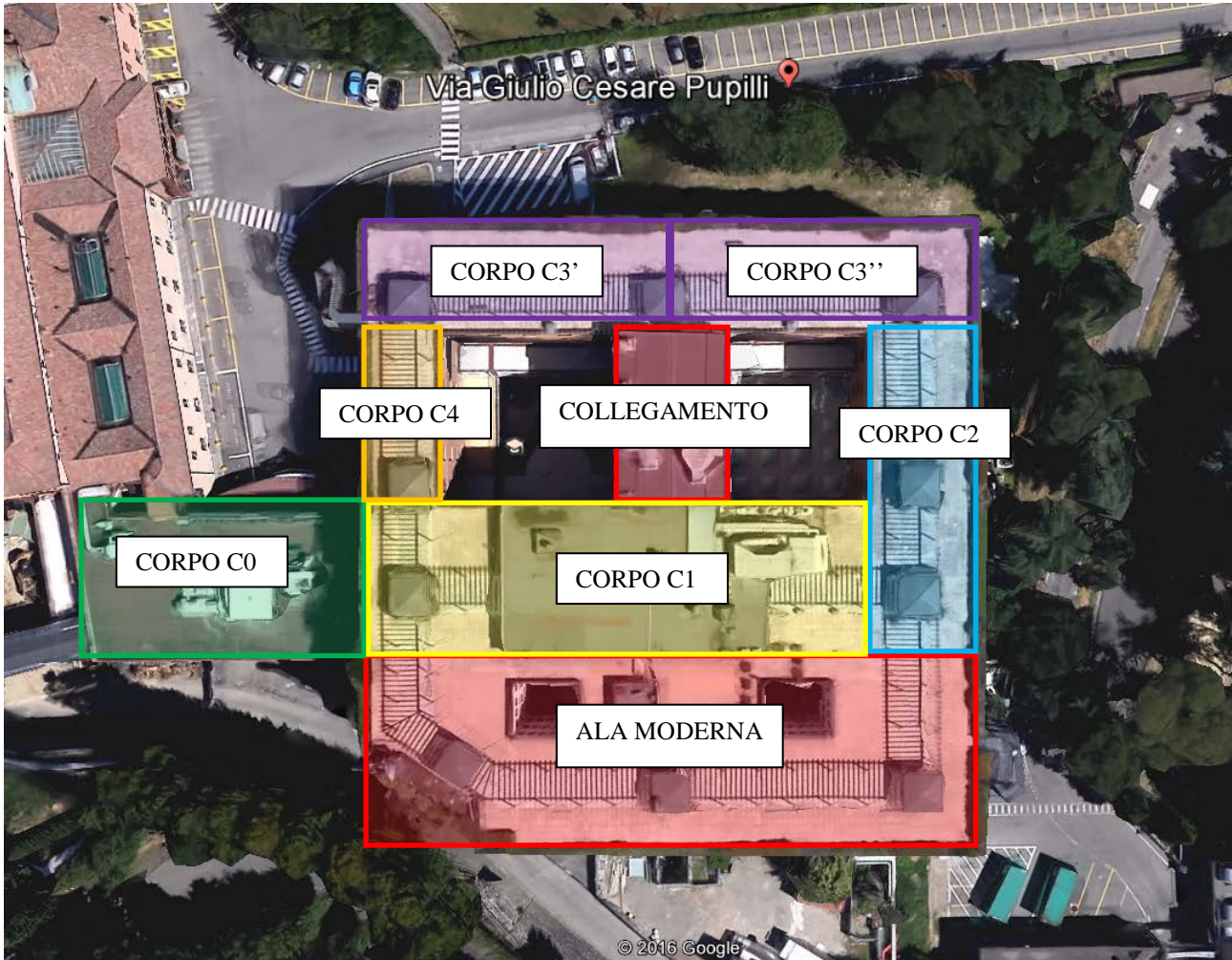
Monoblocco: individuazione Corpi di fabbrica: corpo originario (C0, C1, C2), Ala Nord (C3', C3'', C4), Ala Sud (Ala Moderna) non oggetto delle presenti verifiche

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)

Per ognuno dei 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.

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

2. IPOTESI DI BASE

2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

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).

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 ($\gamma_{m-cla} = 1,5$).

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 ($\gamma_{m-acciaio} = 1,15$).

2.2 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).

Si evidenzia, tuttavia, che a seconda delle varie tipologie di analisi che sono state effettuate per la verifica dei vari elementi strutturali resistenti (solai, travi e pilastri), sono stati utilizzati differenti valori dei Fattori di Confidenza.

2.3 Criteri di verifica per la valutazione della sicurezza statica

La verifica statica degli elementi strutturali portanti (solai, travi e pilastri) attraverso l'applicazione aprioristica dei tradizionali metodi di analisi, comunemente adottati per il dimensionamento di nuovi edifici, potrebbero condurre a risultati che mostrerebbero situazioni di grave inadeguatezza strutturale, anche laddove non si riscontra alcun dissesto e dove l'evidenza, di più di 50 anni di vita dell'edificio, testimonia l'esatto contrario.

Le verifiche tecniche di I° Livello in ambito statico hanno considerato due combinazioni di carico differenti, ovvero una prima combinazione allo SLU (utilizzando i criteri del DM 14/01/2008) con i seguenti parametri che moltiplicano le azioni e dividono le resistenze:

Combinazione 1

$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,1$ (carico strutturale e permanente compiutamente definito)

$\gamma_Q = 1,5$

$FC = 1,35$

E una seconda combinazione (che tiene conto delle normative tecniche dell'epoca della costruzione) con i seguenti parametri che moltiplicano le azioni e dividono le resistenze:

Combinazione 2

$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,0$

$\gamma_Q = 1,0$

$FC = 1,0$

Le analisi effettuate per la redazione delle verifiche tecniche di II° Livello in ambito statico sono basate sulle seguenti combinazioni di carico (considerando i carichi riportati nel capitolo 4 della presente relazione):

Combinazione A1 (SLU – DM 14/01/2008 con LC2)

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,1 \text{ (carico strutturale e permanente compiutamente definito)}$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$FC = 1,20$$

Combinazione A2 (SLU – DM 14/01/2008 con LC3)

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,1 \text{ (carico strutturale e permanente compiutamente definito)}$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$FC = 1,0$$

Combinazione A3 (SLU – DM 14/01/2008 con LC2)

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,3$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$FC = 1,20$$

Combinazione B1 (SLE – DM 14/01/2008 con LC2)

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,0$$

$$\gamma_Q = 1,0$$

$$FC = 1,20$$

Combinazione B2 (SLE – DM 14/01/2008 con LC3)

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,0$$

$$\gamma_Q = 1,0$$

$$FC = 1,0$$

Le analisi effettuate con la **Combinazione B** sono le analisi che forniscono i risultati più affidabili in ambito statico, in quanto effettuate considerando una combinazione dei carichi al valore caratteristico, senza utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza, ovvero una combinazione dei carichi che il DM 14/01/2008 al capitolo 2.5.3 definisce:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

Tale scelta è alla base di una precisa volontà congiunta di consulente e committenza di effettuare una analisi rappresentativa delle reali condizioni di sicurezza presenti nelle strutture in oggetto e una analisi che più si avvicini alla reale progettazione degli elementi avvenuta con le norme tecniche vigenti all'epoca della costruzione.

Si evidenzia che sono, comunque, state effettuate le verifiche anche con la Combinazione A, in quanto il valore dei carichi è stato modificato (rispetto ai valori dei carichi verticali delle verifiche di I° Livello) e calibrato sulla campagna di rilievi e indagini condotta a monte delle presenti verifiche di II° Livello.

La verifica dei solai è ottenuta considerando ciascuna campata isolata dal contesto (schema statico di semplice appoggio), utilizzando i carichi riportati nel Capitolo 4 e le caratteristiche meccaniche dei materiali riportate nel Capitolo 5 (considerando $\gamma_{m-cls} = 1,5$ e $\gamma_{m-acciaio} = 1,15$).

2.4 Criteri di verifica 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).

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

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), in quanto i risultati che si ottengono sono sicuramente a favore di sicurezza rispetto ad una analisi non lineare di tipo pushover.

2.5 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 valori dei carichi permanenti per ogni corpo inferiori del 20% rispetto ai carichi utilizzati nelle verifiche di I° Livello.

2.6 Azione sismica: spettro di progetto utilizzato nelle analisi

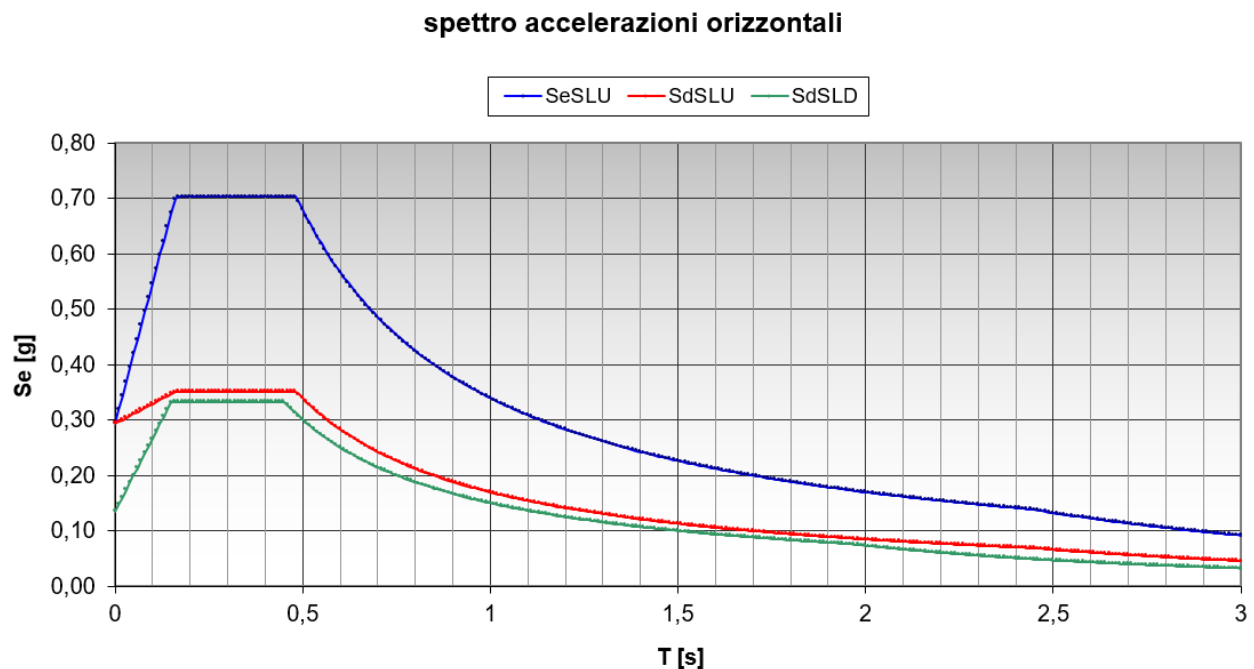
L'Ospedale Monoblocco dell'Istituto Ortopedico Rizzoli viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe IV (secondo quanto specificato nel DM08 paragrafo 2.4.2).

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: $V_R = V_N \cdot C_U = 100\text{anni}$.

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 $q = 2,0$.

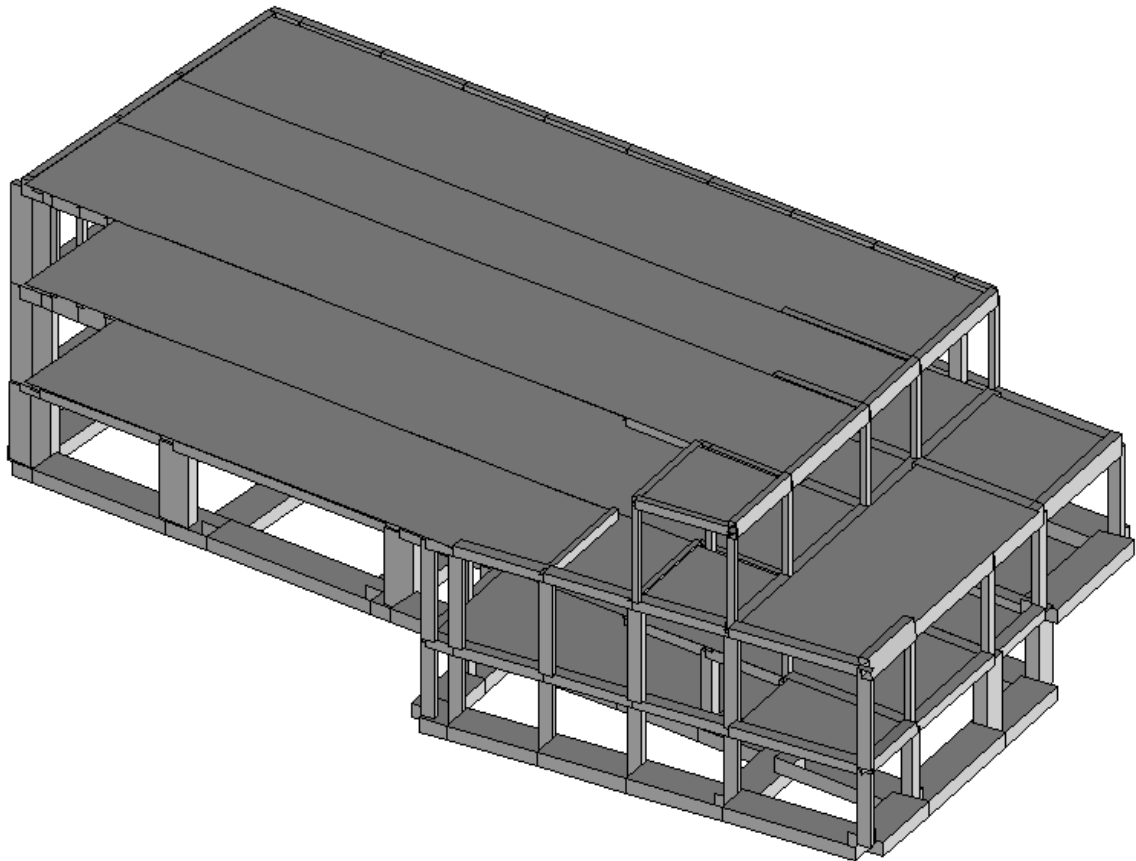
La figura seguente riporta lo spettro di progetto per lo SLV (linea rossa), lo spettro elastico (linea blu) e lo spettro allo SLD (linea verde).



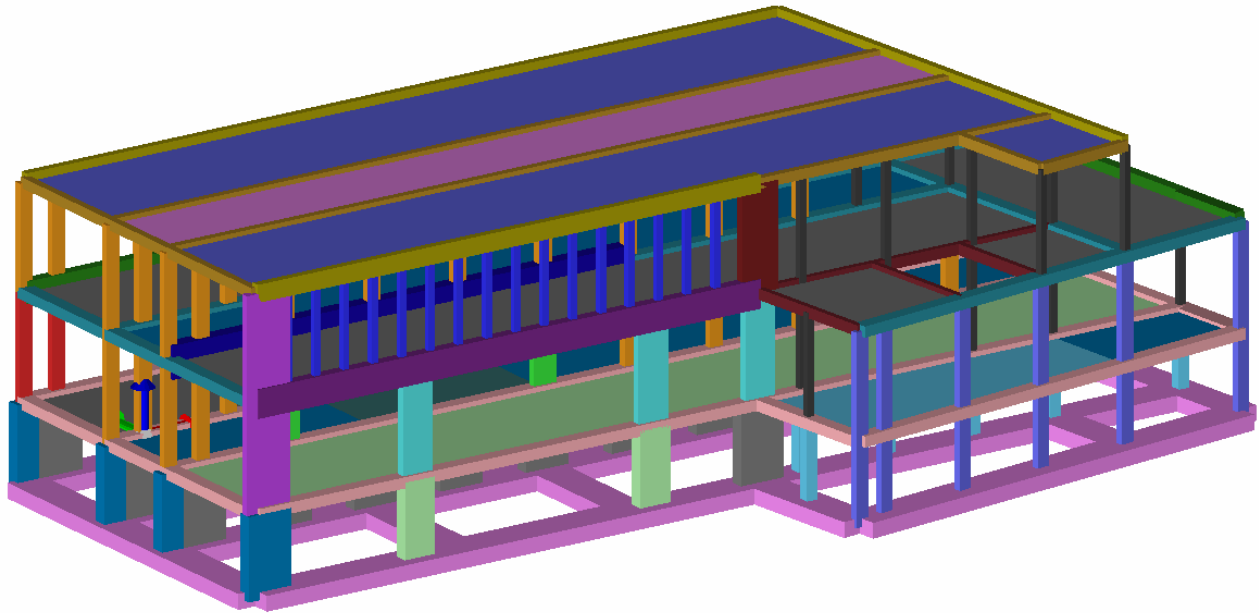
2.7 I modelli FEM utilizzati

2.7.1 Corpo C0

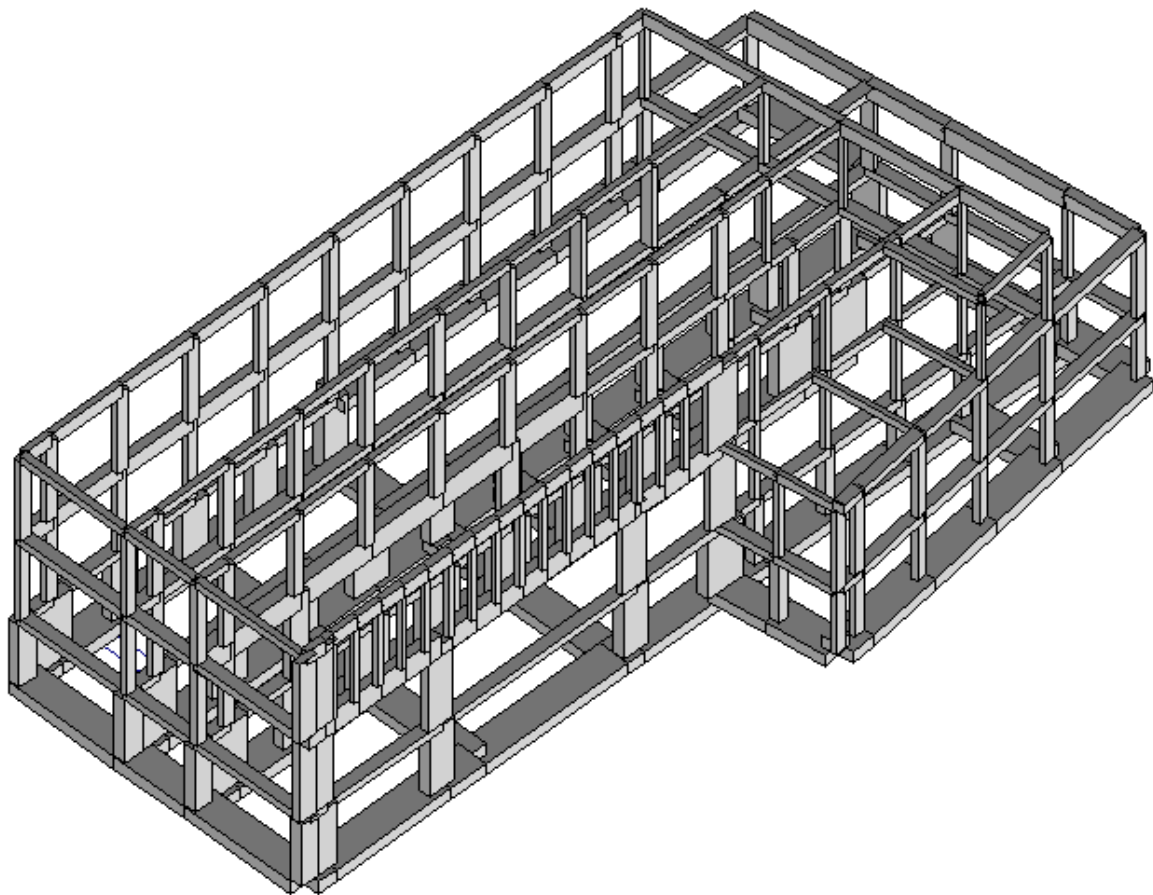
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C0:



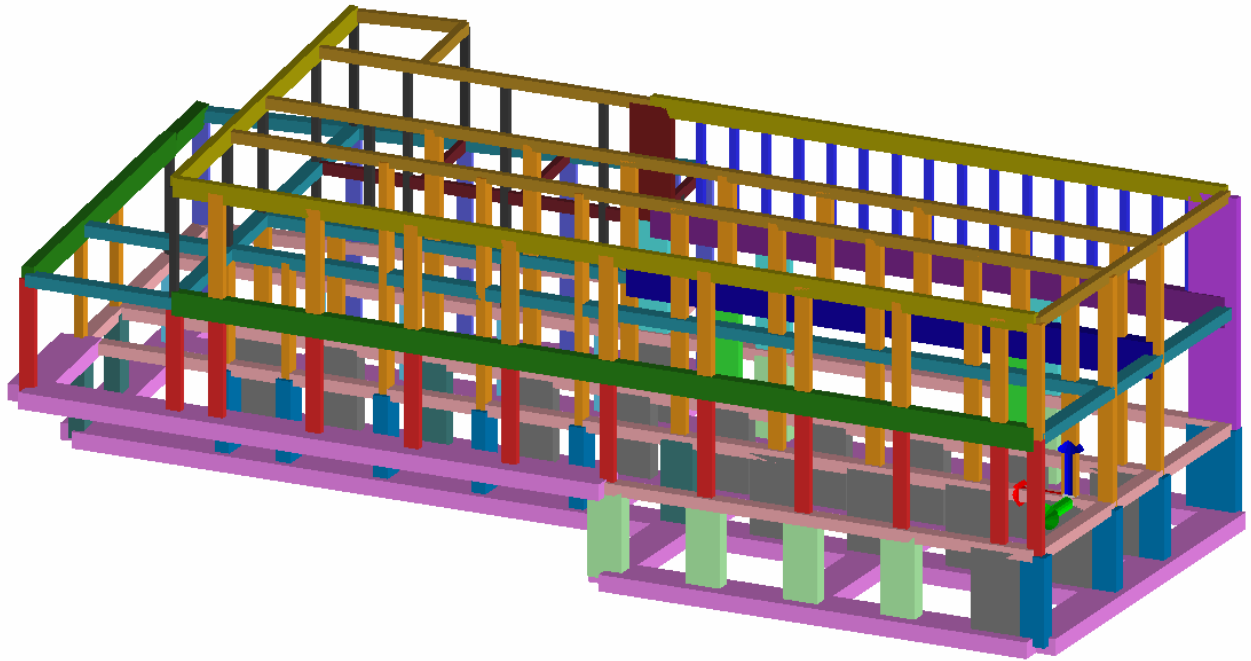
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



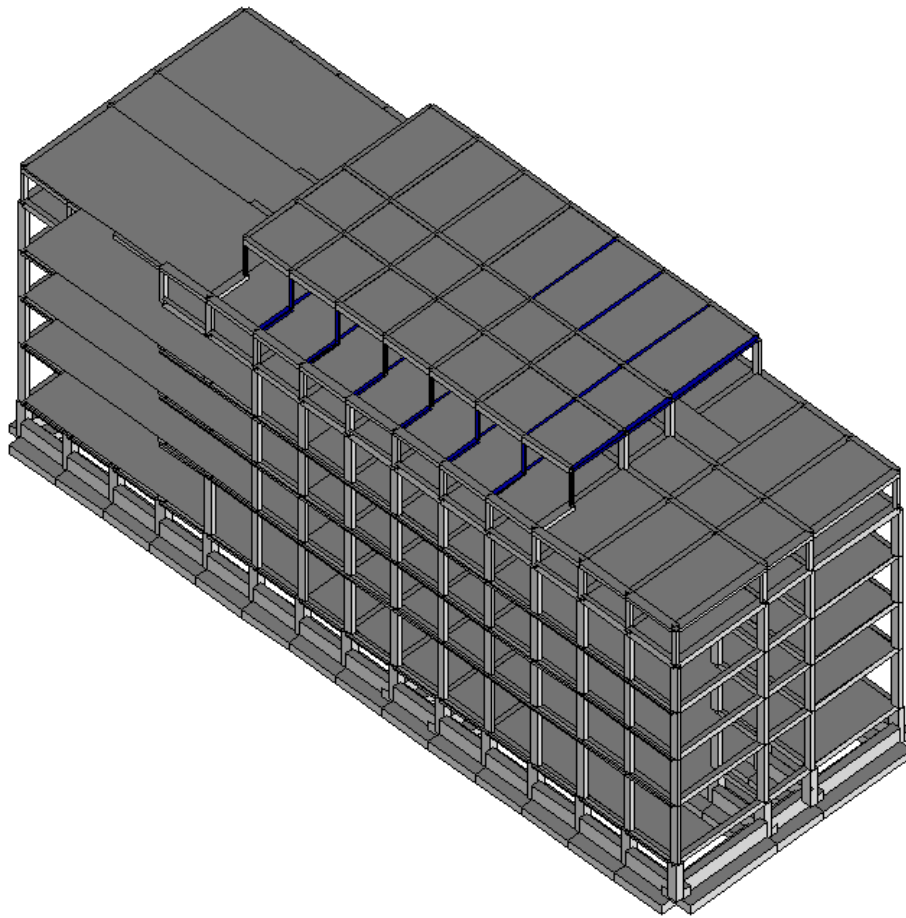
Vista 3: modello solido senza solai



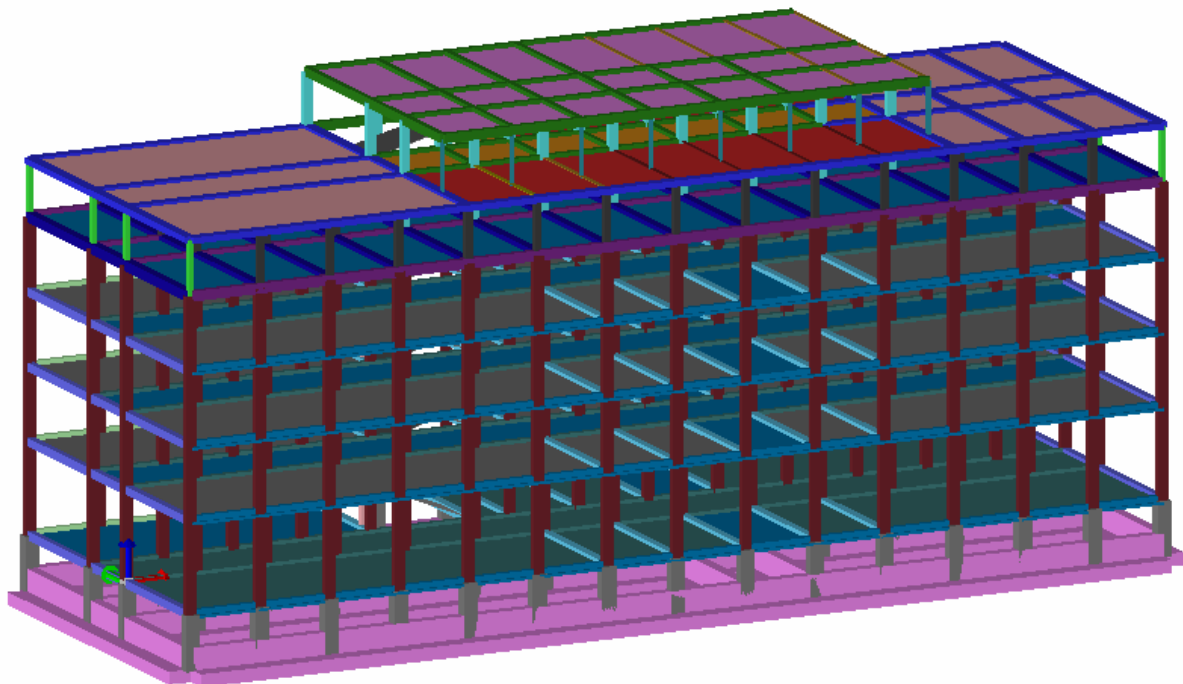
Vista 4: modello solido senza solai

2.7.2 Corpo C1a

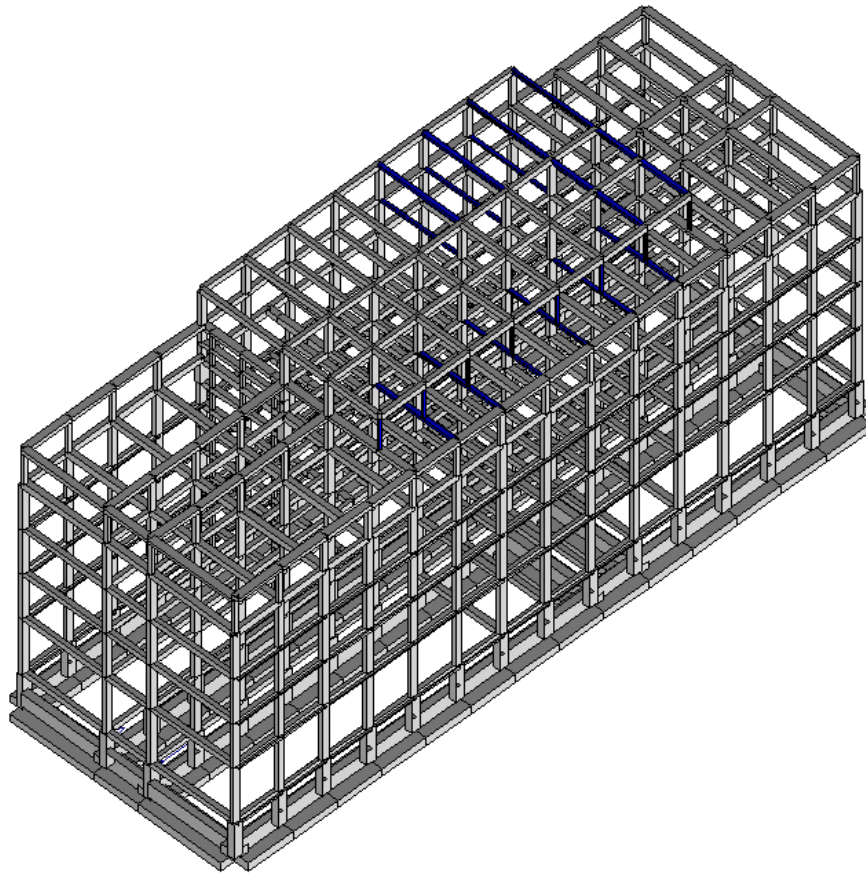
Poiché dai rilievi e dall'analisi della documentazione sono emerse valutazioni non esaustive sulla presenza o meno di setti in c.a. nei vani ascensore del fabbricato, si sono analizzate due diverse condizioni: Corpo C1a senza setti per i vani ascensore, Corpo C1b con i setti in c.a. per i vani ascensore.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



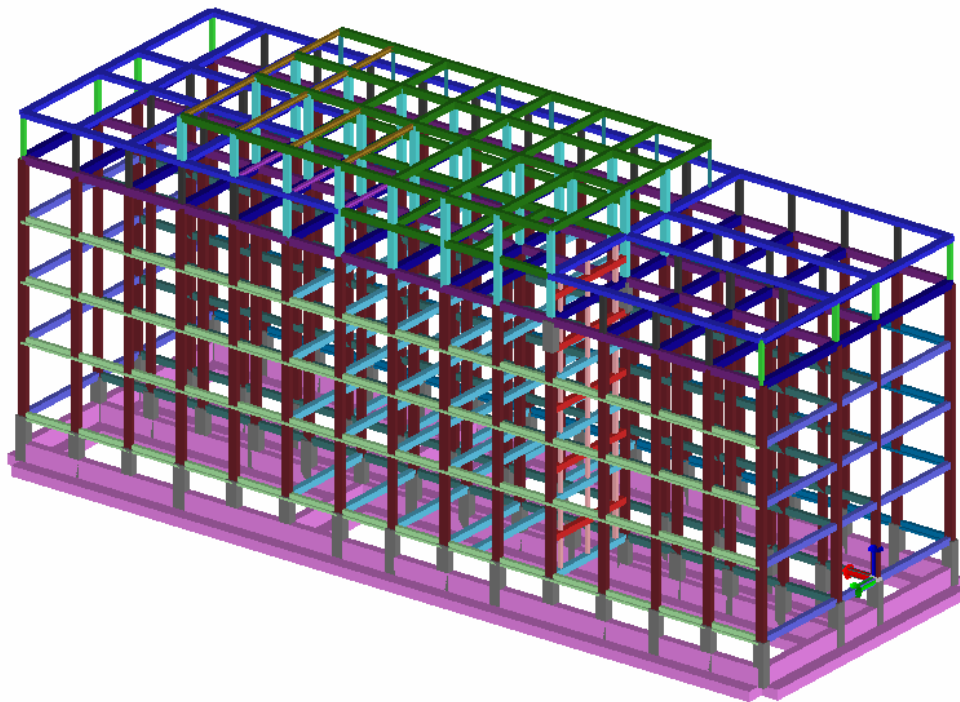
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



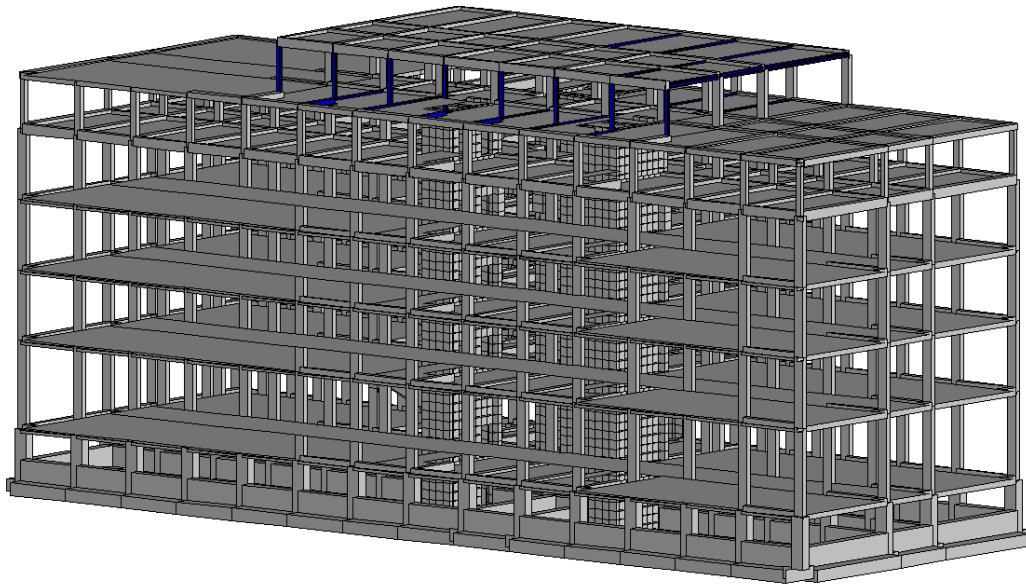
Vista 3: modello solido senza solai



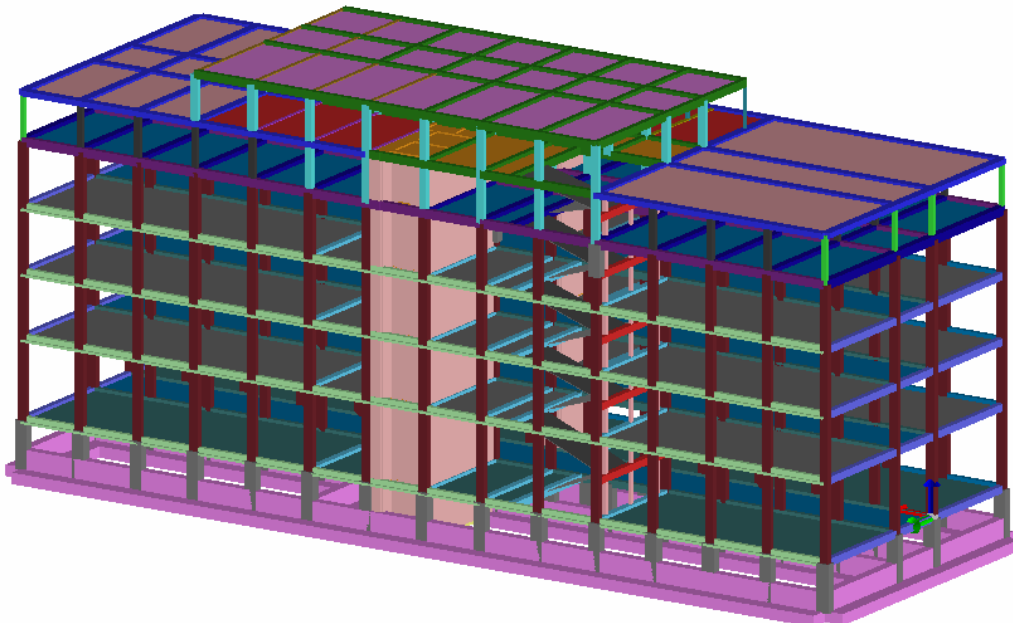
Vista 4: modello solido senza solai

2.7.3 Corpo C1b

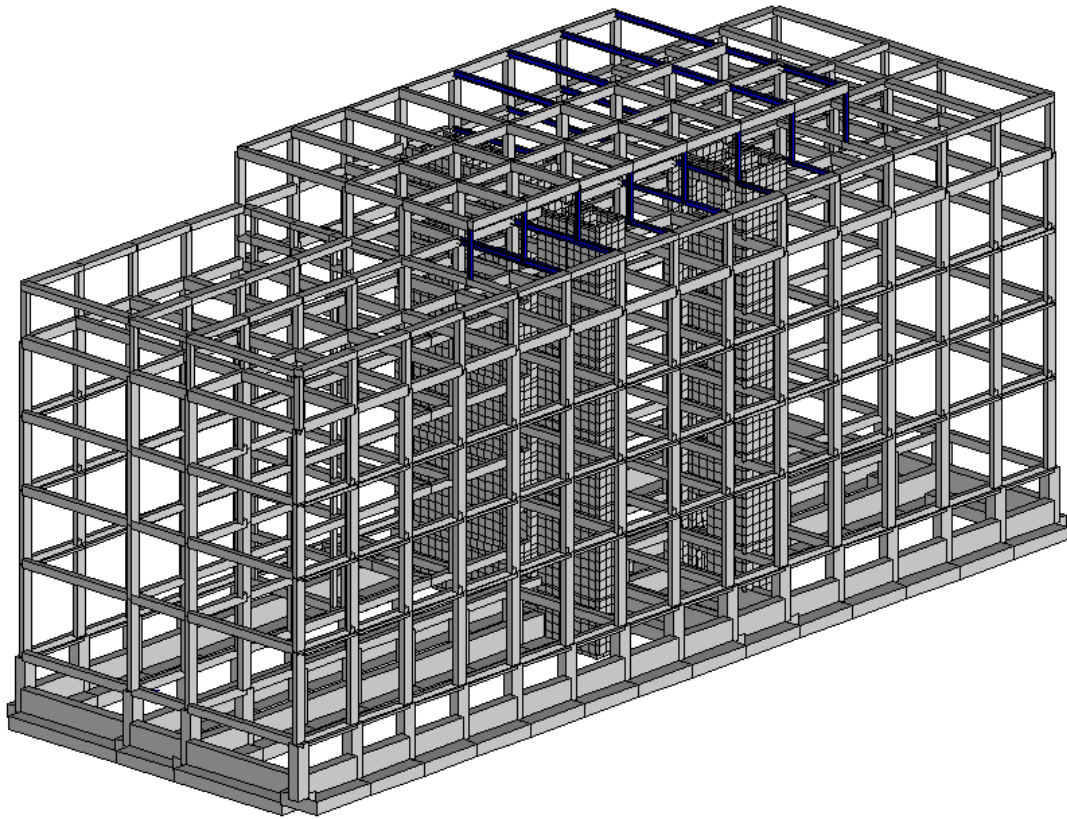
Poiché dai rilievi e dall'analisi della documentazione sono emerse valutazioni non esaustive sulla presenza o meno di setti in c.a. nei vani ascensore del fabbricato, si sono analizzate due diverse condizioni: Corpo C1a senza setti per i vani ascensore, Corpo C1b con i setti in c.a. per i vani ascensore.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



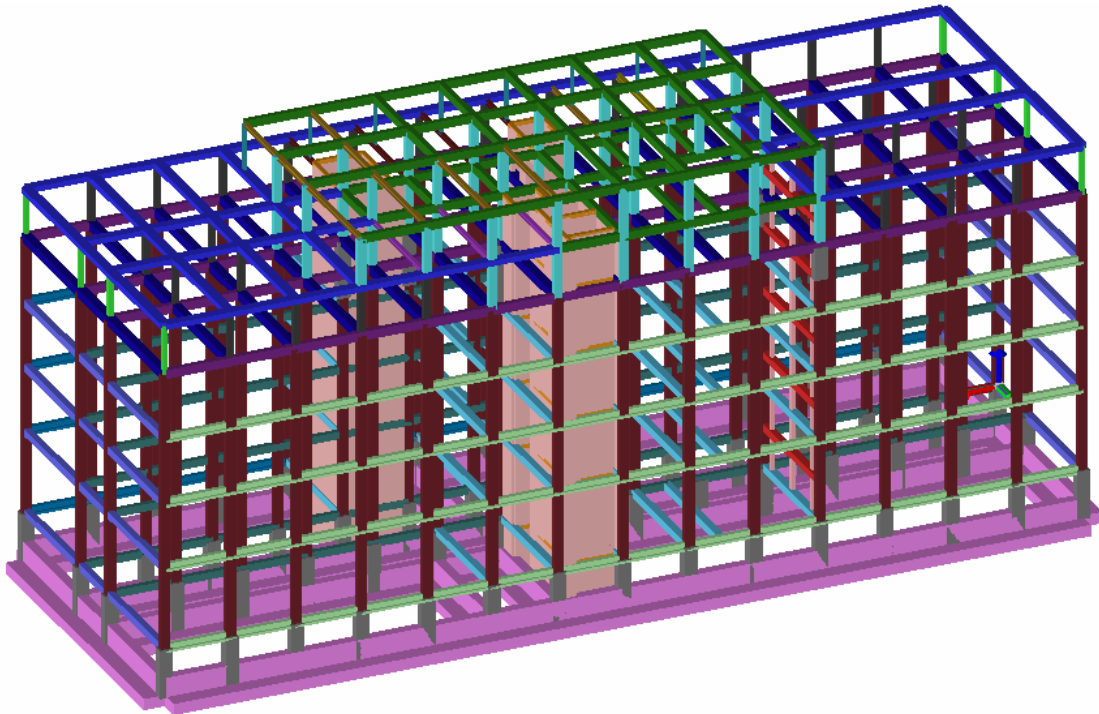
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



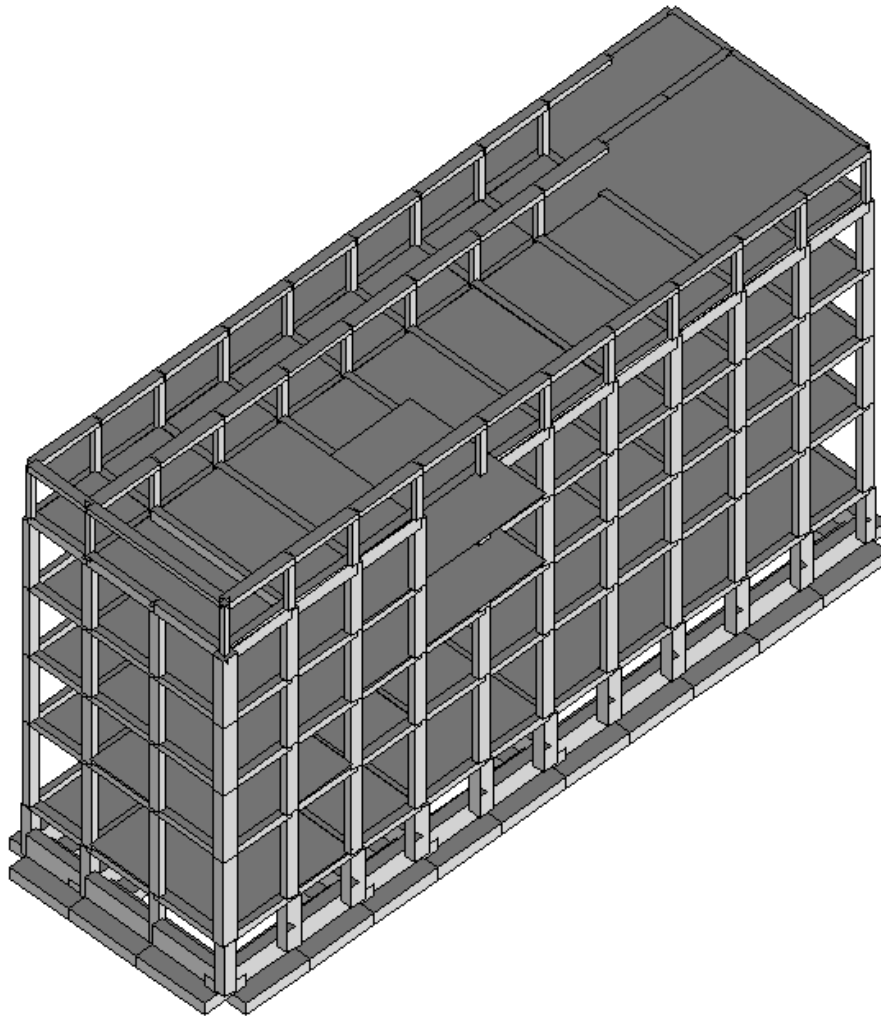
Vista 3: modello solido senza solai



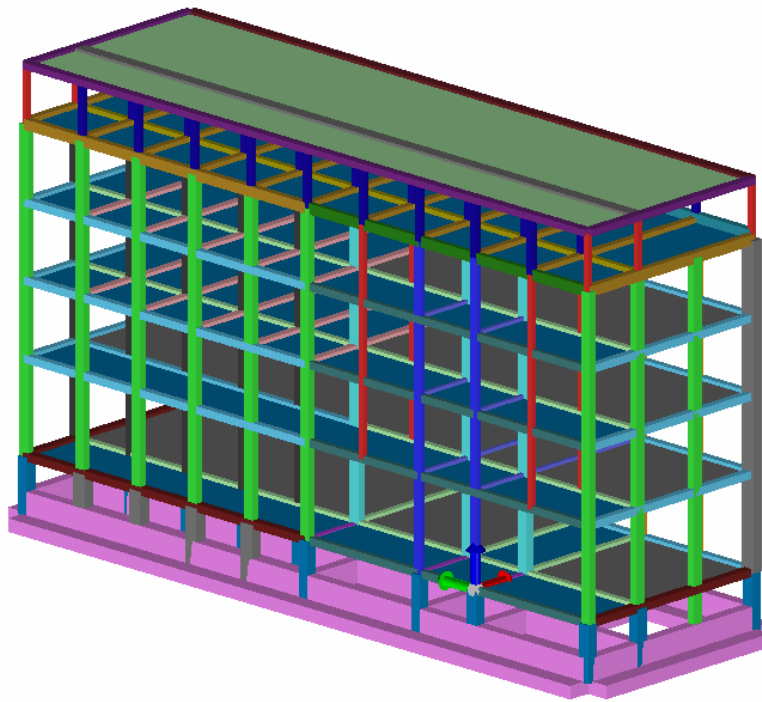
Vista 4: modello solido senza solai

2.7.4 Corpo C2

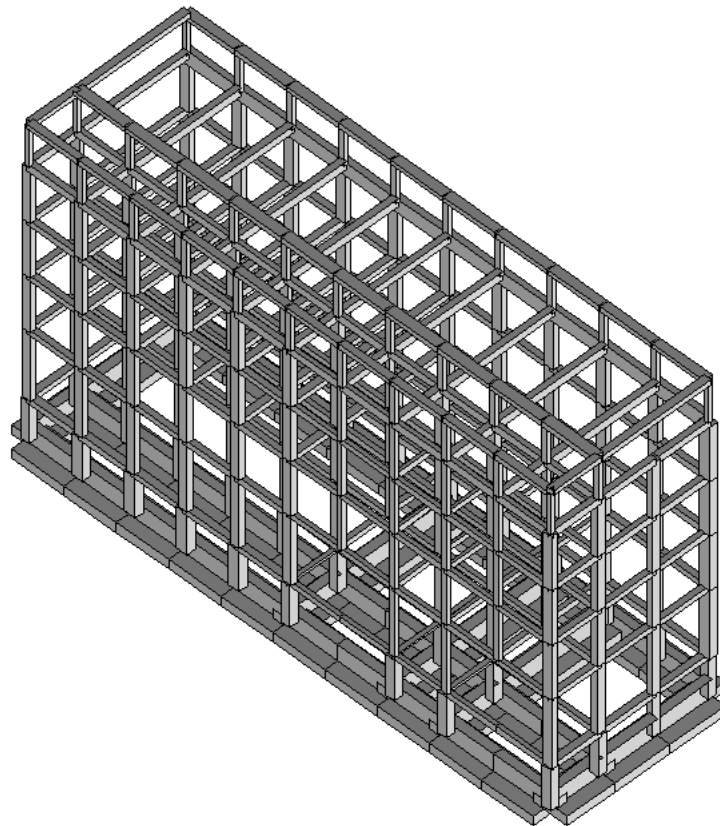
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C2:



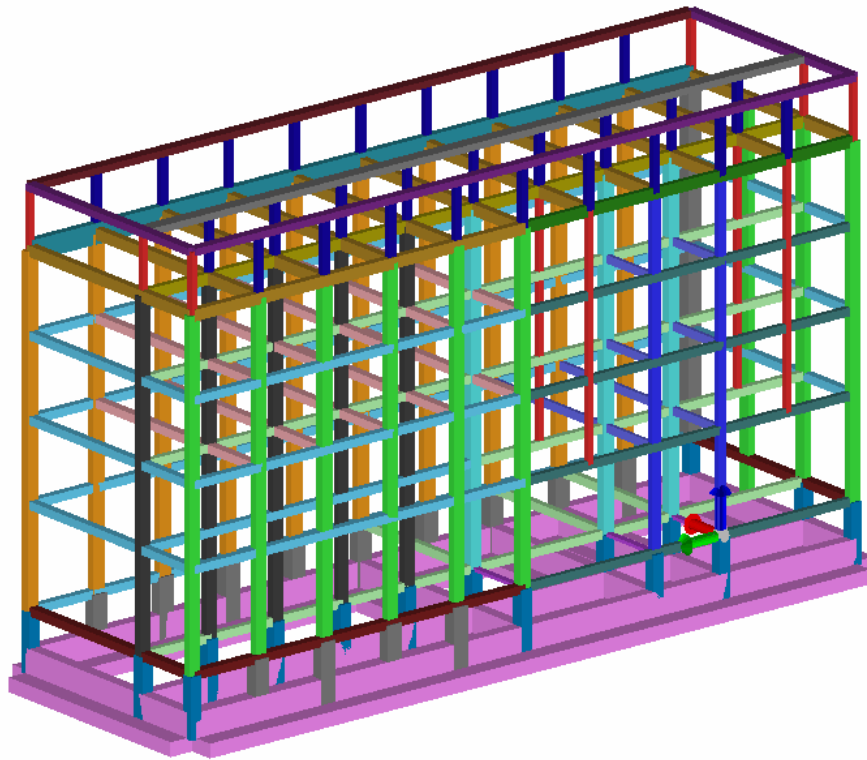
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



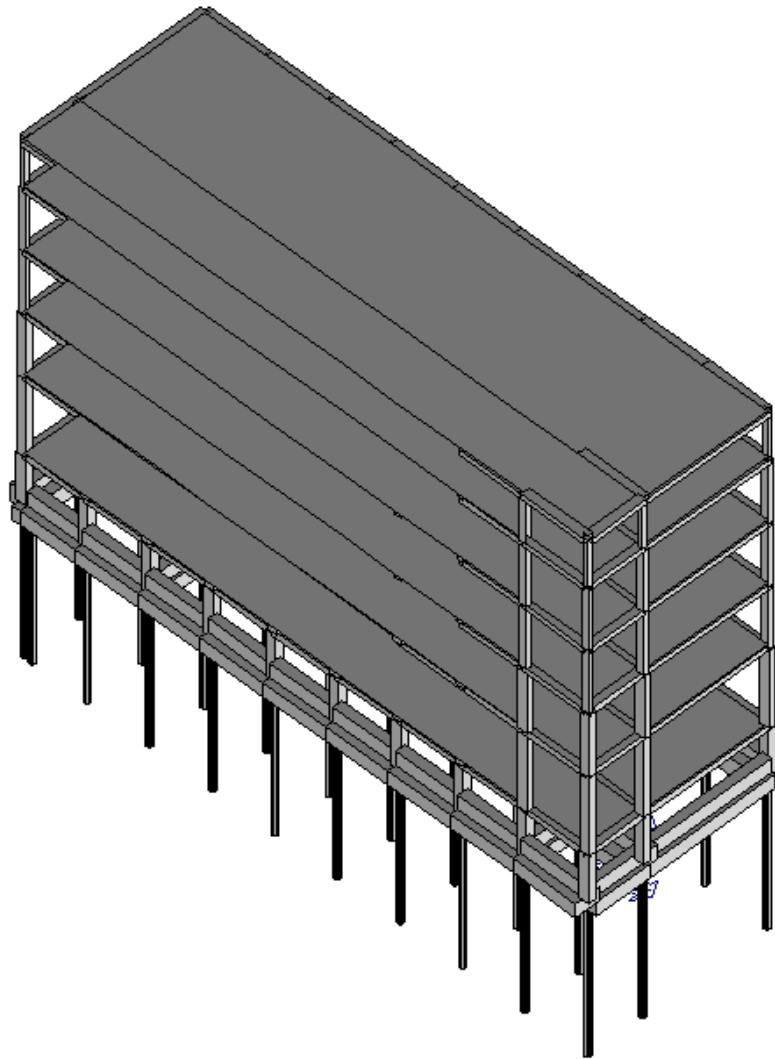
Vista 3: modello solido senza solai



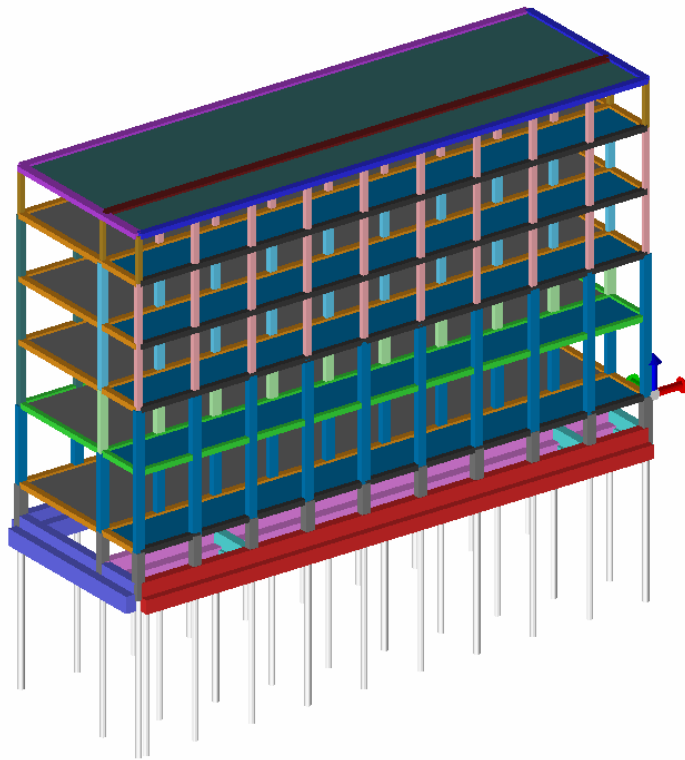
Vista 4: modello solido senza solai

2.7.5 Corpo C3'

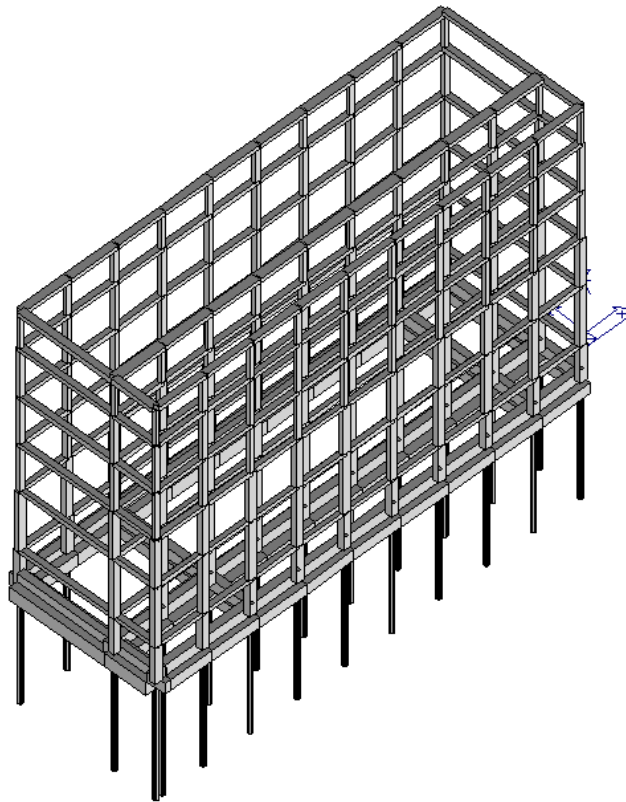
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C3':



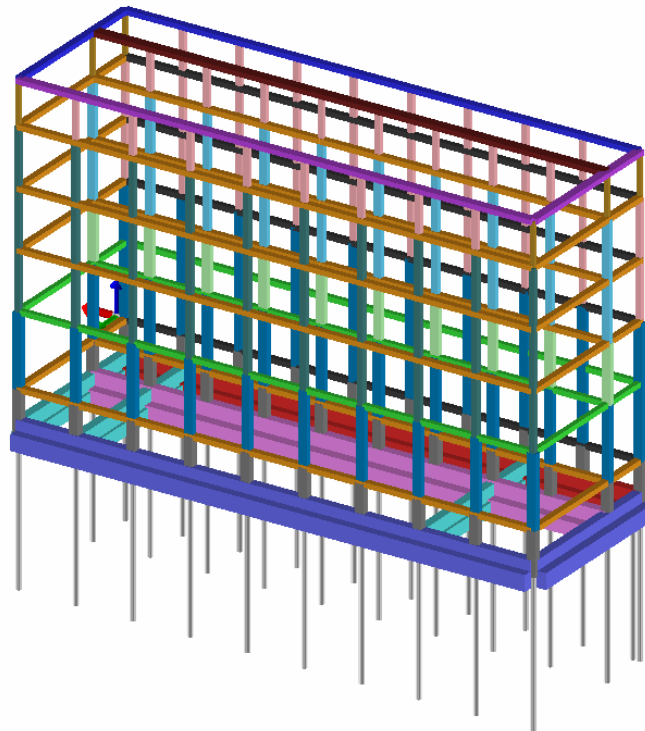
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



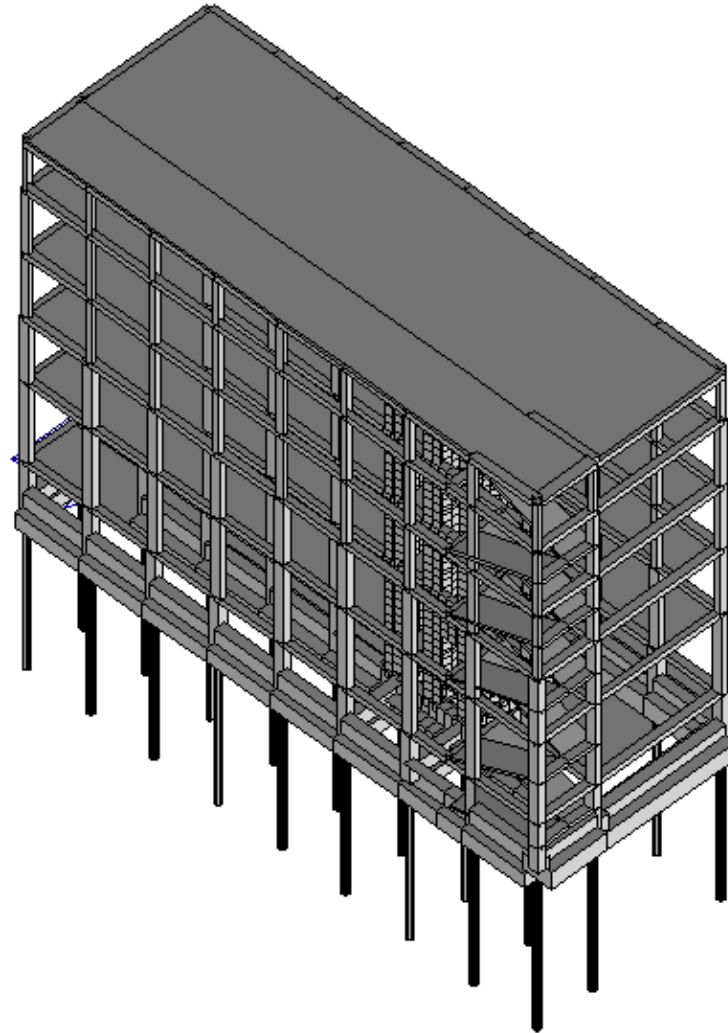
Vista 3: modello solido senza solai



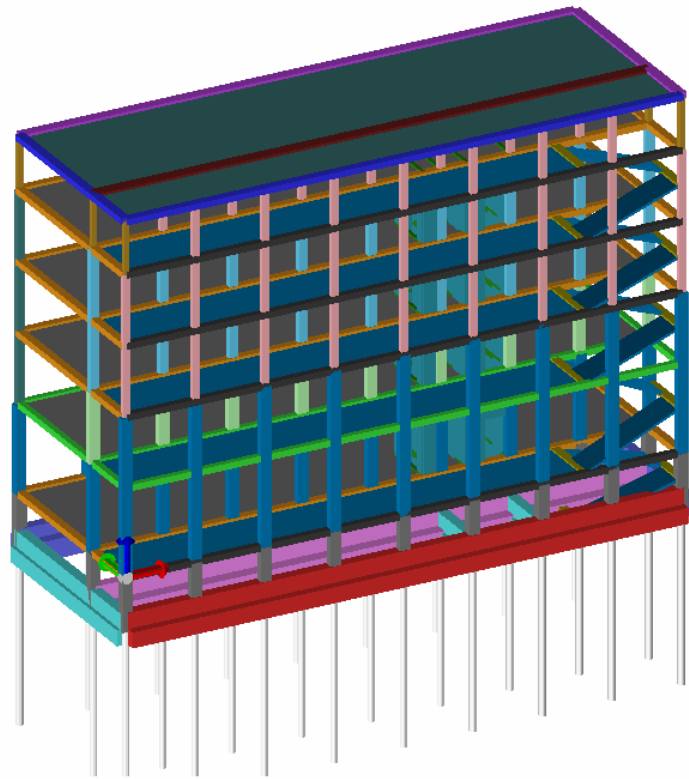
Vista 4: modello solido senza solai

2.7.6 Corpo C3''

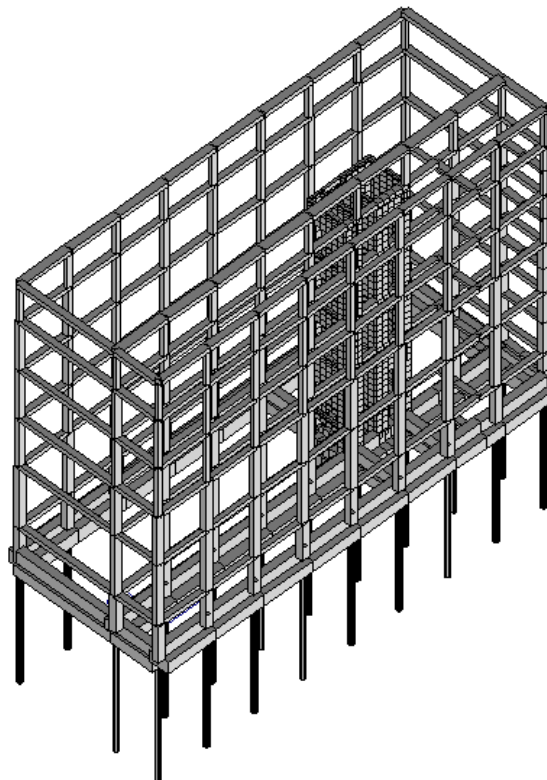
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato per il Corpo C3'':



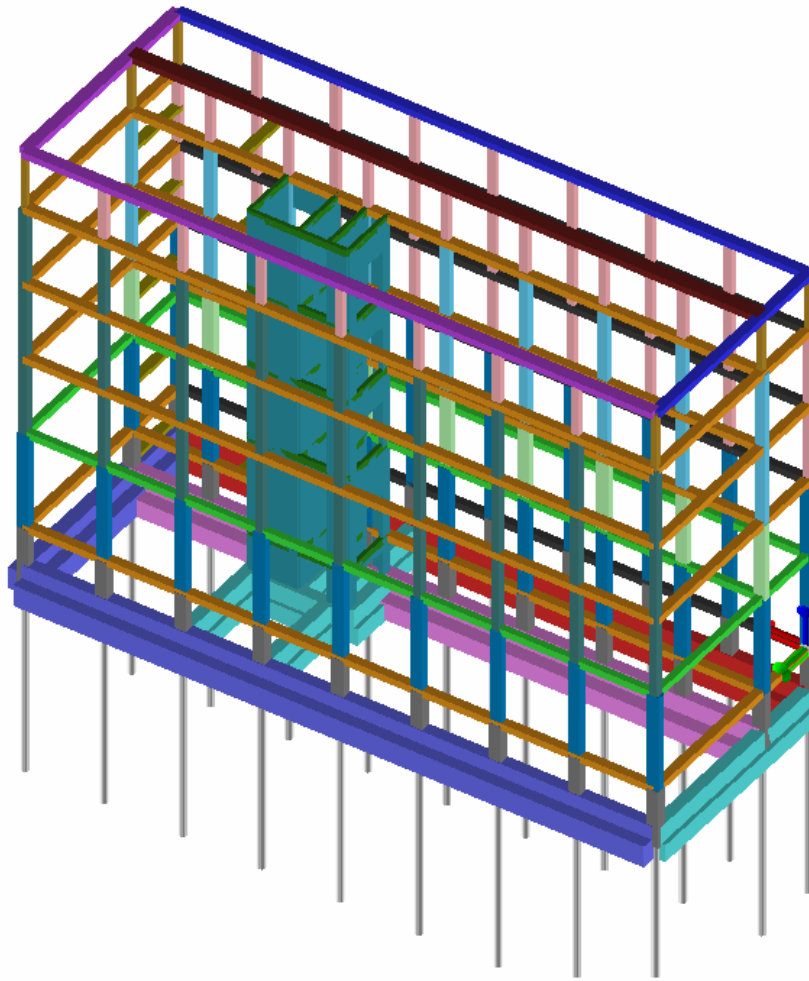
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido con solai



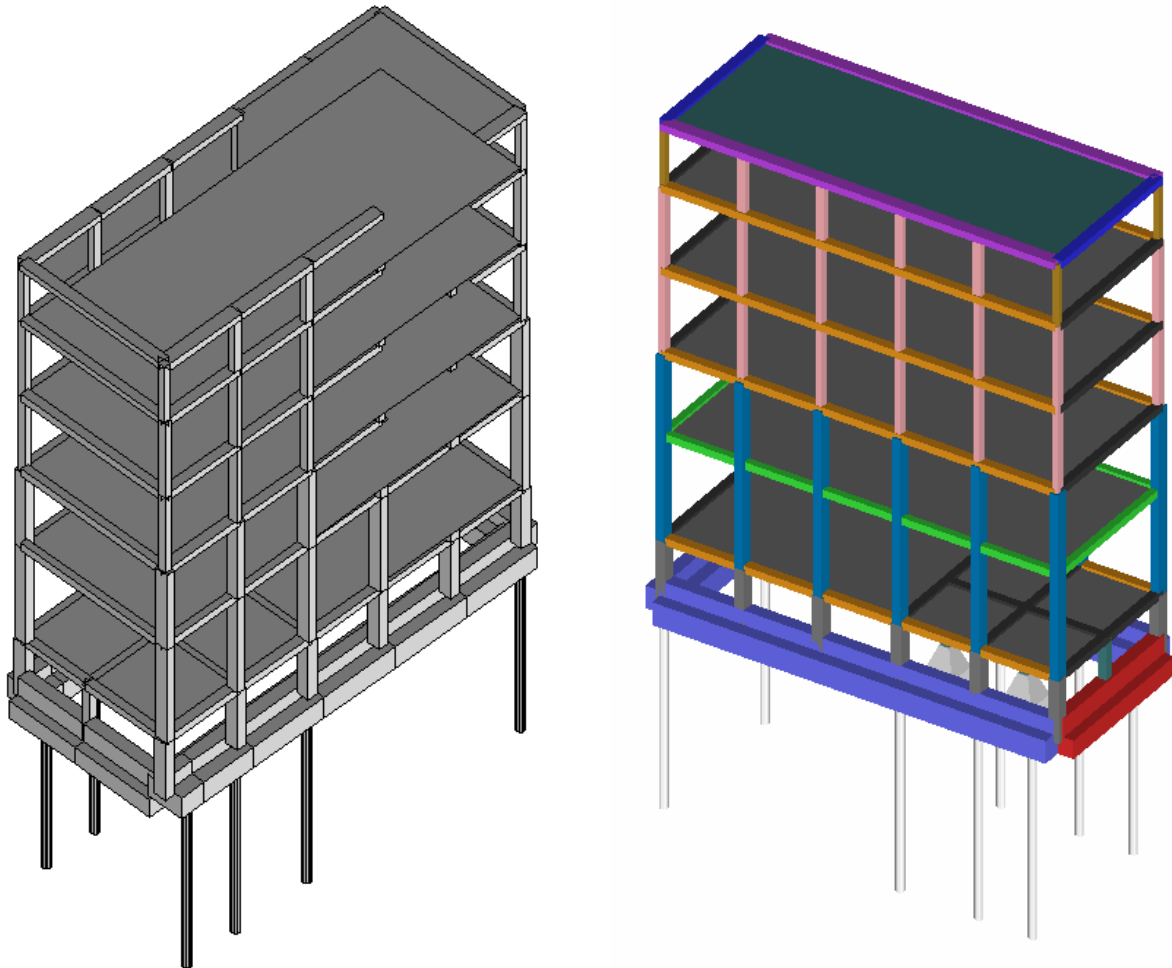
Vista 3: modello solido senza solai



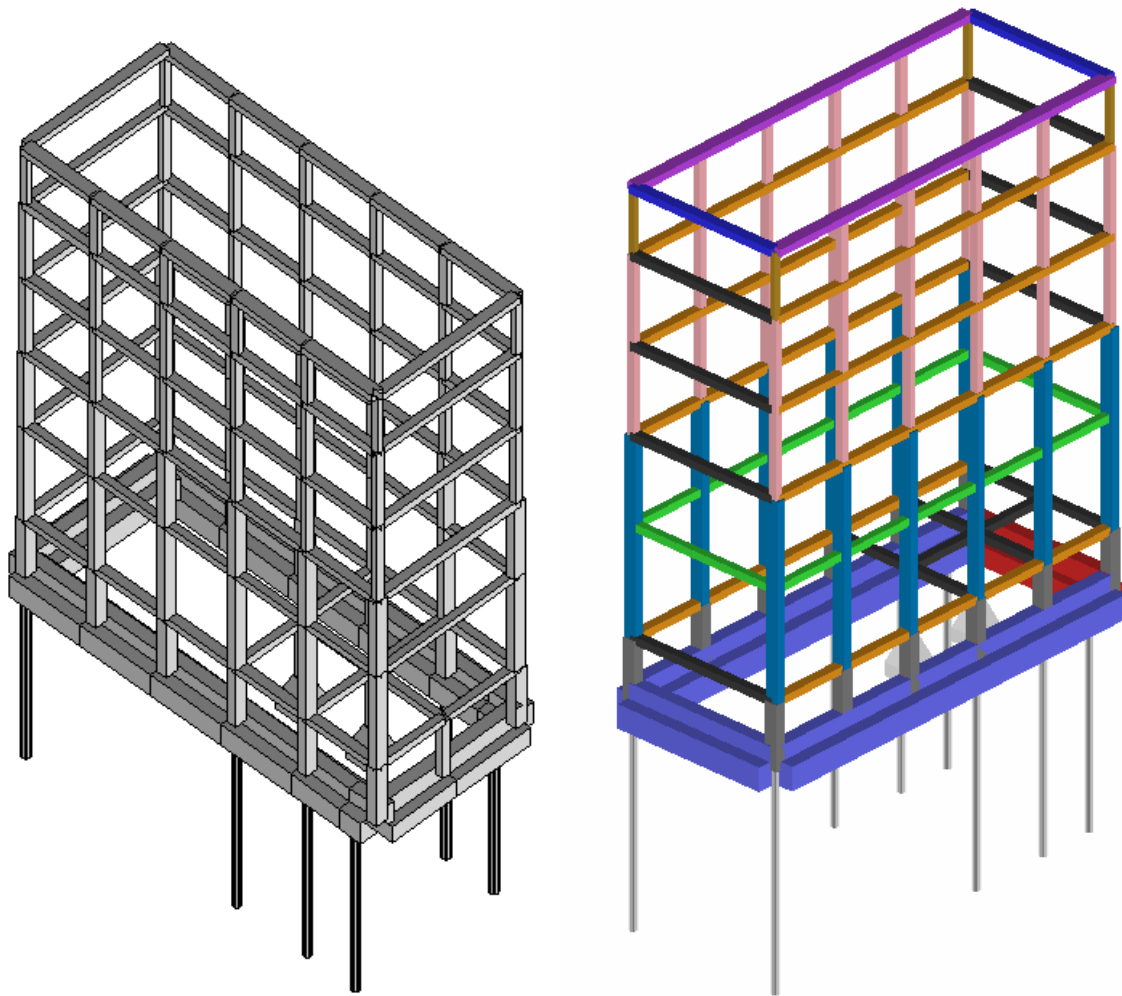
Vista 4: modello solido senza solai

2.7.7 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

3. RISULTATI OTTENUTI

3.1 Verifiche statiche di II° Livello: osservazioni

I risultati delle analisi condotte sulle strutture dei corpi di cui è formato il Monoblocco, unitamente al fatto che gli edifici non presentano alcun quadro fessurativo o deformativo significativo, conducono ad affermare che le strutture portanti (orizzontali e verticali) dei corpi del Monoblocco analizzati sono staticamente verificate e sono in grado di sopportare i carichi imposti da normativa

- con una combinazione delle azioni SLE rara per valutare il reale impegno statico degli orizzontamenti e che più si avvicina ad una analisi rappresentativa delle reali condizioni di sicurezza presenti nelle strutture in oggetto con un **buon margine di sicurezza** nei riguardi delle azioni flettenti che delle azioni taglianti;
- con una combinazione di azioni SLU con carico strutturale e permanente compiutamente definito, condizione limite realisticamente poco probabile, che considera valori di carico pari a circa 1,3 volte quelli caratteristici, con un **sufficiente margine di sicurezza** nei riguardi delle azioni flettenti che delle azioni taglianti.

3.2 Verifiche sismiche

La verifica sismica dei corpi del Monoblocco 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.

Dal calcolo del tempo di intervento (sulla base 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 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 o a taglio dei pilastri e delle travi in c.a.) **per ogni corpo del Monoblocco è maggiore di 2 anni (valore più basso 2,1 anni)**.

3.1.1 Corpo C0

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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

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:

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

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
Pilastrì	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

3.1.2 Corpo Cla

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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	

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 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 e taglio delle travi e taglio

dei pilastri in c.a. (SLV)

Il tempo di intervento vale:

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

$$T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
Pilastri	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
Pilastri	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

3.1.3 Corpo C1b

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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	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
Pilastri	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

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		0,29	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}
Pilastri	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:

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

pressoflessione N/M e taglio V/T 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:

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

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

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	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			
Pilastri	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	

3.1.4 Corpo C2

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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

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)

Il tempo di intervento vale:

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

$$T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

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		

3.1.5 Corpo C3'

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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

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)

Il tempo di intervento vale:

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

$$T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO													
SLV													
c.a.	valori da modello SLV			PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV		TR - SDF		T Intervento	
Pilastr	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	

3.1.6 Corpo C3''

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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	

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)

Il tempo di intervento vale:

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

$$T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO									
SLV									
c.a.		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV	TR - SDF
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

3.1.7 Corpo C4

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella di seguito riportata:

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

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
Pilastr	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)

Il tempo di intervento vale:

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

$$T_{INT} = 0,105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad C_U = 2$$

STATO DI FATTO														
SLV														
c.a.		valori da modello SLV			PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV		TR - SDF		T Intervento	
Pilastrì	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	

3.3 Conclusioni e osservazioni in merito ai risultati delle verifiche sismiche di II° Livello

Dalle analisi condotte si evince una 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/adeguamento 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:

- **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.