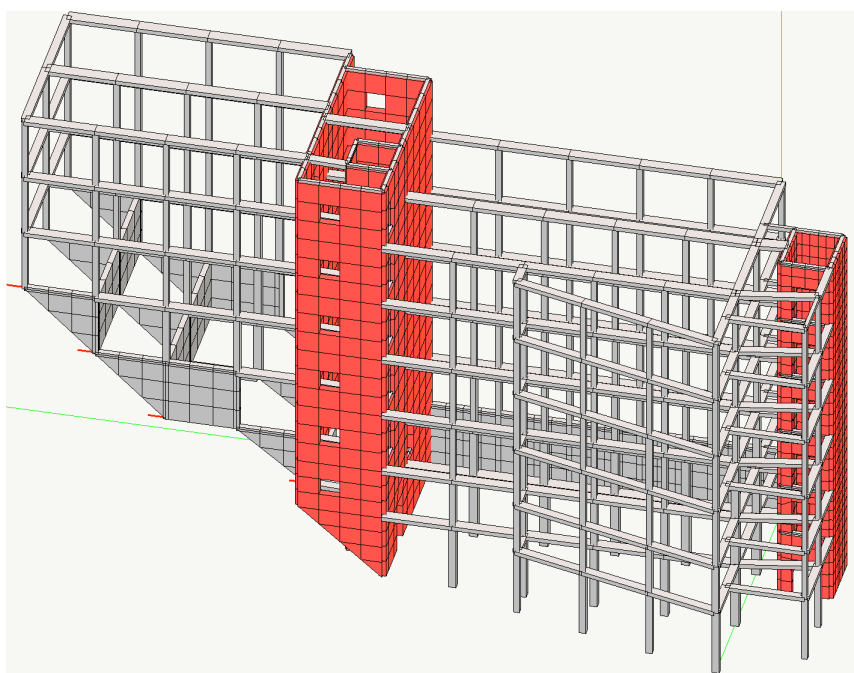


Comune di Alto Reno Terme (BO)

Consulenza per la valutazione di massima del comportamento
sismico dell' edificio sito in via Pier Capponi già adibito a casa
protetta

RELAZIONE TECNICA

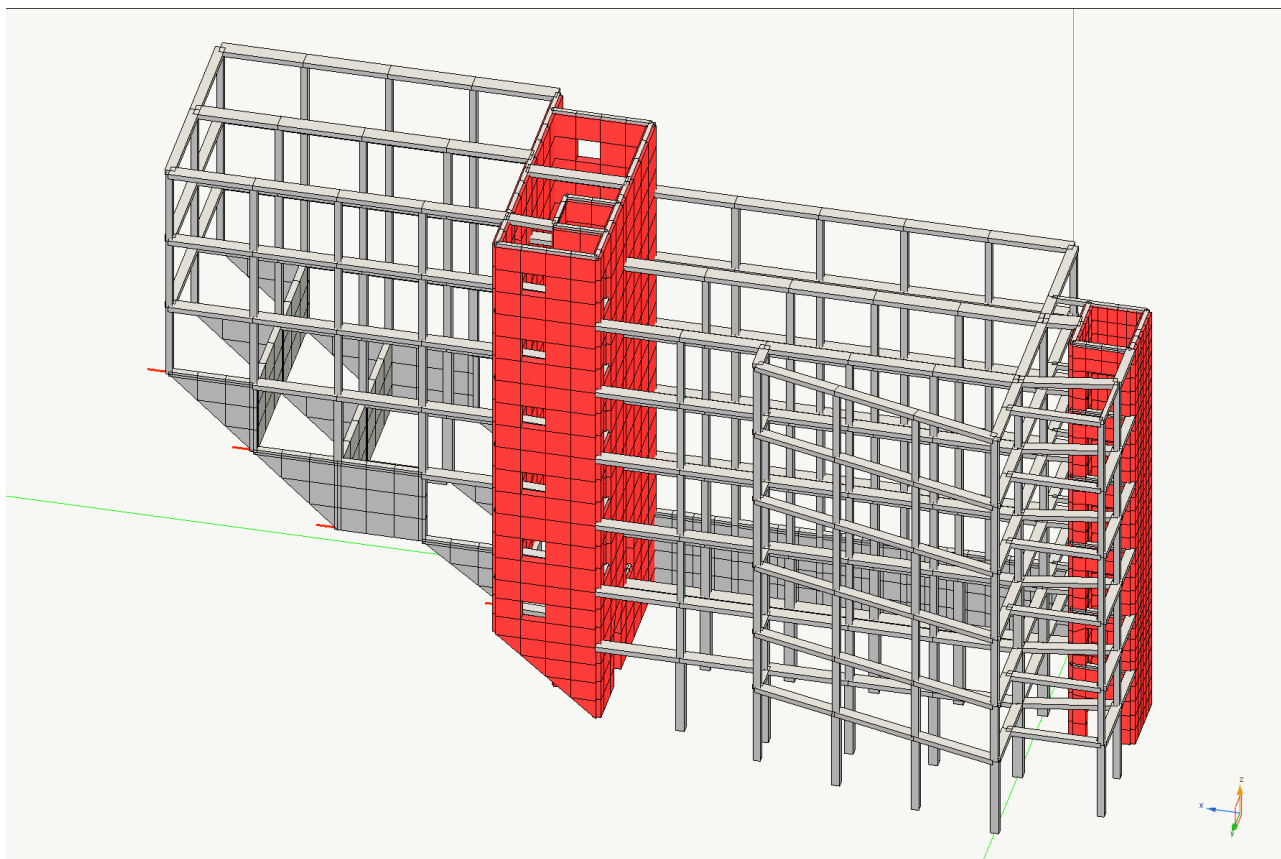


I tecnici incaricati:
dott.ing. Giuseppe Monari

dott. ing. Giovanni Monari

0	4/07/2018	1° emissione	Giu.M.	Gio.M.	Giu.M.
N°rev.	Data	Motivo della revisione	Elaborato da:	Controllato da:	Approvato da:

DESCRIZIONE DEL FABBRICATO



L'edificio oggetto di consulenza mediante valutazione di massima del comportamento sismico fa parte del complesso ospedaliero ora dismesso collocato in via Pier Capponi nel lato sud del borgo storico di Porretta Terme.

La parte oggetto di valutazione è stata realizzata negli anni 1986-1990 dall'impresa Codelfa Prefabbricati Spa di Tortona (AL) su progetto architettonico del prof. Ing. Silvano Casini e progetto strutturale dell'ing. Giuseppe Andina. Direttore dei Lavori era lo stesso ing. Silvano Casini ed i lavori strutturali furono collaudati dallo scrivente ing. Giuseppe Monari con certificato in data 21 Giugno 1990.

Ho ritrovato tutta la documentazione allegata al collaudo comprendente disegni di progetto, prove di carico e prove sui materiali, verbali di esecuzione delle fondazioni profonde.

La parte che interessa l'amministrazione costituisce un'unica unità strutturale che si articola su un grande vano scala con pareti in cemento armato con all'interno una canna ascensore. La struttura

è in cemento armato intelaiata con solai in laterocemento tipo bausta. Il fabbricato con il lato ovest (ex casa protetta) si arrampica su un pendio seguendo la conformazione della montagna ed arriva a 5 piani fuori terra più il tetto ed il solaio di soffittatura. Il lato Est (vecchio ampliamento dell' Ospedale) è di altezza costante e si articola su 6 piani più il tetto ed il solaio di soffittatura. La struttura lato Est è completata da una canna ascensore solidale con la struttura. L' edificio dal lato sud è adiacente ad un vecchio edificio in muratura di pietrame che attualmente ospita gli Uffici Igiene, l' Ufficio Veterinaria e l' Ufficio Igiene del lavoro dell' USL. Il giunto tra la vecchia struttura in muratura e la nuova in cemento armato è stato oggetto di indagine eseguendo a cura del Comune due fori di demolizione che hanno accertato che il solaio è isolato dalla vecchia muratura con una distanza di circa 1 centimetro e che la nuova muratura di tamponamento è praticamente a contatto con la vecchia muratura in pietrame. Nella zona lato Ovest era previsto un giunto di 5 cm che isolava il corpo principale della struttura da un passaggio che conduceva al vecchio ospedale storico. E' stato eseguito un saggio su tale giunto e si è visto che esso è largo circa 1 cm e che le tamponature verticali non sono giuntate.

Dalla documentazione si è evidenziato che le fondazioni del grande vano scala e dell' ala lato Ovest (ex casa protetta) sono state eseguite su pali trivellati di diametro 500 mm di lunghezza circa 6 m che si sono attestati su uno strato di argilla sovraconsolidata. L' esecuzione dei pali è stata assai travagliata per la presenza di trovanti e per la presenza di una falda idrica probabilmente causata da venute d' acqua parallele a due tubazioni di carico e scarico dell' acquedotto storico di Porretta che poco più a monte ha un grande serbatoio di carico.

Proprio per le difficoltà esecutive la parte di edificio più a valle (ex ampliamento Ospedale) è stata fondata su micropali Ø 150 mm di 13 m che si attestano per circa 2 metri su uno strato di argilla sovraconsolidata.

PRIME CONSIDERAZIONI SULL' ANALISI DI VULNERABILITA' IN CASO DI SISMA DELLO STATO ATTUALE

Le verifiche sono state condotte seguendo il D.M. 17/01/2018.

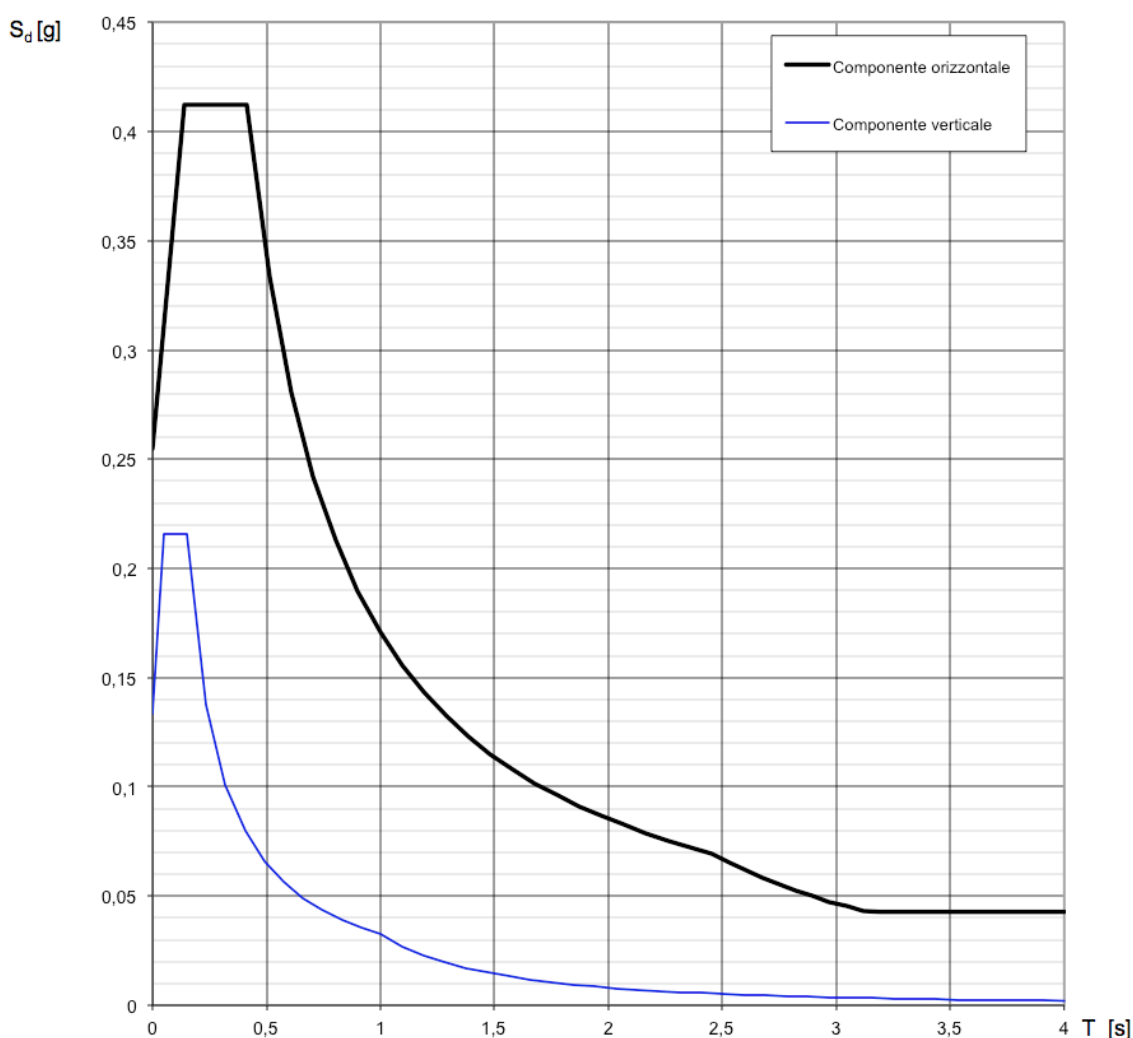
Le analisi che seguono si sono basate sull'indagine visiva del fabbricato e sulla documentazione storica reperita (progetto strutturale e prove di carico e dei materiali eseguiti nel 1990. Non si sono eseguiti nuovi saggi sulla struttura perché esulava dall' incarico. Le caratteristiche dei materiali sono state ipotizzate sulla base delle prove allegate al collaudo. Considerando le informazioni in nostro possesso, è stato adottato un Livello di Conoscenza 3, a cui corrisponde un fattore di

confidenza $FC=1,0$. Nel caso si proceda all'adeguamento della struttura sarà comunque prudente controllare la qualità dei materiali di oggi con almeno "Verifiche limitate" secondo la Circolare alle NTC 2008 tabella C8A.1.3°.

Per procedere all'analisi della struttura è stato realizzato un modello agli elementi finiti che ha consentito di verificare la vulnerabilità sismica dell'edificio. Si è utilizzato il metodo dell'analisi modale lineare utilizzando, per lo spettro di progetto, un fattore di comportamento $q=1,5$.

Considerando un suolo di tipo B, una categoria topografica T1, un periodo di riferimento $V_R=75$ anni, la PGA relativa all'SLV risulta essere $a_g=0,255g = 250,15 \text{ cm/s}^2$. Si riporta di seguito lo spettro utilizzato.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Si riportano di seguito le deformate della struttura sottoposta a un sisma in direzione X e in direzione Y.

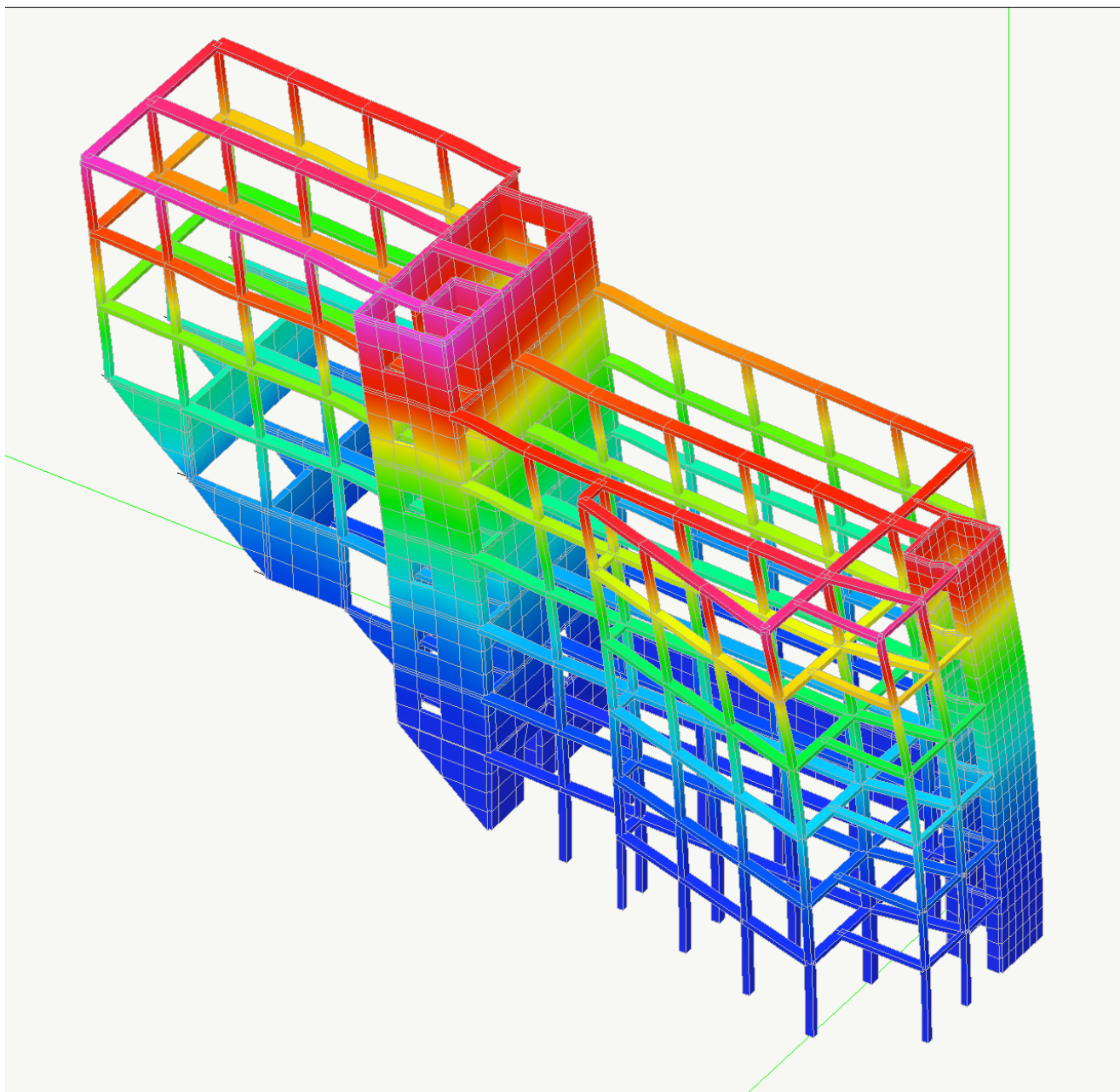


Grafico delle deformate. Sisma in direzione X (da Est verso Ovest).

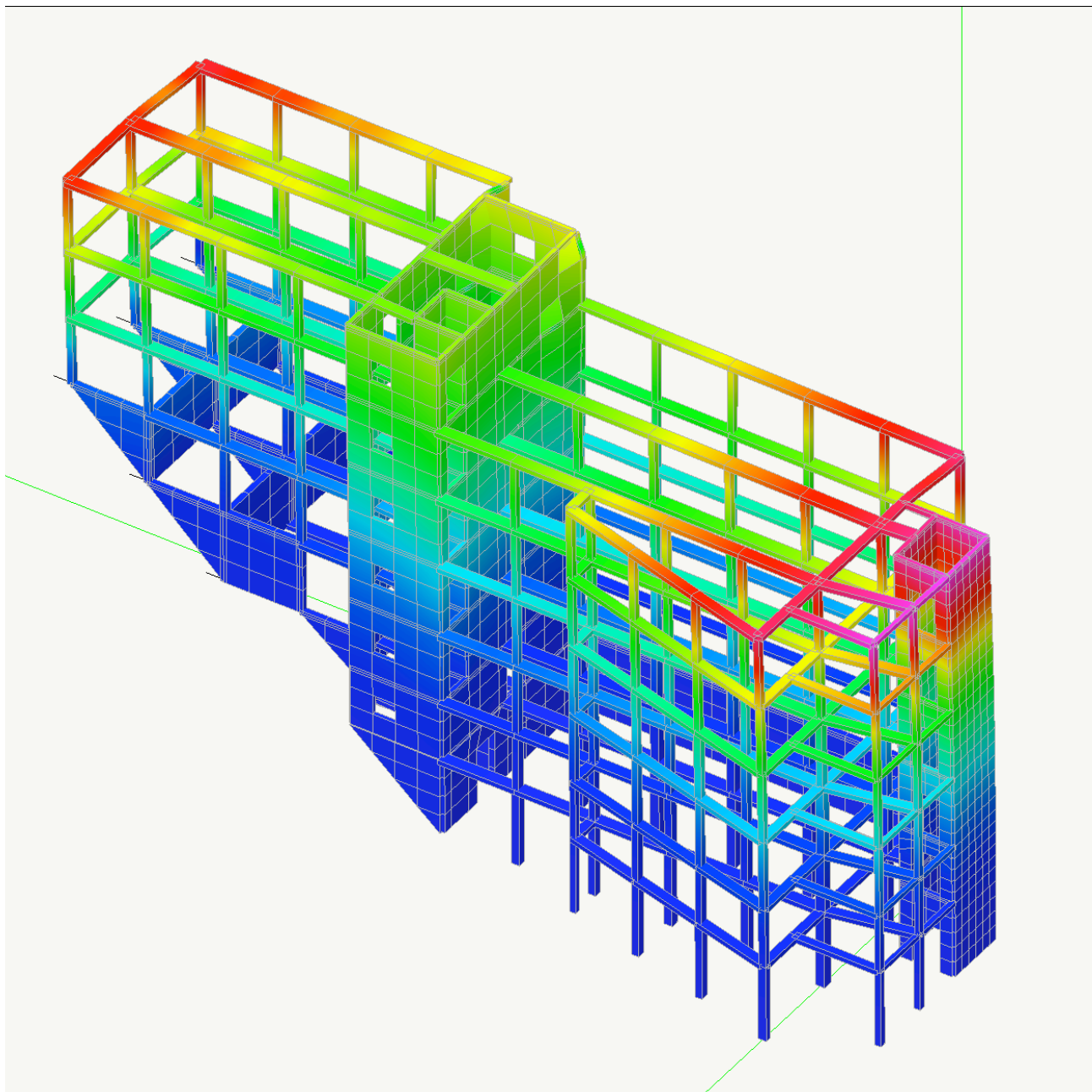


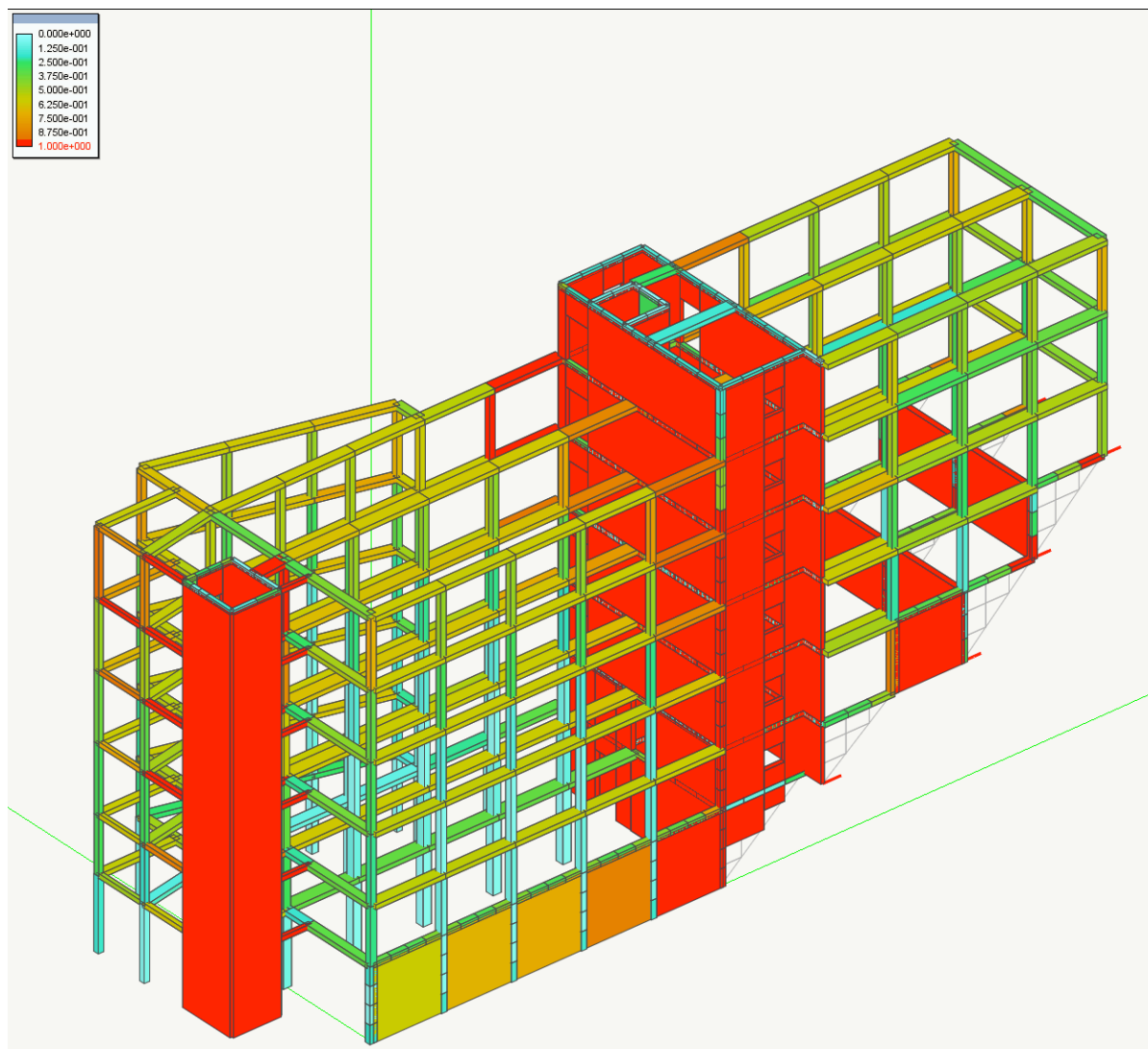
Grafico delle deformate. Sisma in direzione Y (da Nord verso Sud)

La struttura, nonostante sia poco regolare in altezza perché l' Ala Ovest si arrampica sulla linea di massima pendenza del monte, ha un comportamento piuttosto regolare in entrambe le due direzioni del sisma e questo è dovuto alla presenza di un forte nucleo di cemento armato nella zona vano scale che va ad assorbire gran parte delle azioni taglianti del sisma e limitando gli effetti delle azioni torcenti.

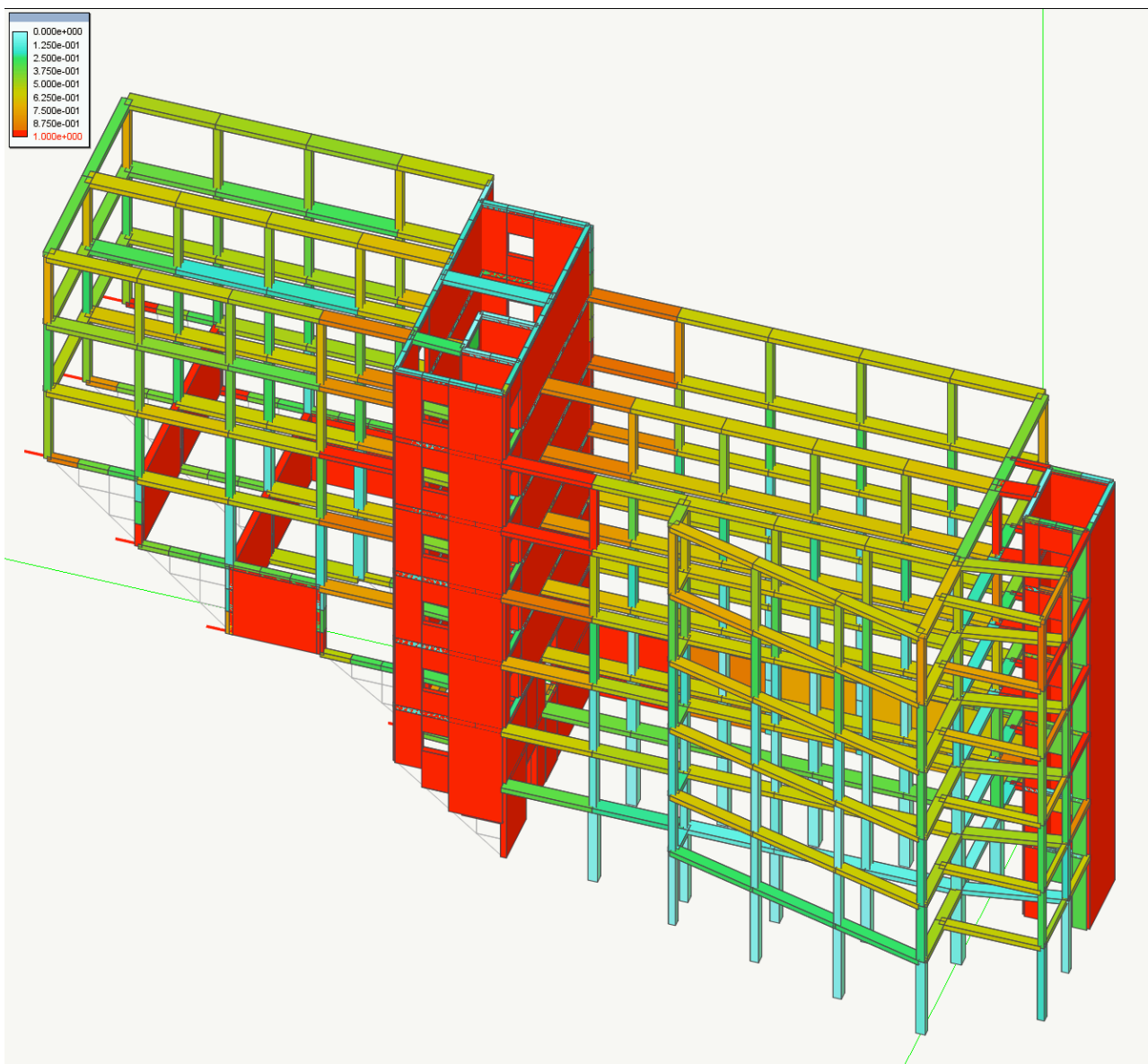
Dall' altra parte è chiaro che tale nucleo di cemento armato è fortemente sollecitato e, come vedremo, le sue armature in ferro, consuete per tale tipologia di fabbricato in zona non sismica, sono insufficienti per le nuove sollecitazioni proposte dalla normativa.

In particolare risulta che l' incidenza di armatura in ferro per metrocubo di calcestruzzo sia per le pareti in cemento armato pari a circa 35 kg/mc (senza considerare sfridi e sovrapposizione dei ferri); come vedremo le incidenza di acciaio per pareti in cemento armato soggette ad azione sismica sono di circa 95-100 kg/mc

Sottoponendo la struttura al sisma di progetto relativo a una struttura di nuova costruzione è stato possibile determinare quali elementi non risultano verificati. Si riporta di seguito il grafico riassuntivo delle verifiche.



Verifica della struttura attuale. Vista da Nord. Gli elementi in rosso non risultano verificati.



Verifica della struttura attuale. Vista da Sud. Gli elementi in rosso non risultano verificati.

A parte qualche pilastro e qualche trave in vicinanza delle pareti in c.a. in generale la maggior parte dei pilastri e delle travi sono verificate. Invece le pareti in c.a. risultano quasi tutte non verificate per carenza di armatura in ferro.

Come vedremo anche le strutture di fondazione ed in particolare le palificate risultano insufficienti e da consolidare.

Oltre a queste criticità, come già accennato in sede di descrizione della struttura, i giunti con le altre Unità Strutturali sono di larghezza insufficiente e ben inferiori a quanto previsto normalmente in questi casi (circa 15 cm pari a 1/100 l' altezza degli edifici che si fronteggiano).

Tale provvedimento serve ad evitare martellamenti e crolli tra strutture vicine sottoposte a sisma.

IPOTESI DI PARZIALE ADEGUAMENTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE (80%)

Nell' ipotesi di adeguamento della struttura, per definire le prestazioni richieste, si è fatto riferimento alle NTC 2018 punto 8.4.3 che specifica che, per le strutture esistenti che ristrutturate vadano a costituire nuovi edifici scolastici, è richiesta almeno una accelerazione di progetto pari all' 80% di quella che si utilizzerebbe per il progetto di un edificio nuovo.

Gli interventi previsti sono:

A) Rinforzo delle pareti in c.a. sismoresistenti :

La soluzione ipotizzata consiste principalmente nel rinforzo delle pareti in c.a. sismoresistenti (pareti del vano scale e dell' ascensore da esse racchiuso e canna dell' ascensore lato Est) mediante la realizzazione di una controparete in c.a. di spessore 20 cm adeguatamente armata. Per fare ciò le operazioni da eseguire sono principalmente:

- demolizione intonaco
- sabbiatura
- tassellatura alla parete esistente
- montaggio ferro e getto calcestruzzo spessore 20 cm
- rifacimento intonaco e tinteggiatura

Dal calcolo si è visto che è necessaria un' armatura in ferro di almeno 95 kg/mc.

Come già accennato è necessario intervenire sui giunti sismici con le Unità Strutturali limitrofe ampliandole a 15 cm;

B) Giunto prospiciente ex Pensione Monari:

Le operazioni da eseguire sono principalmente:

- demolizione muro di tamponamento esistente
- taglio del solaio e ripristino dello stesso
- rifacimento del muro di tamponamento
- rifacimento intonaco e tinteggiatura

C) Giunto prospiciente il passaggio verso il vecchio ospedale Costa:

Le operazioni da eseguire sono principalmente:

- montaggio di intelaiatura di carpenteria metallica a sorreggere il solaio che verrà tagliato
- solidarizzazione dei pilastri presso il giunto mediante perfori armati inclinati di 45°
- taglio del solaio e ripristino dello stesso
- taglio del muro di tamponamento
- ripristino finiture

D) Zona di solaio presso il vano ascensore lato Est:

Le travi che uniscono il vano ascensore con il resto del solaio sono fortemente carenti specialmente come armature e quindi è necessario demolirle e rigettarle con quantità sufficiente di armatura.

Le operazioni da eseguire sono principalmente:

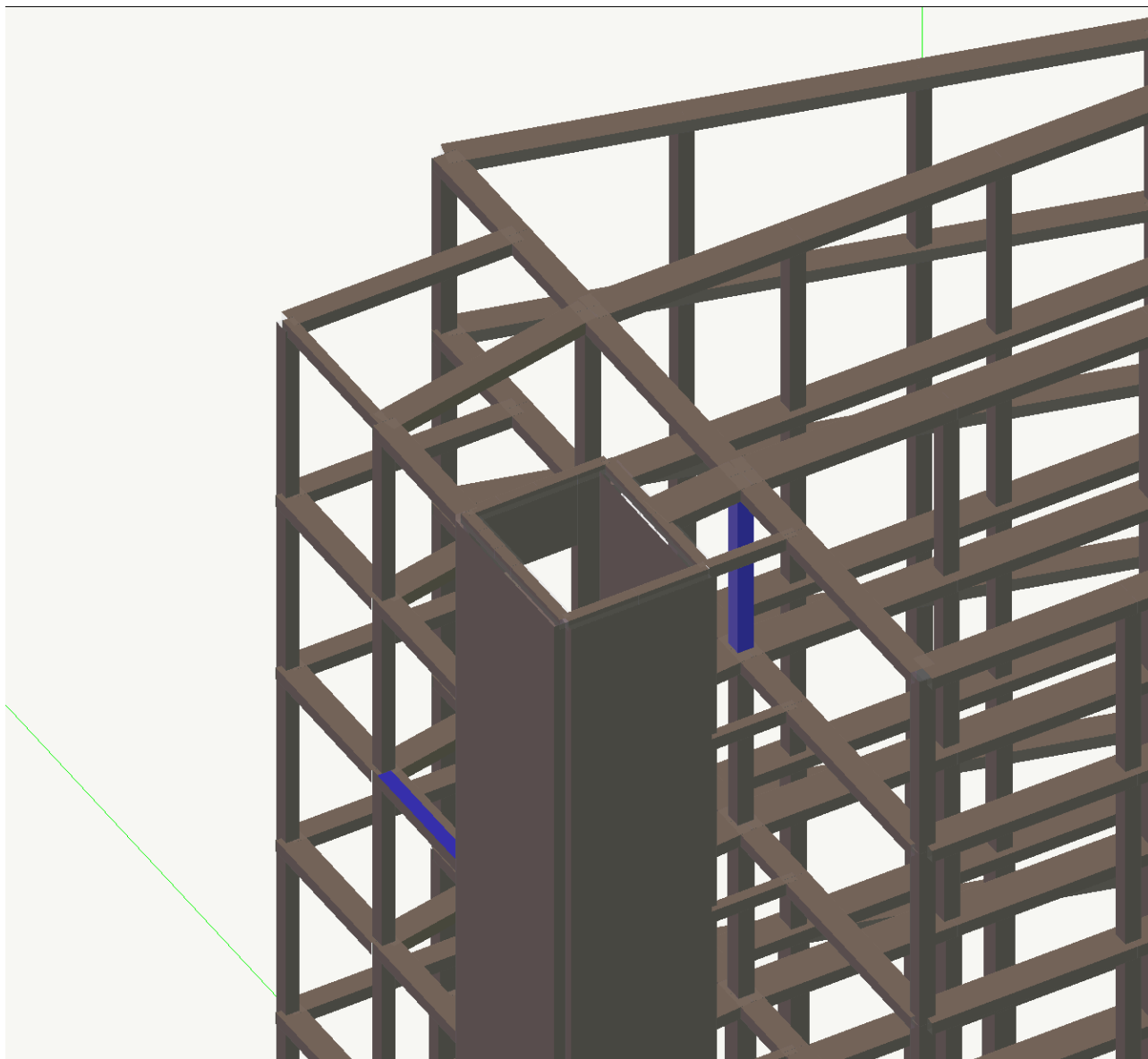
- demolizione muro di tamponamento esistente
- demolizione del solaio e delle relative travi e ripristino dello stesso
- rifacimento del muro di tamponamento
- rifacimento opere di finitura.

E) Pilastro n. 37 ultimo piano e trave asc – 40 piano 4°:

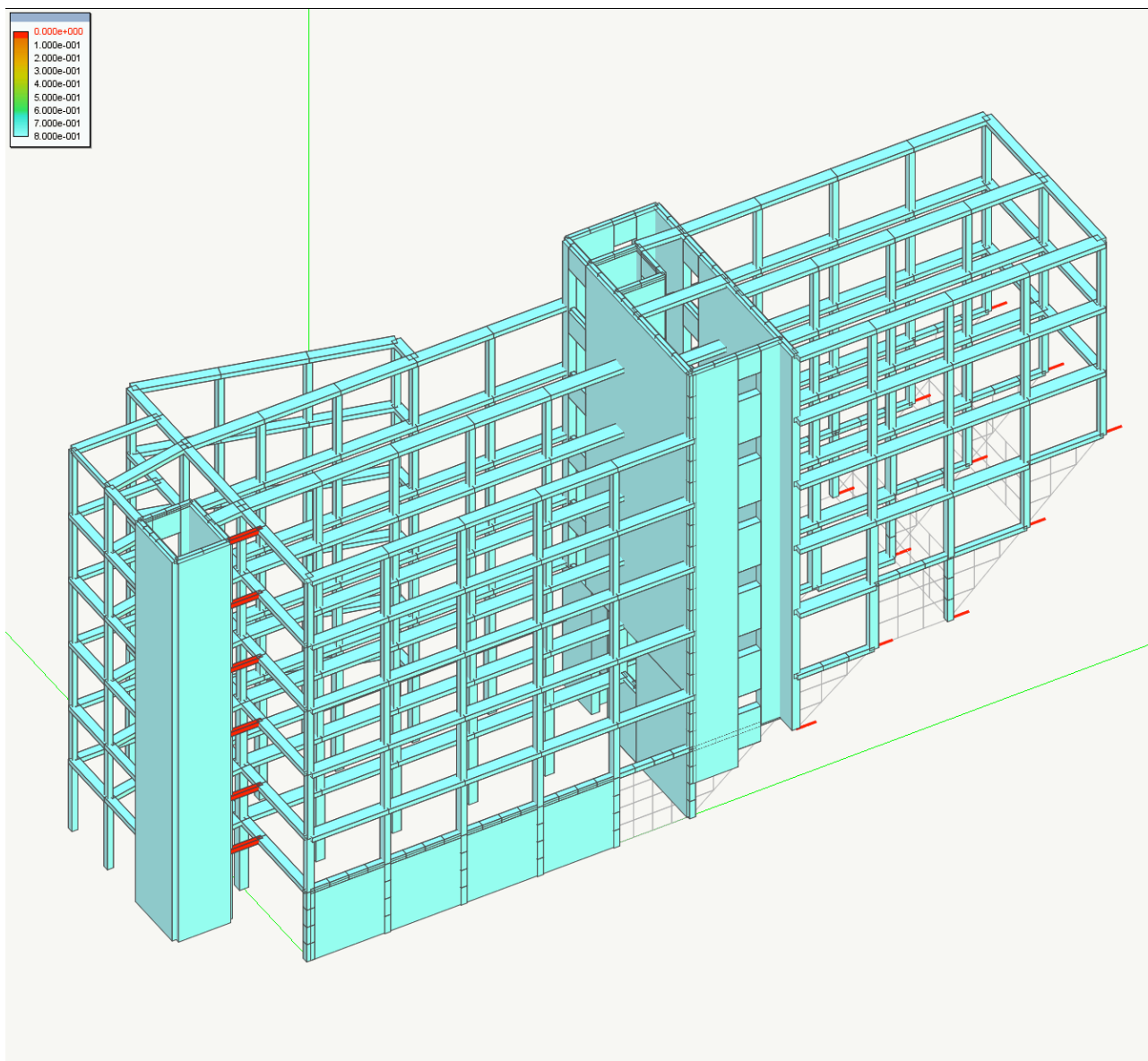
L'armatura degli stessi è insufficiente; per metterlo in sicurezza si può intervenire mediante la posa di fibre al carbonio

Le operazioni da eseguire sono principalmente:

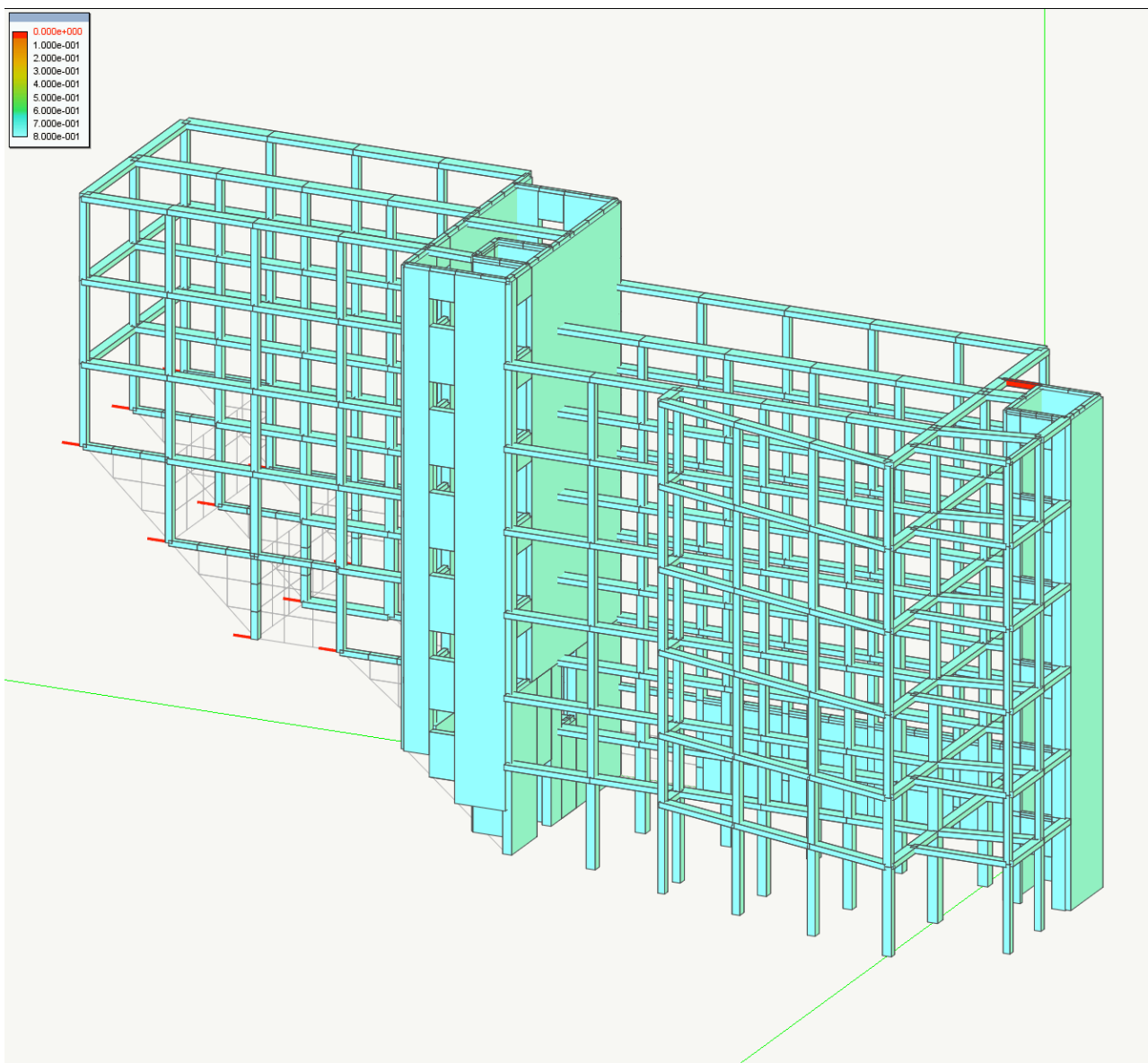
- demolizione intonaco
- sabbiatura
- posa di fibre al carbonio con resina epossidica
- rifacimento opere di finitura.



Vista in blu degli elementi trattati con fibre al carbonio



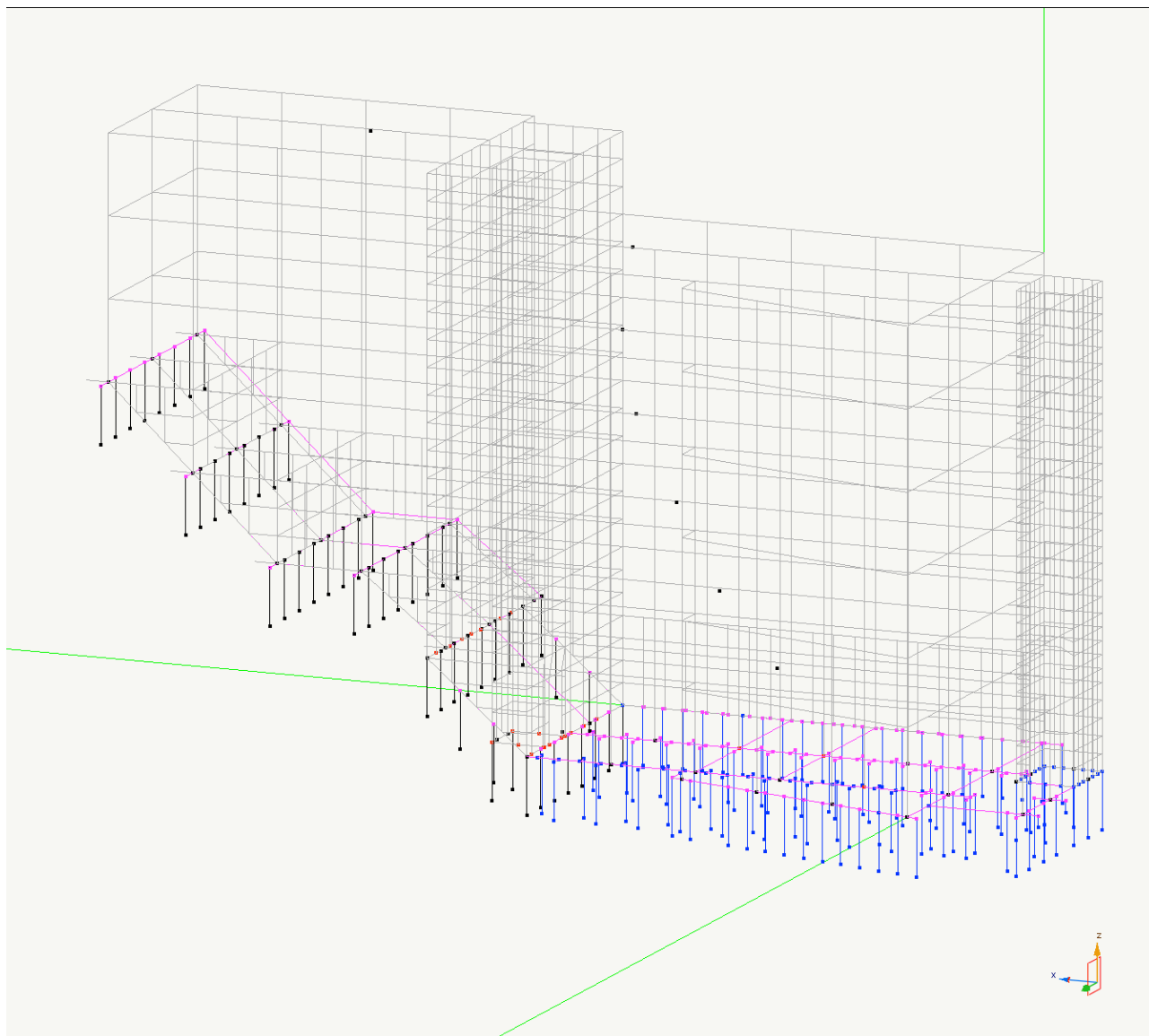
*Vista da Nord del modello di calcolo della struttura in elevazione adeguata (all' 80%).
In rosso gli elementi non verificati che verranno sostituiti mediante demolizione e rifacimento.*



*Vista da Sud del modello di calcolo della struttura in elevazione adeguata (all' 80%).
In rosso gli elementi non verificati che verranno sostituiti mediante demolizione e rifacimento.*

IPOTESI DI ADEGUAMENTO DELLA STRUTTURA IN FONDAZIONE

Nel grafico che segue è riportato lo stato delle fondazioni esistenti (visto da Sud)



A seguito dell' applicazione delle forze sismiche i pali di fondazione subiscono dei carichi assai maggiori di quelli per cui sono stati dimensionati

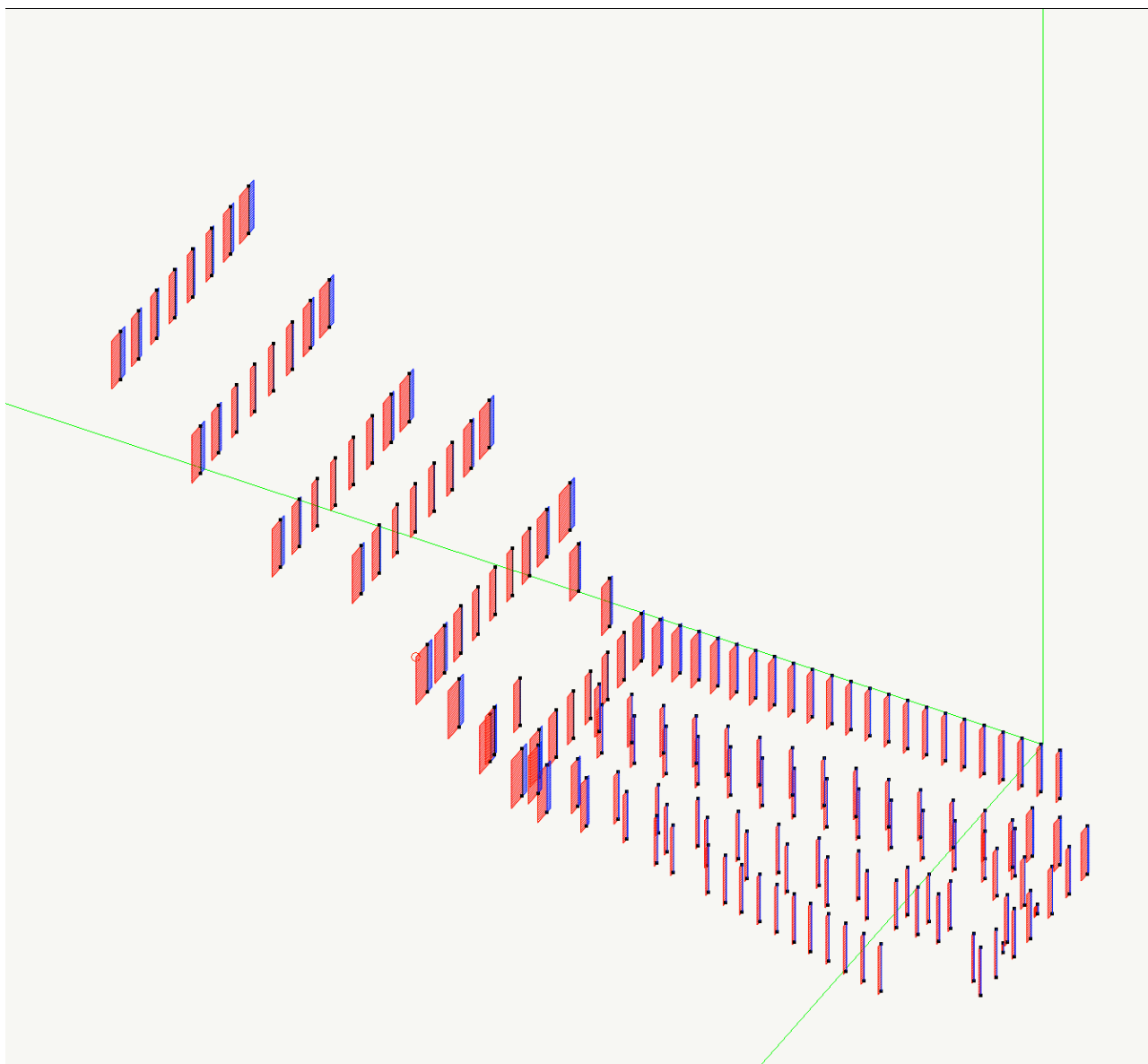


Grafico degli sforzi assiali nei pali. Il massimo è 102481 kg (I pali erano stati dimensionati per dei carichi di esercizio di circa la metà)

Per correggere le carenze riscontrate si prevede l' inserimento di n. 55 micropali Ø220 di lunghezza 18 m con una portanza calcolata di circa 82000 kg; nel grafico che segue sono riportati in rosso così come rossi sono rappresentati i nuovi plinti di supporto di tali pali.

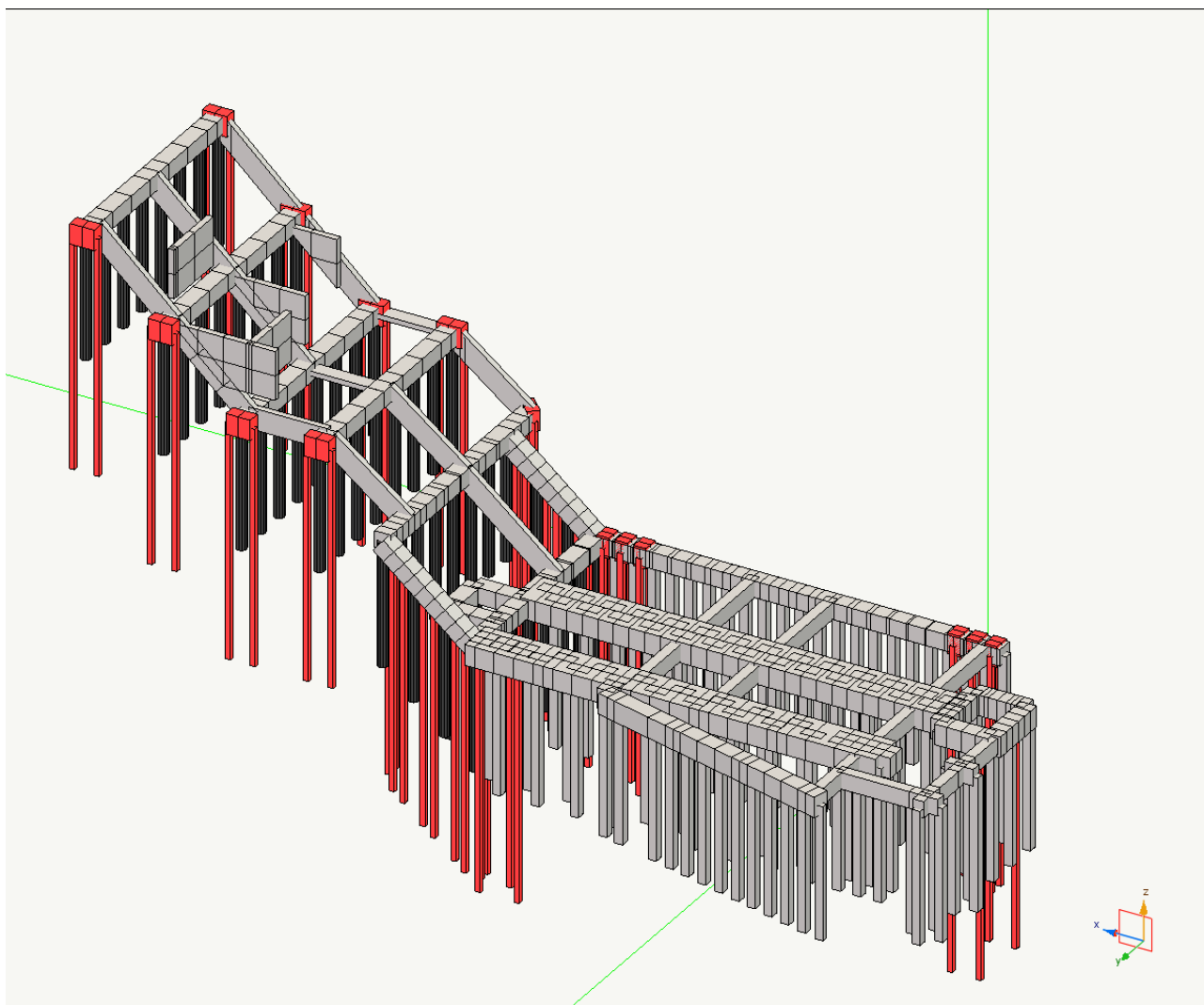


Grafico con rappresentati in rosso i nuovi micropali Ø 220, in grigio i micropali Ø 150 ed in grigio scuro i pali Ø 500

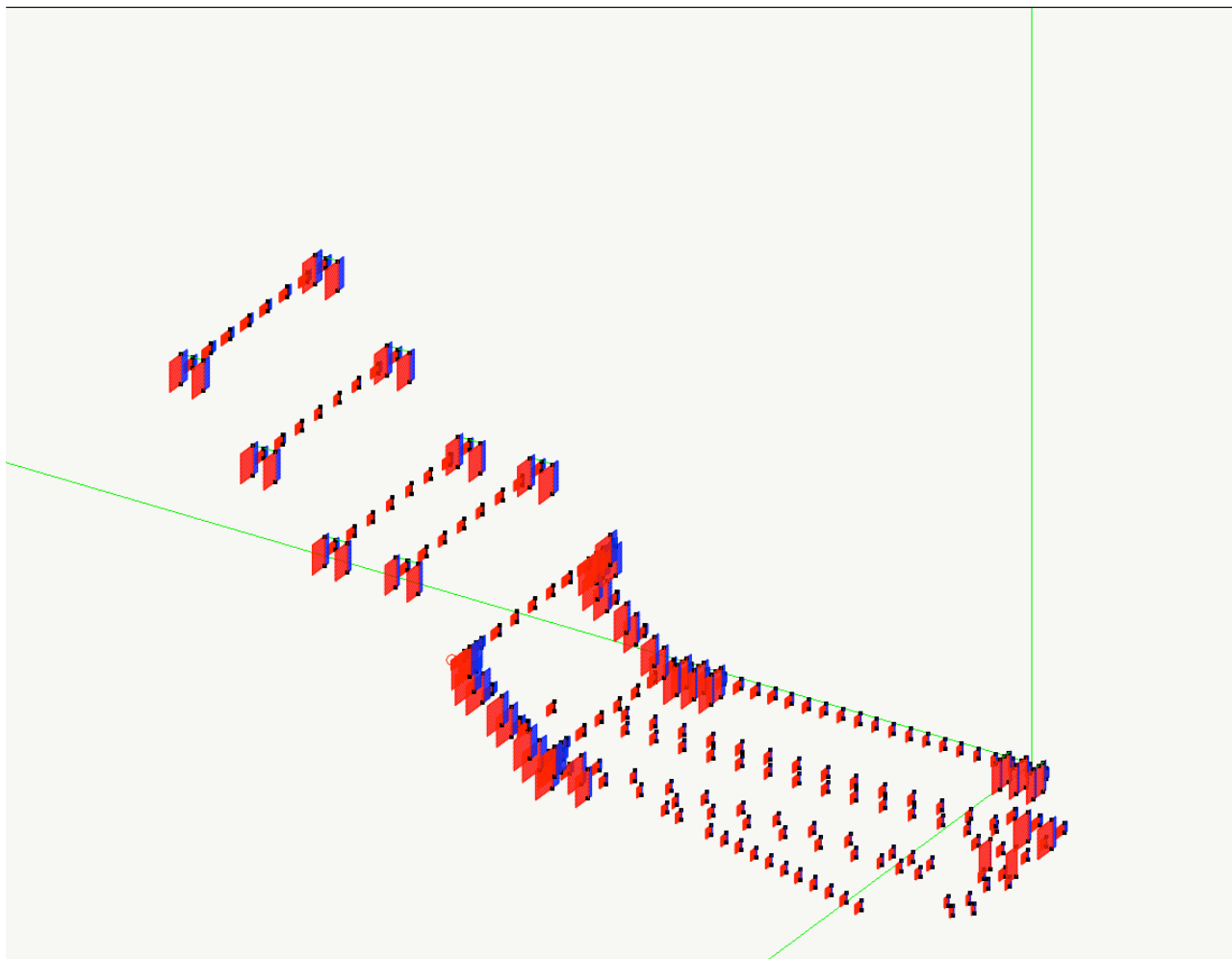


Grafico degli sforzi assiali nei pali. Il massimo è 81535 kg ed è in un nuovo micropalo Ø 220

Il massimo sforzo assiale nei vecchi pali Ø 500 è 56813 kg mentre il massimo sforzo assiale nei vecchi micropali è 44035 kg entrambe le sollecitazioni paiono compatibili con il calcolo della loro portanza rivisto con le nuove norme.

PREVISIONE DI LARGA MASSIMA DEL COSTO DELL' INTERVENTO

E' ovvio che per formulare un' ipotesi attendibile del costo dell' intervento è necessario almeno arrivare ad uno studio di fattibilità; ciò non ostante formuliamo una previsione di spesa tenendo conto che per il riutilizzo dell' immobile andranno eseguiti radicali cambiamenti sulle strutture murarie sugli impianti e sulle finiture e che quindi in genere andrà considerato solo parzialmente il ripristino delle finiture per lavori strutturali. In base ai calcoli eseguiti risulta:

A) Rinforzo delle pareti in c.a. sismoresistenti : mq. 750 a € 200/mq	= €	150'000
B) Giunto prospiciente ex Pensione Monari :	= €	22'000
C) Giunto prospiciente il passaggio verso il vecchio ospedale Costa:	= €	21'000
D) Zona di solaio presso il vano ascensore lato Est:	= €	5'000
E) Pilastro n. 37 ultimo piano e trave ascensore – 40 :	= €	3'000
F) Esecuzione nuovi micropali Ø220: n. 55 x m 18 x €/m 150	= €	148'500
G) Esecuzione nuovi plinti: n. 15 x 2,00 x 1,00 x 0,6 x €/mc 1500	= €	27'000
<hr/>		
Sommano i lavori	= €	376'500
Prove sui materiali e nuove prove geognostiche compresa relazione geolog.	= €	20'000
Spese tecniche +iva + CNPAIA	= €	60'000
IVA 10%	= €	37'650
<hr/>		
Sommano	= €	494'150
<hr/>		
In cifra tonda € 500'000		

E' da notare che essendo la volumetria dell' immobile di circa 9070 mc ed il costo dei lavori al netto di IVA e spese tecniche € 376'500 il costo dell' intervento al mc è di circa € 41/mc dove per la nuova costruzione delle strutture di un immobile di analoghe caratteristiche antisismiche si prevedono normalmente € 100 al mc.

Si allegano alla presente relazione le seguenti tavole:

- TAV 1 UBICAZIONE DELL' IMMOBILE E VISTE TRIDIMENSIONALI DEL MODELLO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
- TAV 2 PIANTE TIPO CON INDICATI GLI INTERVENTI PIU' SIGNIFICATIVI

Alto Reno Terme, 28 Giugno 2018

I progettisti

Dott. ing. Giuseppe Monari

Dott. ing. Giovanni Monari

