



# PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEI CORPI D1, D2, D3, D4, D5 DELL'OSPEDALE EDOARDO AGNELLI NEL COMUNE DI PINEROLO (TO).

## *Considerazioni sulla progettazione strutturale*

*AUTORI: Domenico Gabriele, Amministratore Unico, Sertec Engineering Consulting srl  
Andrea Vaccarone, Responsabile Area Strutture, Sertec Engineering Consulting srl  
Daniele Koetting, Ingegnere Strutturista, Sertec Engineering Consulting srl  
Eileen Rodriguez, Ingegnere Strutturista, Sertec Engineering Consulting srl*

*SOCIETA': Sertec Engineering Consulting srl  
Strada Provinciale 222, n. 31, 10010 Lorzanzè (TO), Italia  
info@sertec-engineering.com*

## **1. PREMESSA.**

L'oggetto della presente relazione riguarda la procedura di modellazione e di calcolo strutturale utilizzata nell'ambito del progetto degli interventi di miglioramento sismico dei corpi D1, D2, D3, D4, D5 dell'ospedale Edoardo Agnelli situato in via Brigata Cagliari n. 39 nel comune di Pinerolo (TO).

Le opere strutturali in progetto prevedono la realizzazione di torri dissipative: torri molto rigide, in carpenteria metallica, collegate rigidamente alla struttura esistente a livello dei solai ed incernierate alla base, equipaggiate lungo il perimetro della base con dissipatori di energia che si attivano a seguito della rotazione della torre indotta dagli spostamenti orizzontali della struttura esistente.

Si riportano alcune viste in pianta ed in sezione delle opere strutturali in progetto.

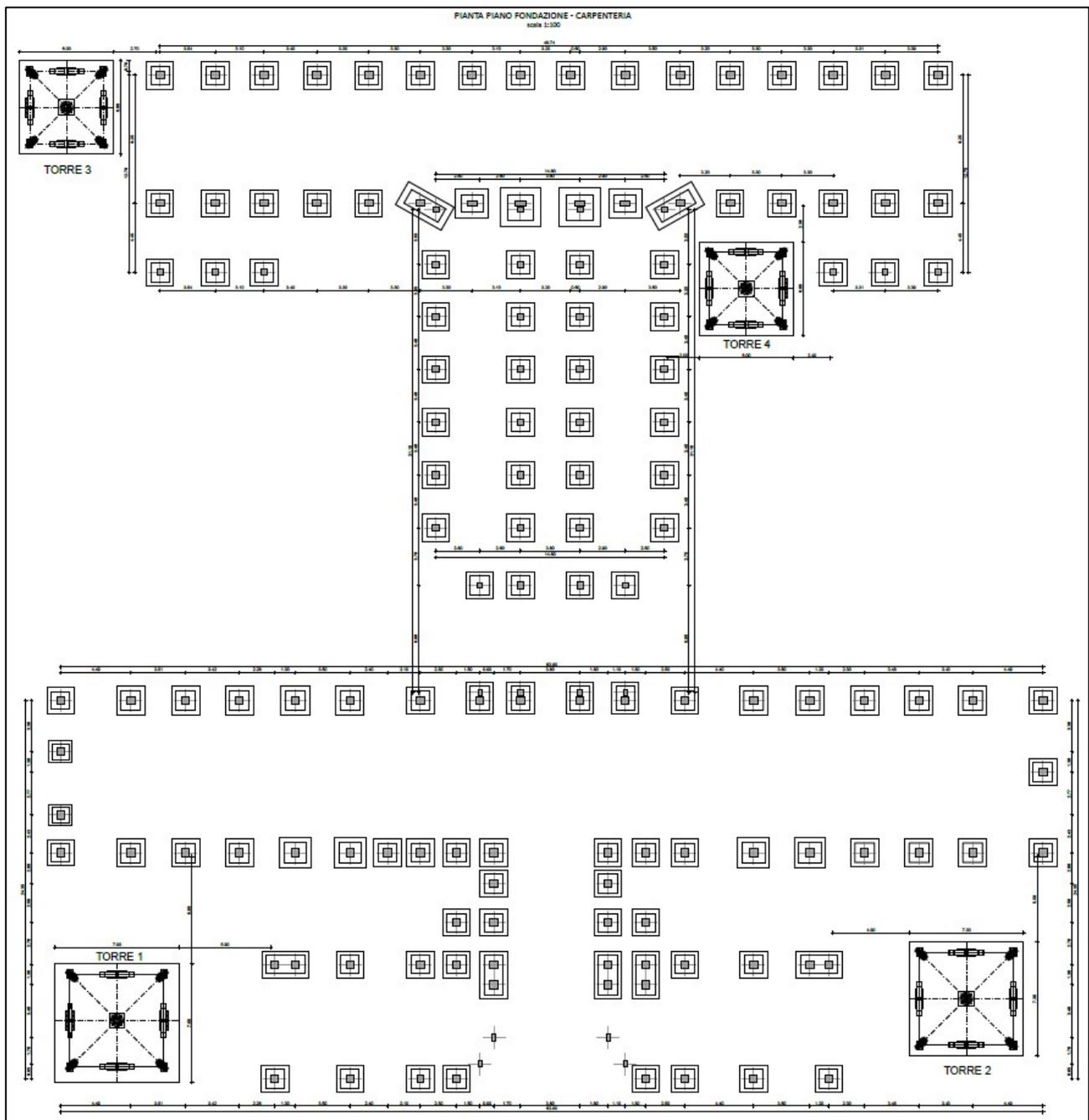


Figura 1 - Pianta piano fondazione a seguito degli interventi di miglioramento

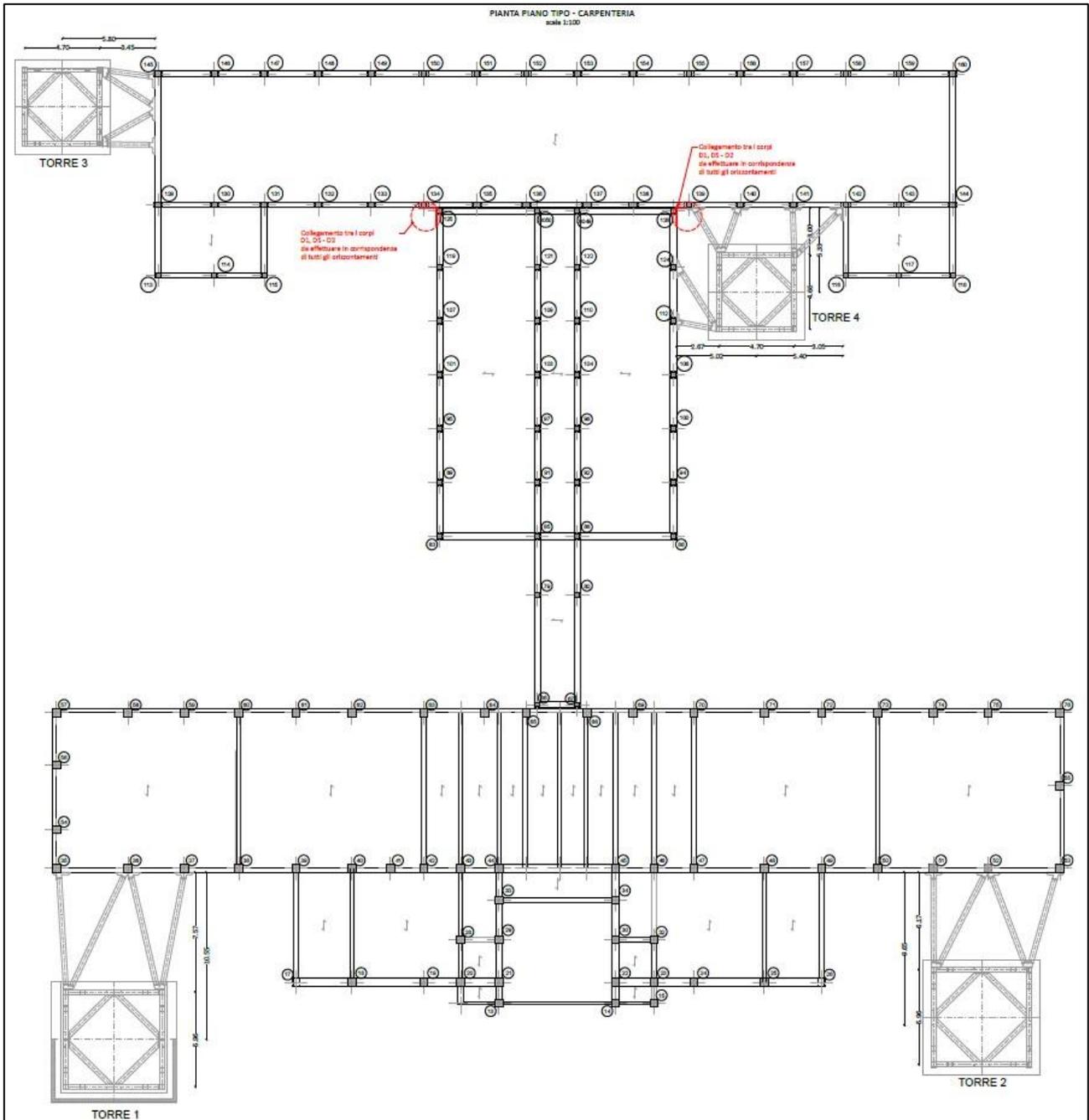


Figura 2 - Pianta piano tipo a seguito degli interventi di miglioramento

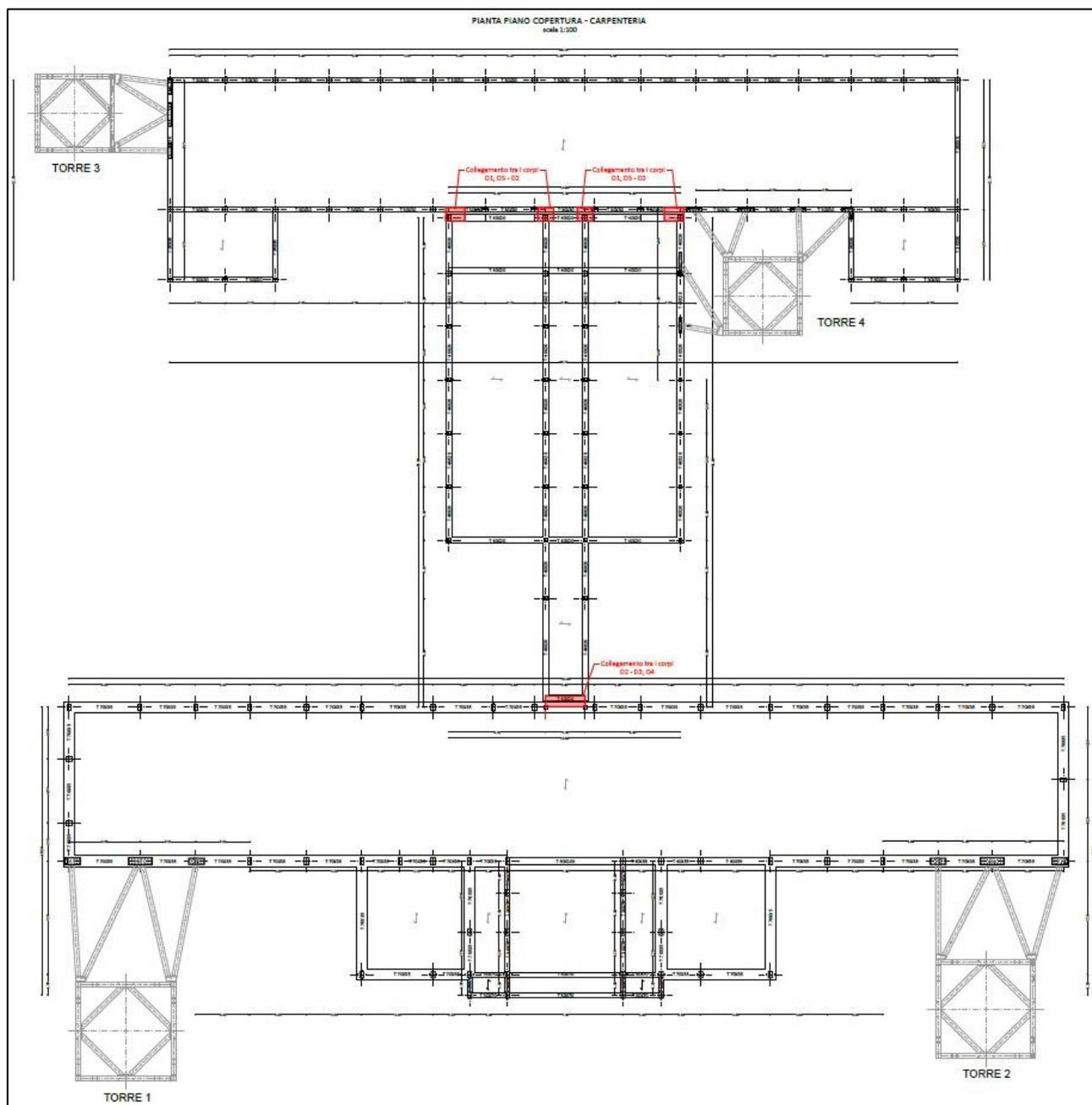


Figura 3 – Pianta piano copertura a seguito degli interventi di miglioramento

## 2. SISTEMA DI PROTEZIONE SISMICA CON TORRI DISSIPATIVE.

Il sistema di protezione sismica con torri dissipative, proposto dall'Ing. Alessandro Balducci, prevede l'installazione di torri equipaggiate con dispositivi di dissipazione di energia ed un sistema meccanico di manovellismo introdotto alla base di ogni torre, consentendo di avere un miglioramento della risposta sismica nei confronti delle azioni laterali provenienti dall'esterno.

In particolare, tale sistema consiste nella realizzazione di torri molto rigide, in carpenteria metallica, collegate rigidamente alla struttura a livello del solaio ed incernierate alla base, equipaggiate lungo il perimetro della base con dissipatori di energia che si attivano a seguito della rotazione della torre indotta dagli spostamenti orizzontali della struttura.

A differenza dei tradizionali sistemi di dissipazione e/o isolamento, il sistema di protezione sismica con torri dissipative è stato creato appositamente per soddisfare la necessità di adattare gli edifici strategici, quali scuole od ospedali, eliminando i costi indiretti connessi all'interruzione delle attività negli spazi interni e fornendo la piena rispondenza ai criteri di reversibilità dell'intervento senza interferire con le strutture esistenti.

Il sistema a torri dissipative consente di sfruttare al massimo la capacità dei dispositivi di dissipazione. Infatti, grazie alla loro collocazione alla base delle torri, i dissipatori non lavorano in funzione degli spostamenti relativi d'interpiano, come in un classico sistema a controventi dissipativi posti all'interno delle maglie dei telai, bensì in funzione dello spostamento assoluto che si manifesta all'ultima elevazione. L'efficienza del sistema è garantita non solo dalla rigidità delle torri, ma anche dal manovellismo utilizzato alla base delle torri per il collegamento delle stesse ai dissipatori.

Il sistema meccanico di manovellismo introdotto alla base di ogni torre ha la funzione di amplificare gli spostamenti, così da ottenere un miglioramento generalizzato dell'efficienza dell'intervento con torri dissipative. A parità di spostamento in sommità, con il sistema di manovellismo si ottiene uno spostamento sul dispositivo di gran lunga superiore a quello ottenuto in assenza di manovellismo. I dispositivi sono attivi sia a trazione che a compressione.

L'organizzazione planimetrica dei dispositivi è studiata in modo da garantire la massima efficienza al sistema. Per ottenere il massimo valore di spostamento i dissipatori vengono disposti in senso radiale sul perimetro esterno della torre, in modo da risultare efficaci per ogni movimento oscillatorio della torre.

Il ricentrimento del sistema torre-edificio è garantito dalla forza di richiamo che l'edificio esistente può trasmettere grazie all'energia potenziale elastica immagazzinata.

L'applicazione del sistema a torri dissipative sismo-resistenti presenta numerosi vantaggi quali:

- Incremento sostanziale della capacità delle strutture esistenti nei confronti delle azioni sismiche, che si traduce in un notevole abbattimento sia degli spostamenti che delle accelerazioni, preservando così non solo la struttura, ma anche i componenti non strutturali (murature, infissi, controsoffitti, impianti, ecc...) e le attrezzature, sensibili sia agli spostamenti che alle accelerazioni;
- Contenimento degli spostamenti orizzontali;
- La disposizione ottimale delle torri in pianta consente di regolarizzare il comportamento della struttura in situazione sismica;
- La creazione alla base di ciascuna torre, di una zona completamente dedicata alla dissipazione di energia, permette di massimizzare l'efficienza dei dispositivi (nello specifico di tipo viscoso) nonché la loro facile ispezione e manutenzione;



- La piena rispondenza ai criteri di reversibilità dell'intervento, poiché intervenendo in esterno è possibile rimuovere le torri senza interferire con le strutture esistenti.

Le torri dissipative sono, quindi, il sistema di protezione sismica scelto per l'edificio oggetto di intervento, il cui obiettivo è quello di garantire un innovativo miglioramento della struttura alla quale è applicato sia dal punto di vista della stabilità, della sicurezza, nonché per la rifunzionalizzazione ed ammodernamento degli edifici.

### **3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE.**

L'edificio oggetto di intervento si sviluppa su 8 piani fuori terra e possiede un'altezza massima misurata da terra pari a 30,74 m. In pianta possiede uno sviluppo pari a 62,80 m x 64,20 m. La copertura dell'edificio è ad una falda piana.

La costruzione possiede una struttura portante costituita da un telaio in calcestruzzo.

La costruzione dei corpi D1, D5 risale al 1936. Tali corpi sono stati oggetto di una prima sopraelevazione realizzata nel 1967 ed ad un'ulteriore sopraelevazione realizzata nel 1976.

I corpi D2, D3, D4 costituiscono un ampliamento realizzato nel 1964. Tali corpi sono stati oggetto di una sopraelevazione realizzata nel 1978.



*Figura 4 - Vista edificio oggetto di intervento da lato nord*



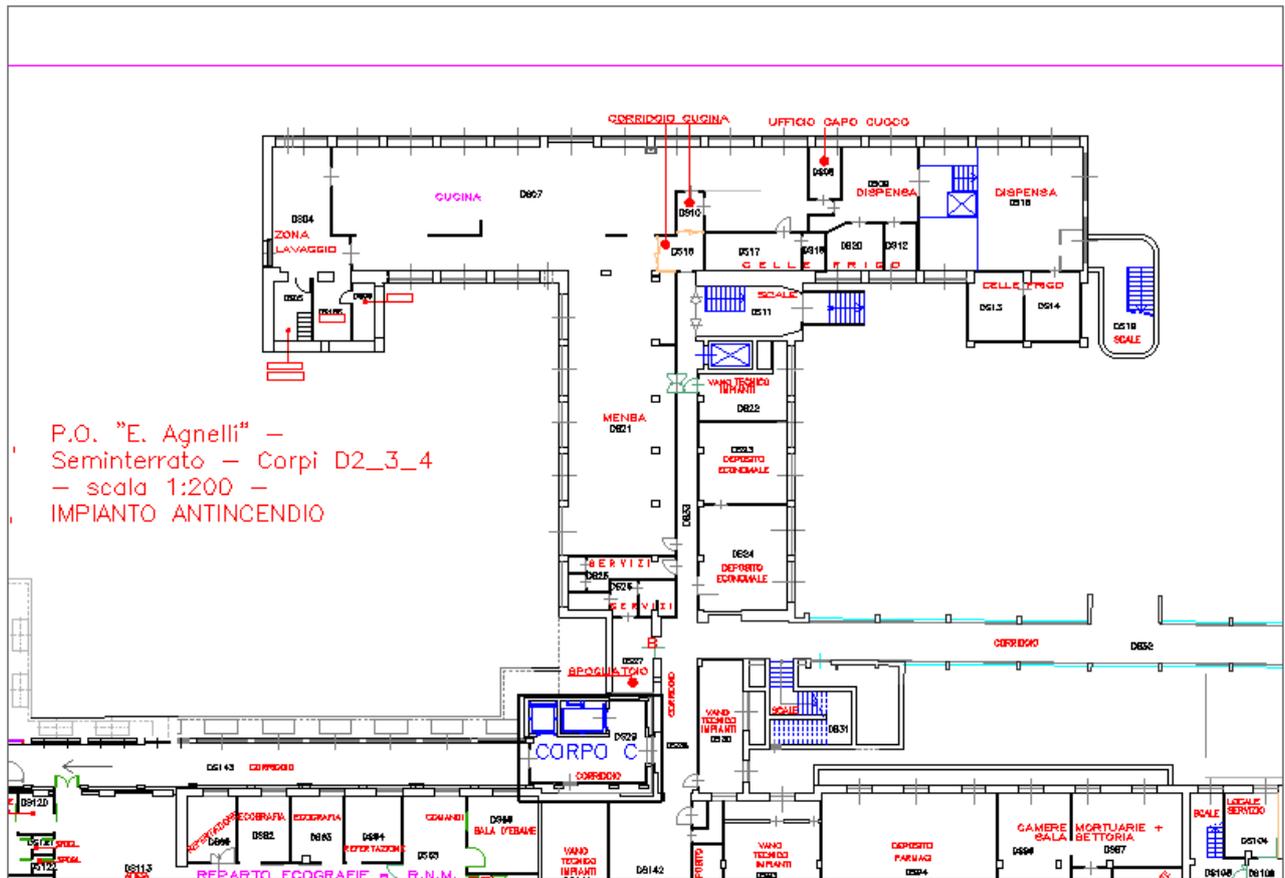


Figura 6 – Pianta piano seminterrato corpi D2, D3, D4 prima degli interventi di miglioramento







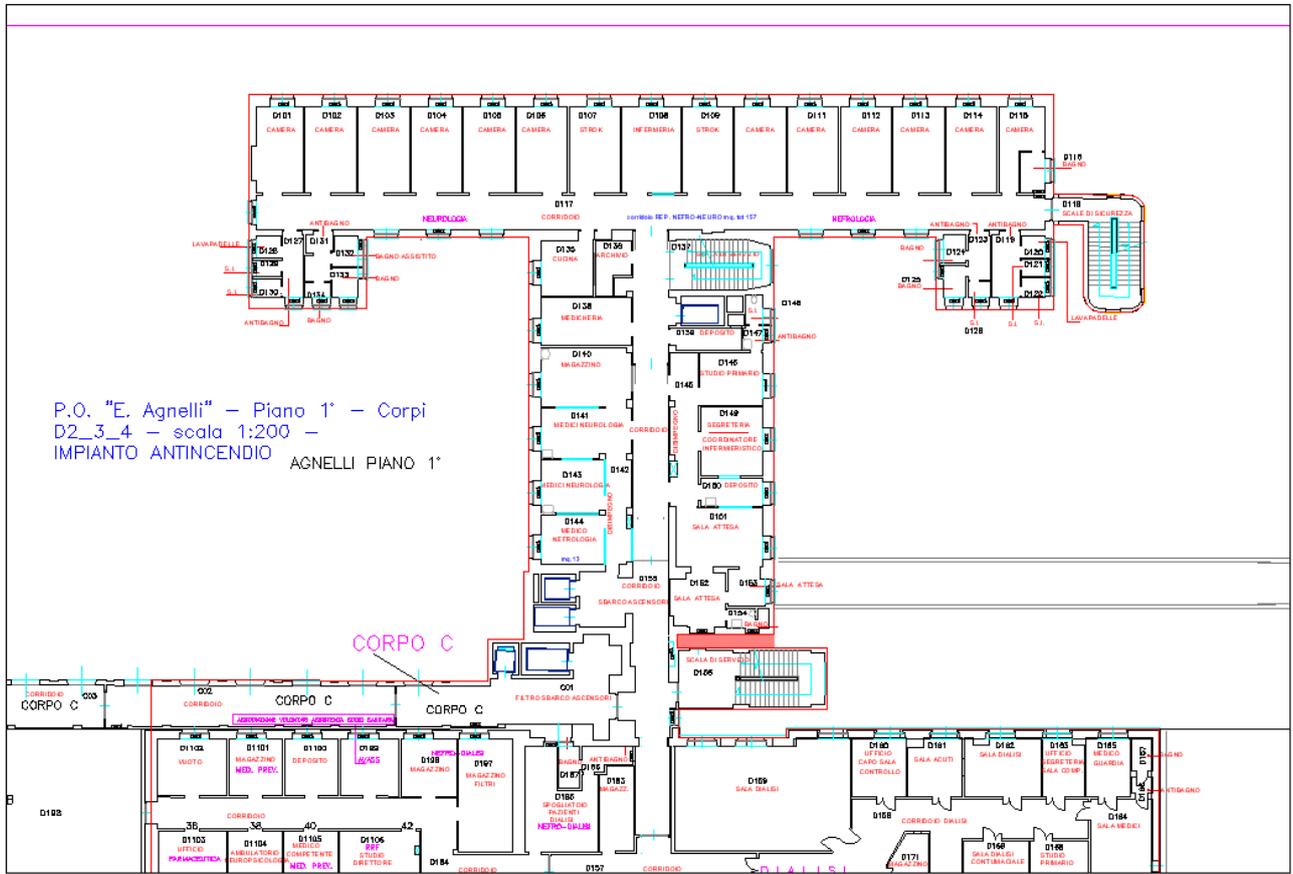


Figura 10 - Pianta piano primo corpi D2, D3, D4 prima degli interventi di miglioramento

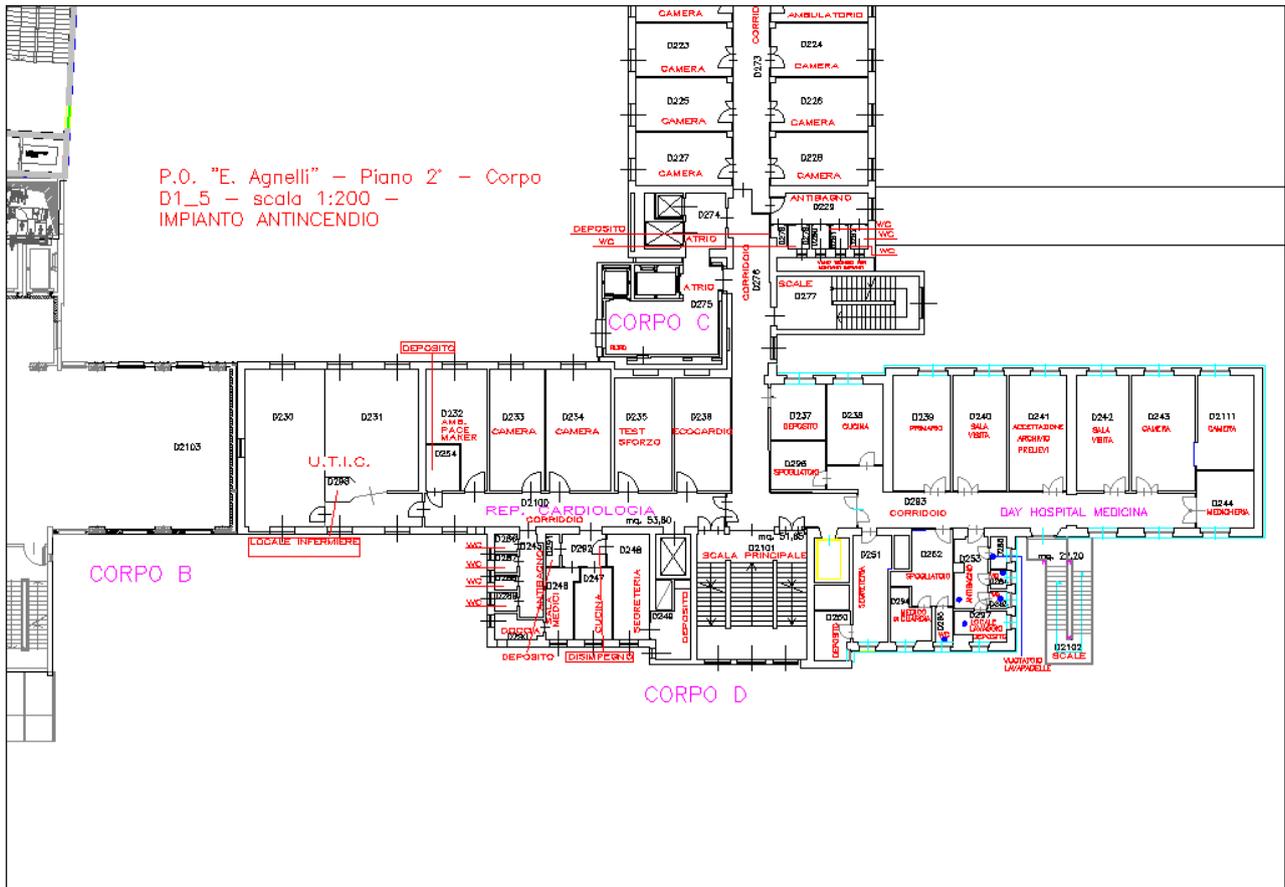


Figura 11 – Pianta piano secondo corpi D1, D5 prima degli interventi di miglioramento



Figura 12 – Pianta piano secondo corpi D2, D3, D4 prima degli interventi di miglioramento

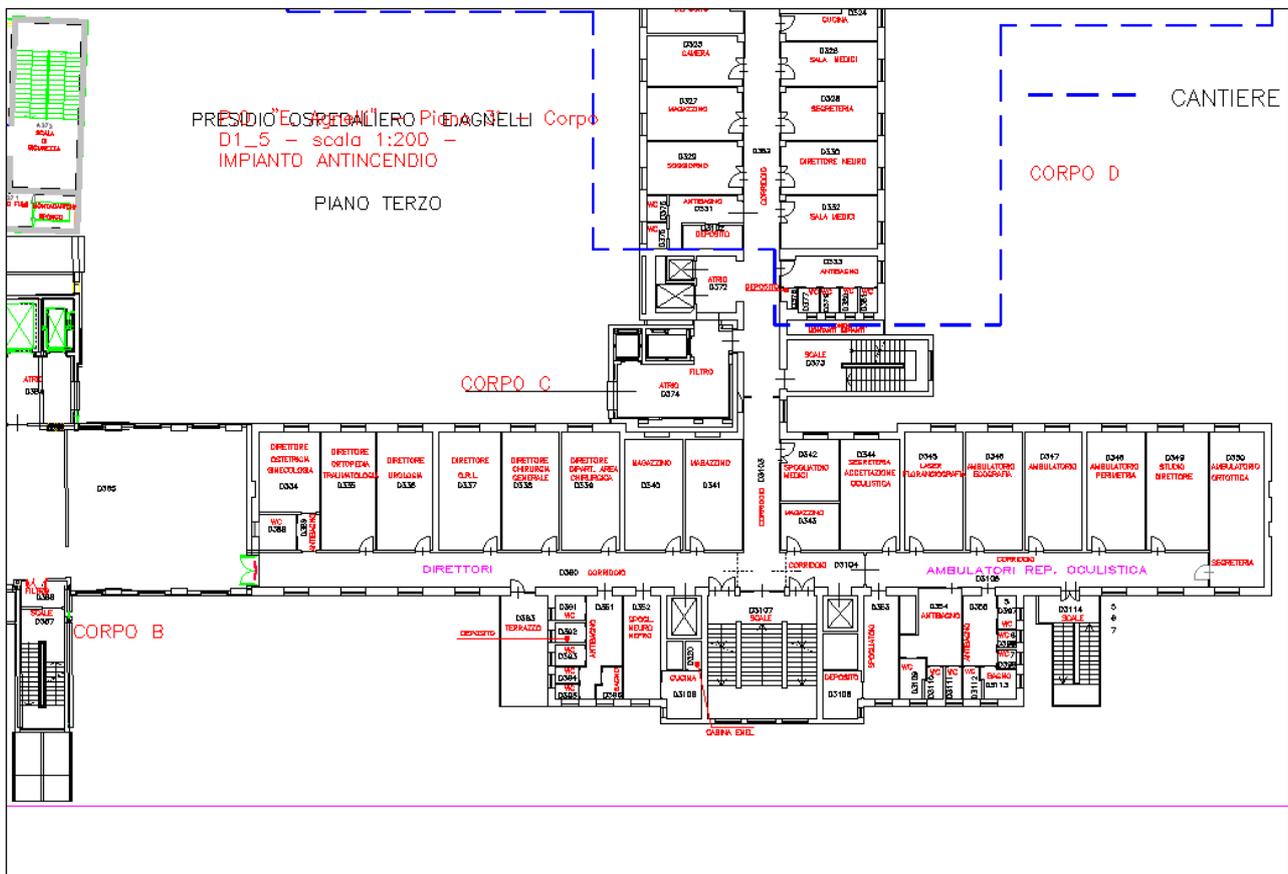


Figura 13 – Pianta piano terzo corpi D1, D5 prima degli interventi di miglioramento

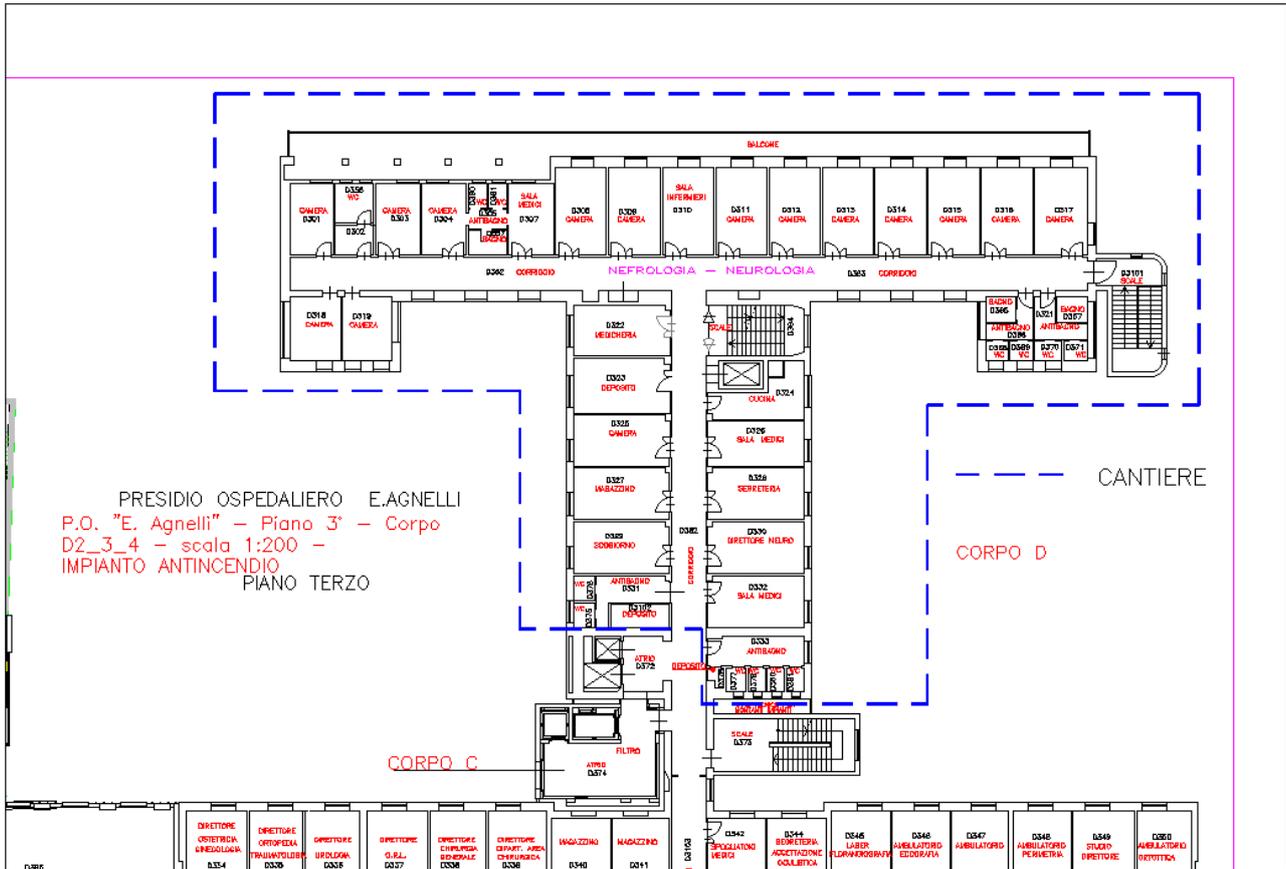


Figura 14 - Pianta piano terzo corpi D2, D3, D4 prima degli interventi di miglioramento

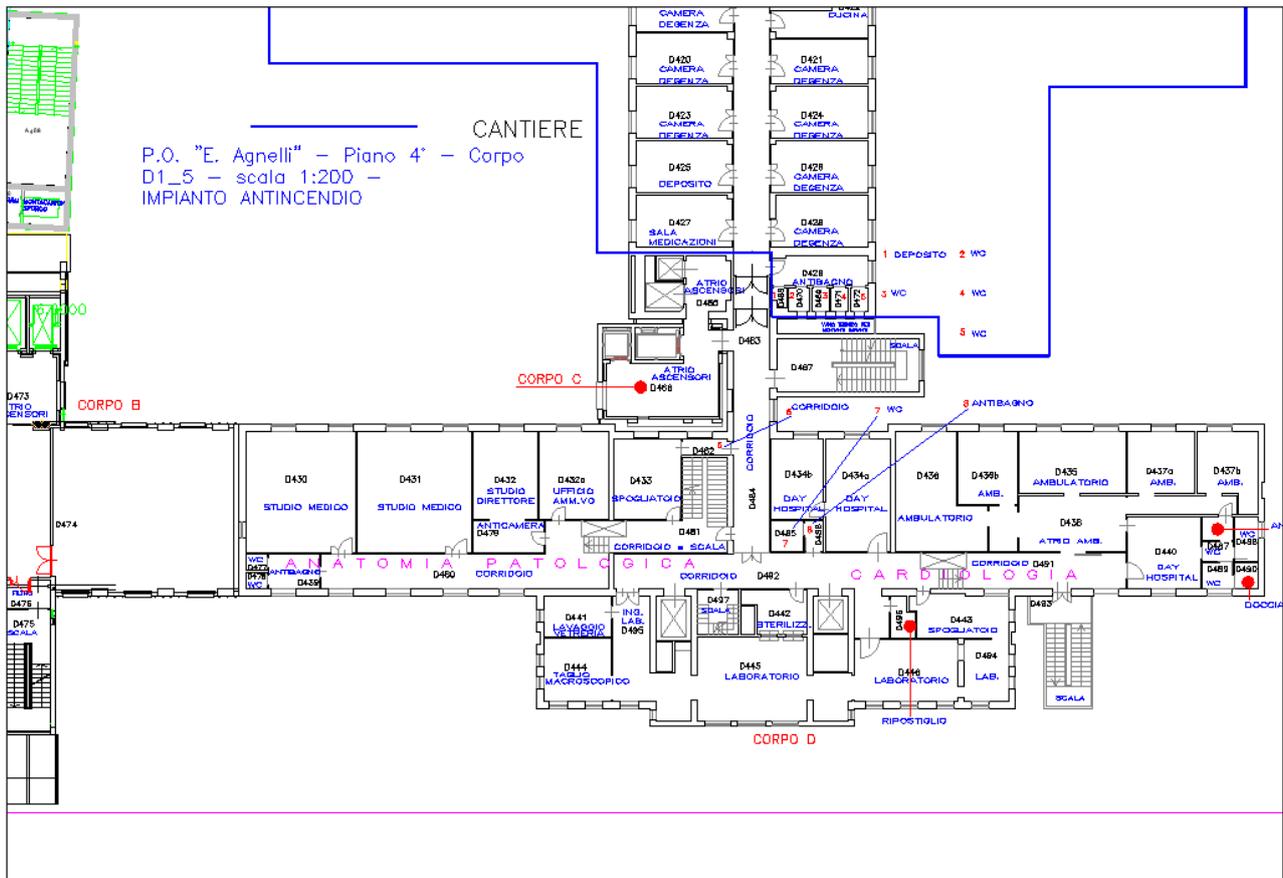


Figura 15 - Pianta piano quarto corpi D1, D5 prima degli interventi di miglioramento



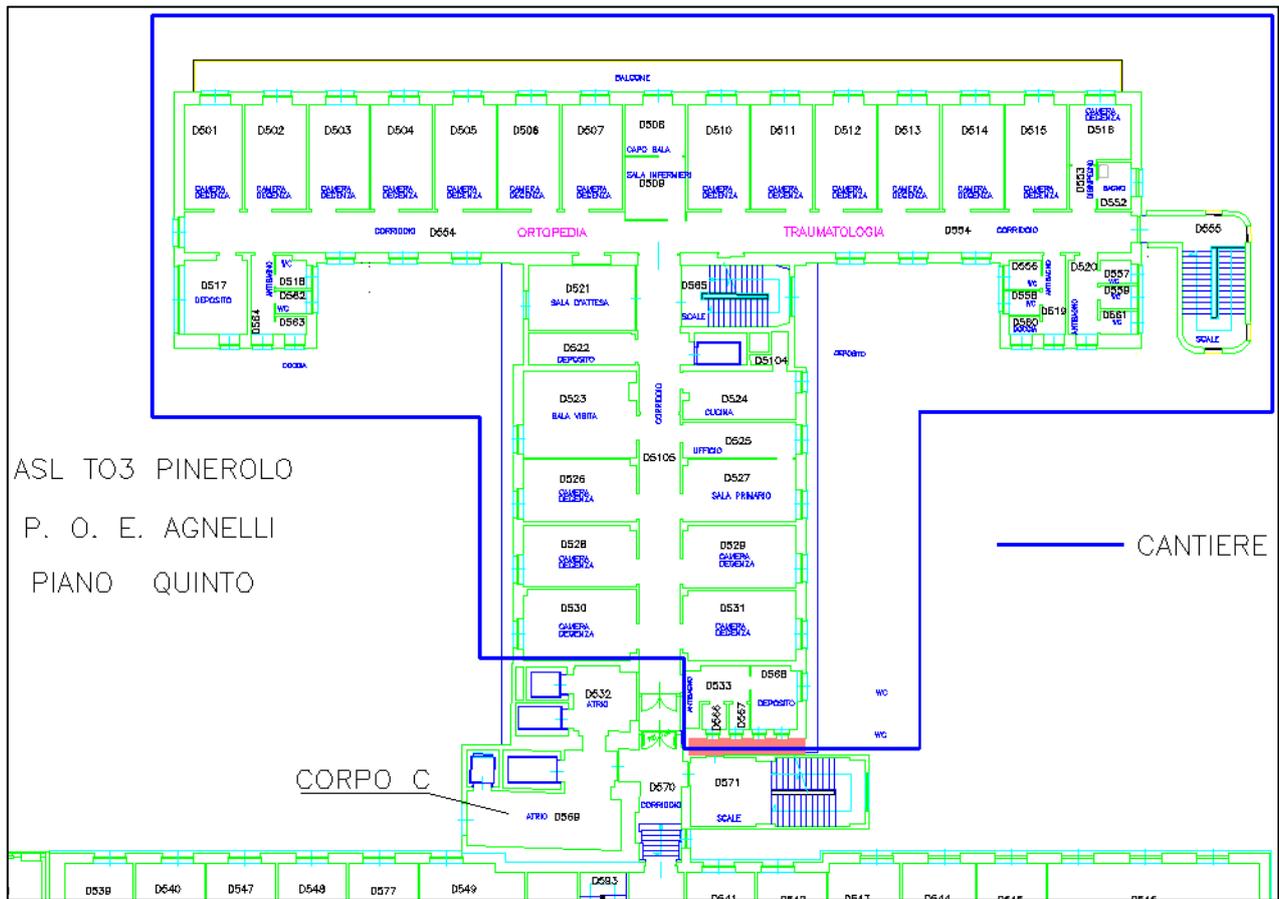


Figura 18 - Pianta piano quinto corpi D2, D3, D4 prima degli interventi di miglioramento

## 4. MODELLAZIONE STRUTTURALE.

La caratterizzazione meccanica degli elementi costituenti la struttura è stata realizzata sulla base della documentazione già disponibile, delle indagini visive eseguite in situ durante i rilievi effettuati e delle indagini strutturali eseguite.

Le indagini strutturali sono state:

- Prelievo di provini cilindrici in calcestruzzo e successiva prova di compressione in laboratorio;
- Indagini pacometriche per la stima delle armature presenti all'interno delle strutture in c.a.;
- Prelievo di barre d'armatura e successiva prova di trazione in laboratorio;
- Prove sclerometriche.

Inoltre, al fine di valutare i parametri geotecnici del sottosuolo sono inoltre state prese in considerazione le valutazioni di indagini geologiche.

L'analisi eseguita ha consentito di realizzare una modellazione tridimensionale.

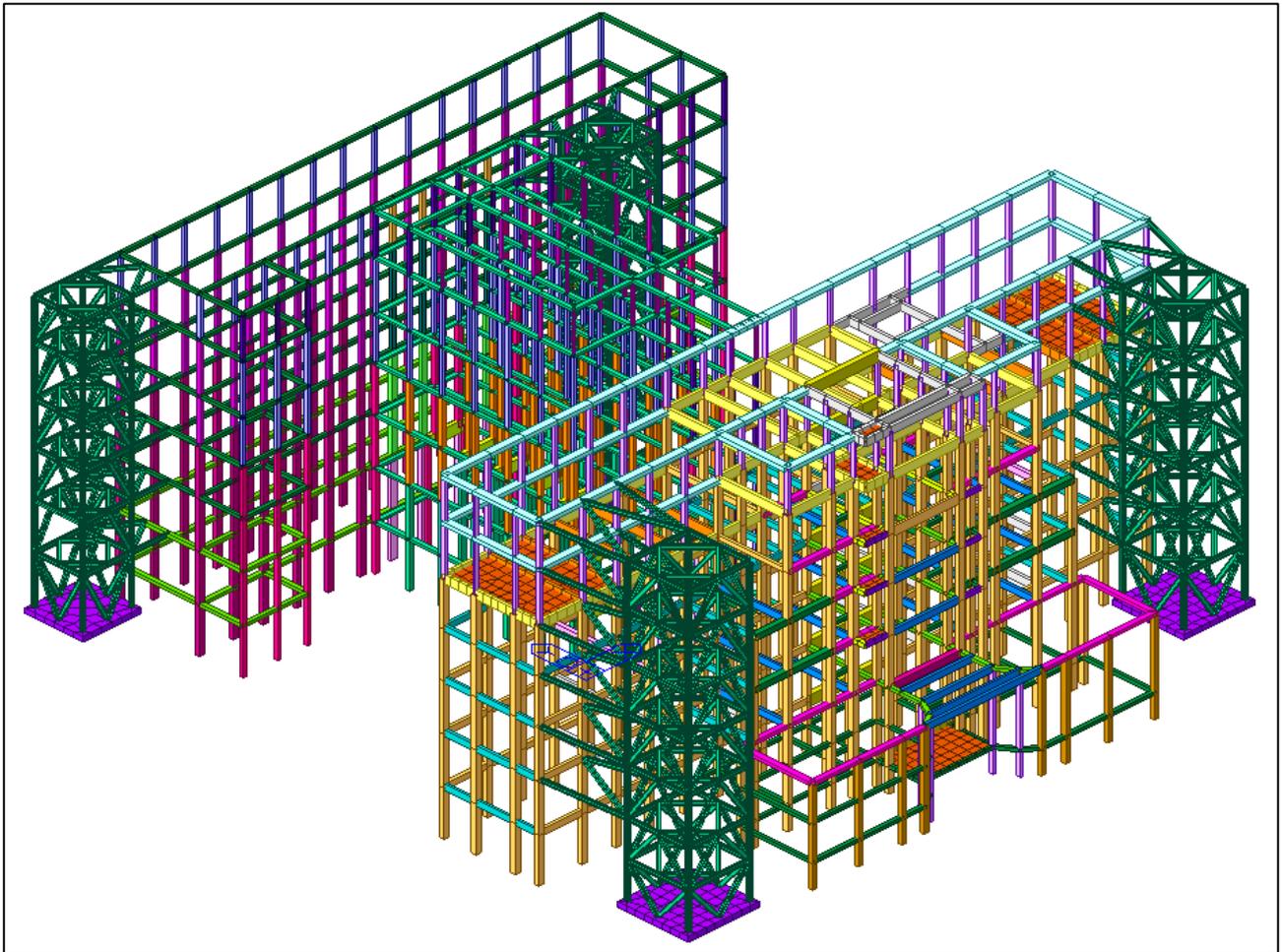
Tale modellazione è stata effettuata con il programma di modellazione MIDAS Gen, prodotto da MIDAS. MIDAS Gen è un software che pur essendo orientato agli edifici, risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale, dalle più complesse alle più semplici, in zona sismica e non, con qualsiasi materiale. Le molte funzionalità non lineari, sia in termini di carichi, materiali e vincoli, permettono di fare molteplici tipologie di analisi con diversi criteri di convergenza.

L'interfaccia grafica di ultima generazione consente un utilizzo veloce e performante, sia nella modellazione che nell'analisi e nelle verifiche. MIDAS Gen dispone di un solutore ad elevate prestazioni ed un algoritmo di analisi che offre la miglior soluzione per le analisi di strutture a livello internazionale nel settore delle costruzioni.

Quindi, la struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, considerandola nella sua tridimensionalità.

Gli elementi finiti utilizzati per la modellazione della struttura sono i seguenti:

- Elementi monodimensionali di tipo trave in c.a.;
- Elementi monodimensionali di tipo pilastro in c.a.;
- Elementi monodimensionali di tipo trave in acciaio;
- Elementi monodimensionali di tipo pilastro in acciaio;
- Elementi bidimensionali di tipo soletta in c.a..



*Figura 19 - Vista 3D MIDAS Gen edificio a seguito degli interventi di miglioramento*

I vincoli utilizzati sono di tipo:

- Incastro, in corrispondenza dei pilastri in c.a.;
- General Link, per modellare i dissipatori viscosi.

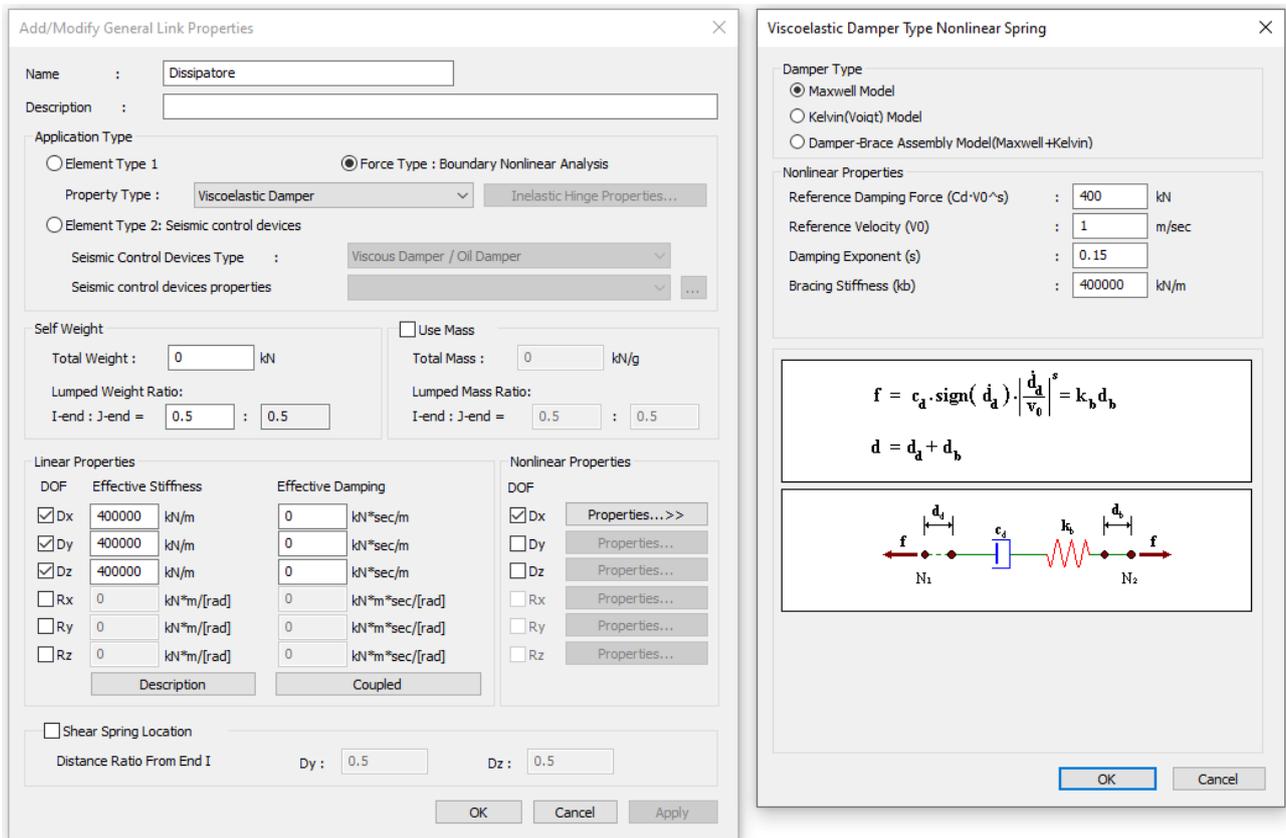


Figura 20 – Modellazione dissipatori viscosi MIDAS Gen

I dissipatori, dispositivi di controllo passivo, assorbono parte dell'energia trasmessa e limitano l'escursione in campo elastico della struttura.

Nella realtà, uno smorzatore viscoso è costituito da un pistone che scorre in un cilindro riempito da silicone o da un altro tipo di olio. Il pistone prevede una serie di piccoli fori attraverso cui il fluido deve transitare per passare da un lato all'altro del pistone, così da dissipare energia.

La forza  $F$  indotta in uno smorzatore viscoso può essere descritta tramite l'espressione:

$$F = C \cdot V^\alpha$$

Dove:

- $C$  è la costante di smorzamento ed è una caratteristica dello smorzatore;
- $V$  è la velocità;
- $\alpha$  è un esponente che dipende dal tipo di valvola utilizzata. Nel caso in esame, l'esponente  $\alpha$  è stato assunto pari a 0,15 e per questa ragione lo smorzatore viscoso risulta non lineare.

Per il fatto che i dissipatori assorbono energia svolgono una funzione di smorzamento.

In una struttura possono coesistere diverse fonti di smorzamento, classificate come di seguito:



- Smorzamento intrinseco al materiale strutturale: assunto proporzionale alla rigidezza;
- Smorzamento viscoso: proporzionale alla velocità del moto oscillatorio;
- Smorzamento attritivo: dovuto all'attrito nei nodi strutturali e tra elementi strutturali e non;
- Energia dissipata nel terreno di fondazione: assunta proporzionale alla rigidezza;
- Smorzamento aerodinamico: energia dissipata a causa della presenza di un fluido e proporzionale alla massa;
- Smorzamento introdotto dai dispositivi di dissipazione attivi e passivi, dissipatori ed isolatori;
- Smorzamento isteretico: legato al comportamento anelastico del sistema.

I sistemi dinamici reali mostrano, in generale, una combinazione di meccanismi di smorzamento lineari (per i quali, cioè, lo smorzamento è indipendente dall'ampiezza del moto) e non lineari (per i quali, invece, lo smorzamento dipende dall'ampiezza del moto).

Di conseguenza, non esiste un unico modo per descrivere matematicamente tutte le strutture vibranti. Nella pratica ingegneristica, a causa della difficoltà di definire le reali caratteristiche dello smorzamento di sistemi strutturali tipici, lo smorzamento è solitamente modellato come viscoso, anche perché tale modello conduce a equazioni del moto lineari. Anche se in realtà una data struttura non è soggetta a smorzamento viscoso, solitamente si assume un modello di smorzamento viscoso equivalente.

In MIDAS Gen, a meno di inserire elementi appositi per la simulazione, si riesce a considerare lo smorzamento viscoso costante durante tutta l'analisi.

Lo smorzamento possiede differenti metodi di rappresentazione a seconda se il metodo di analisi è la sovrapposizione modale o l'integrazione diretta.

Utilizzando il metodo di Newmark, si fa uso della matrice di smorzamento C all'interno dell'equazione del moto.

Il valore dello smorzamento è associato al materiale da costruzione.

Le NTC 2018 prevedono che lo spettro sia valutato assumendo uno smorzamento  $\xi$  pari a 5%.

I dissipatori viscosi previsti nel caso in esame sono dispositivi a comportamento non lineare: caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: **ANALISI NON LINEARE DINAMICA (ANALISI TIME HISTORY)**.

Nelle analisi dinamiche, l'equilibrio è trattato dinamicamente.

Le analisi non lineari utilizzano legami costitutivi non lineari dei materiali.

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF), utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare.

Questo tipo di analisi consente di valutare tramite l'integrazione delle equazioni del moto la risposta sismica della struttura, modellata con elementi aventi comportamento non lineare.

Nel caso in esame, le equazioni del moto sono state risolte mediante integrazione diretta (Newmark).

Tale metodo è il più generale per determinare la risposta dinamica di una struttura e consiste nell'integrazione diretta delle equazioni di equilibrio.

Il metodo di Newmark appartiene alla famiglia dei metodi alle differenze finite. Tale metodo prevede la discretizzazione dell'intervallo temporale di analisi in passi temporali  $\Delta t$  uguali fra loro. Conoscendo la configurazione del sistema all'istante iniziale, questo metodo permette di ricavare la soluzione all'istante temporale successivo. Tale soluzione diviene la condizione iniziale per il successivo step di calcolo.

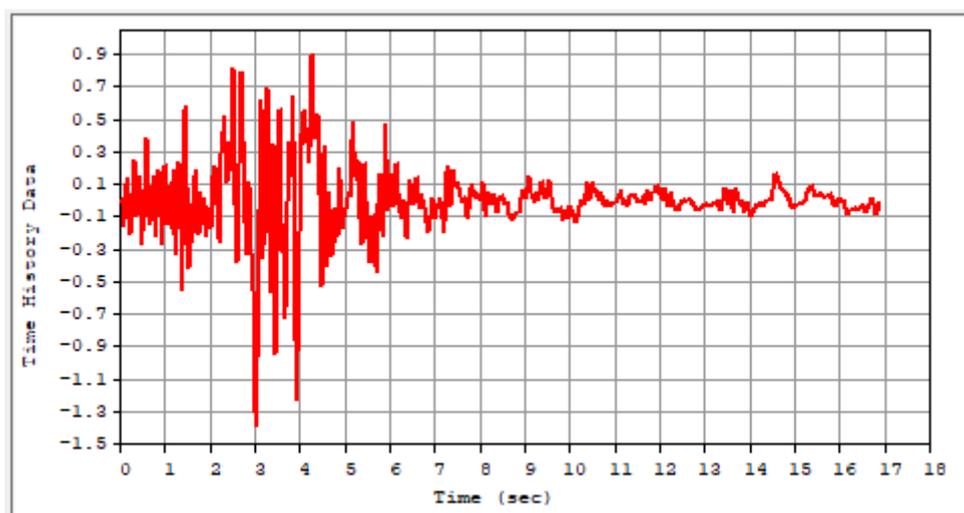
Quindi, il metodo di Newmark è un metodo con incrementi temporali diretti che non richiede un caso di vibrazione naturale e richiede intervalli temporali sufficienti per ottenere risultati esatti.

Quindi, per eseguire analisi non lineari dinamiche occorre definire da un lato un modello della struttura che descriva opportunamente le fonti di non linearità significative e dall'altro le storie temporali di accelerazioni che descrivono il moto del terreno. Ciascuna storia temporale (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica. L'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

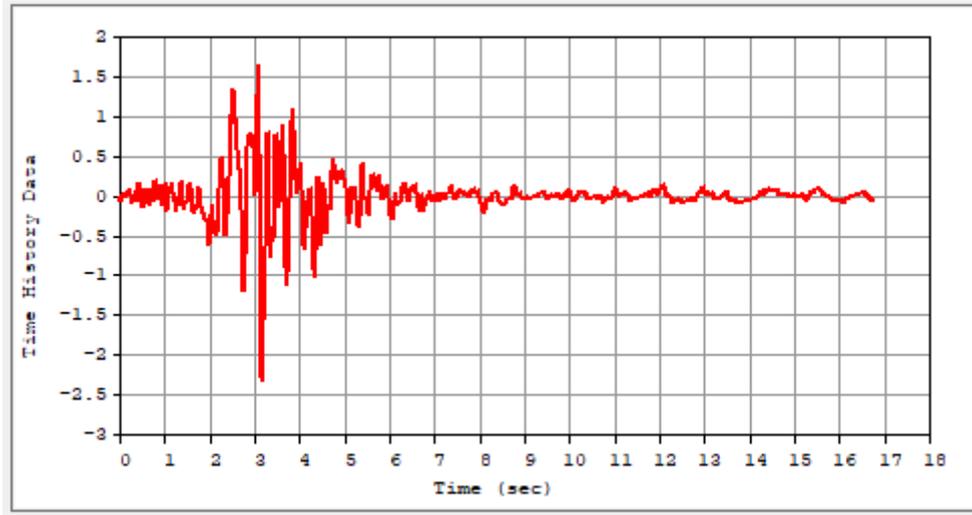
Gli accelerogrammi sono stati ricavati mediante il software REXEL.

Il software permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri di accelerazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, dell'EUROCODICE 8 o definiti dall'utente arbitrariamente. Gli accelerogrammi possono anche rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo, distanza epicentrale e misure d'intensità del terremoto. Le registrazioni accelerometriche contenute in REXEL sono quelle dell'European Strong Motion Database (ESD), quelle dello Italian Accelerometric Archive (ITACA) e del database con records da tutto il mondo (Selected Input Motions for Displacement-Based Assessment and Design (SIMBAD)).

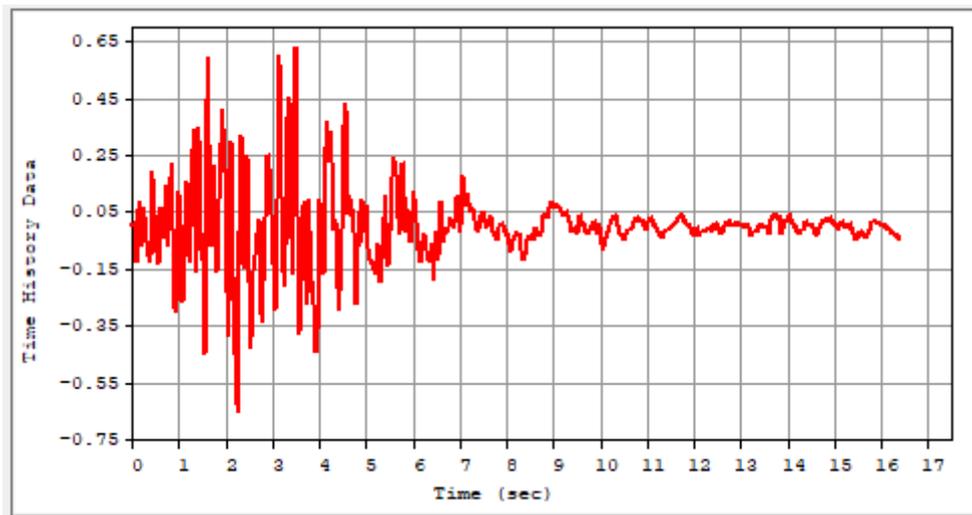
Nel caso in esame sono state adottate le 3 storie temporali riportate di seguito che si riferiscono ad uno spettro caratterizzato da una PGA pari a 0,156 g, pari all'80% della PGA dello spettro che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, pari a 0,196 g.



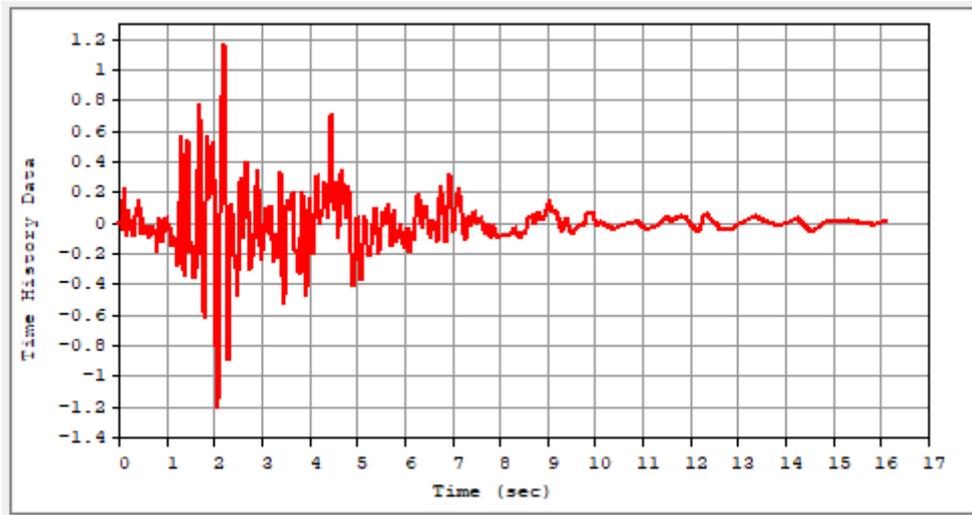
*Figura 21 – Storia temporale 1 in direzione x*



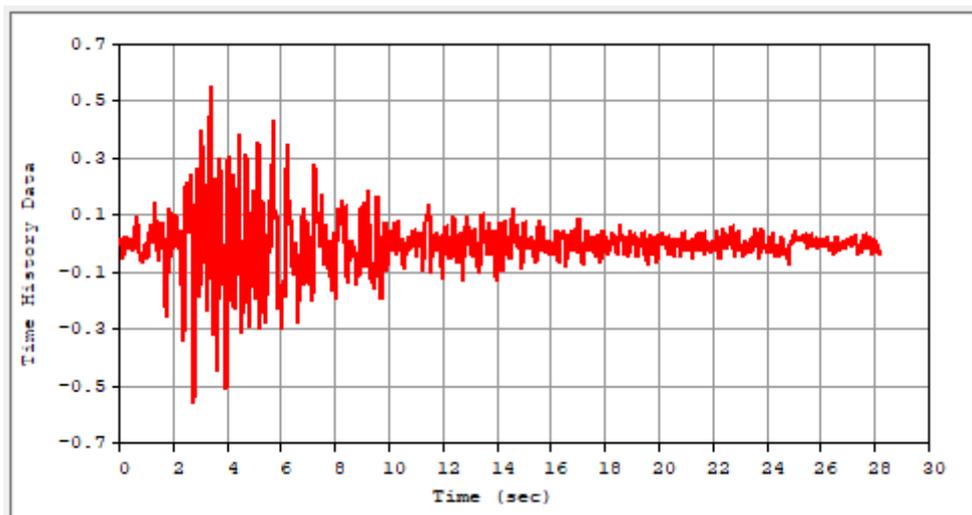
*Figura 22 – Storia temporale 1 in direzione y*



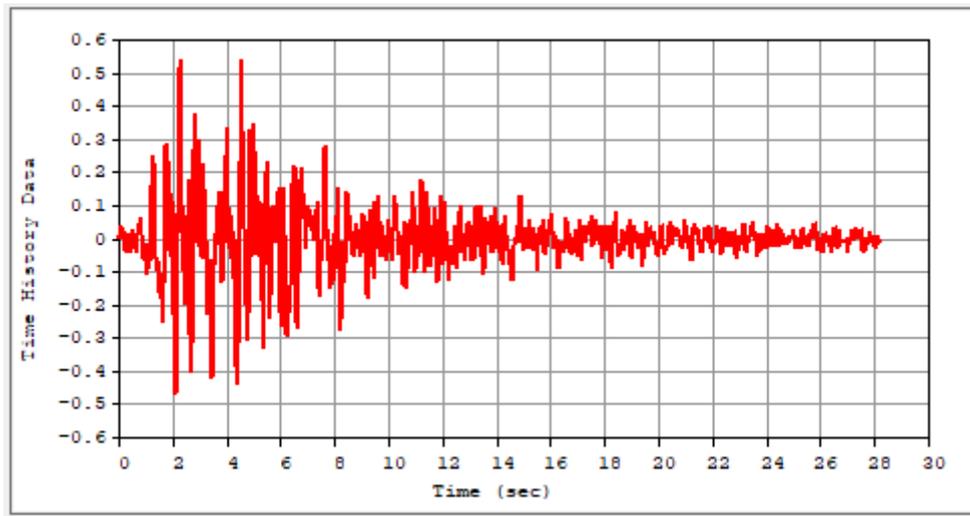
*Figura 23 – Storia temporale 2 in direzione x*



*Figura 24 – Storia temporale 2 in direzione y*



*Figura 25 – Storia temporale 3 in direzione x*



*Figura 26 – Storia temporale 3 in direzione y*

Una volta definiti gli accelerogrammi come Time History Function, gli stessi sono stati assegnati come Ground Acceleration.

## 5. RISULTATI DI CALCOLO.

Una volta modellata la struttura è stata lanciata l'analisi e sono stati letti i risultati del calcolo.

### ANALISI MODALE.

L'analisi modale ha permesso di calcolare le percentuali di massa movimentata ed i periodi di oscillazione della struttura a seguito degli interventi di miglioramento.

Le percentuali di massa movimentata nelle due direzioni sono:

- In direzione x: 97,30%;
- In direzione y: 97,69%.

Si riportano di seguito le deformate modali per i primi modi di vibrare della struttura a seguito degli interventi di miglioramento.

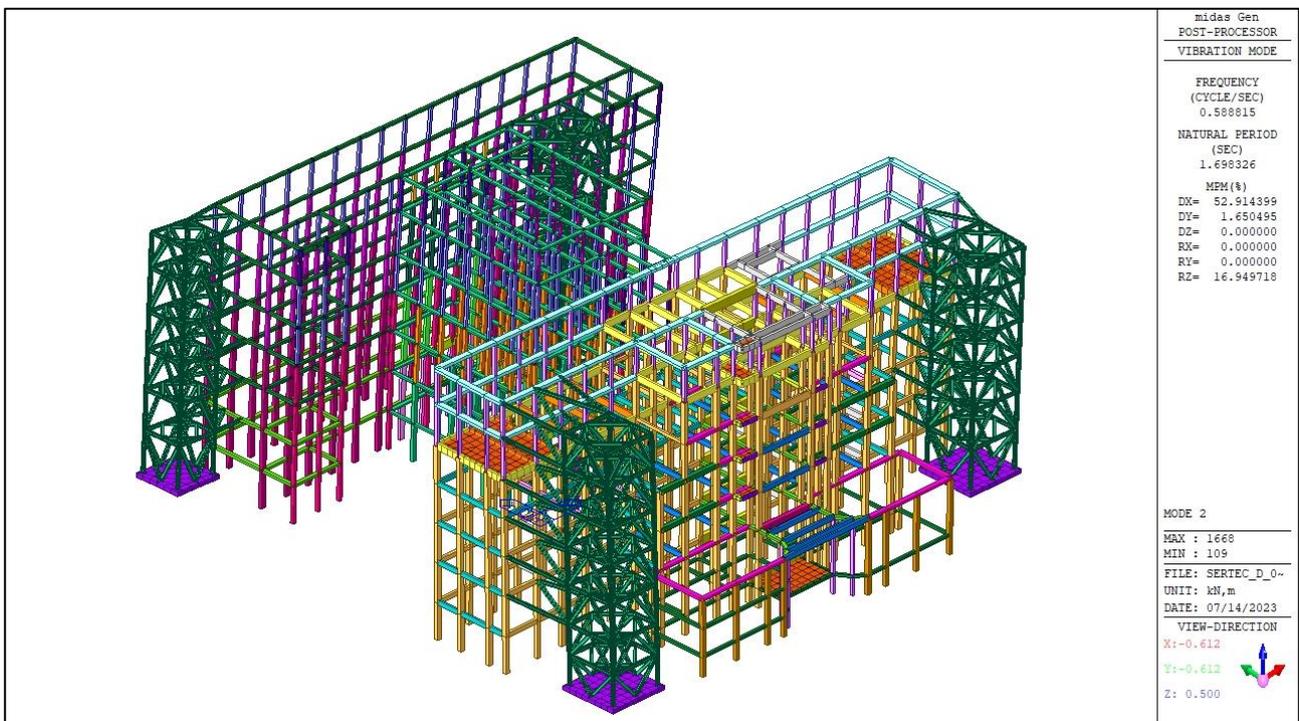


Figura 27 – Primo modo di vibrare in direzione x edificio a seguito degli interventi di miglioramento MIDAS Gen (periodo di oscillazione 1,698 s, massa movimentata in direzione x 52,91%)

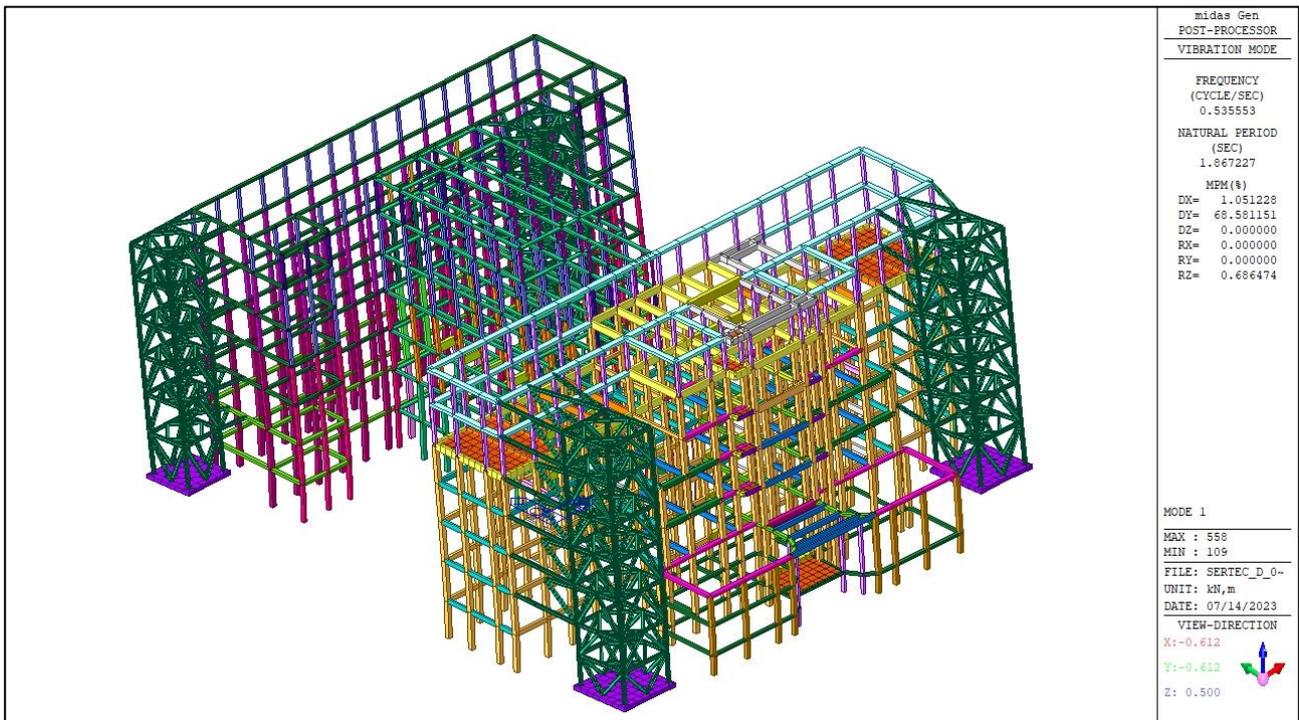


Figura 28 – Primo modo di vibrare in direzione y edificio a seguito degli interventi di miglioramento MIDAS Gen (periodo di oscillazione 1,867 s, massa movimentata in direzione y 68,58%)

## DEFORMAZIONE.

Si riporta la deformazione della struttura a seguito degli interventi di miglioramento. Il valore massimo di spostamento a seguito degli interventi di miglioramento risulta pari a 115 mm in corrispondenza del solaio dell'ultimo piano dell'edificio. Tale valore di spostamento risulta inferiore al valore massimo di spostamento a SLV prima degli interventi di miglioramento, pari a 740 mm, in corrispondenza del solaio dell'ultimo piano dell'edificio.

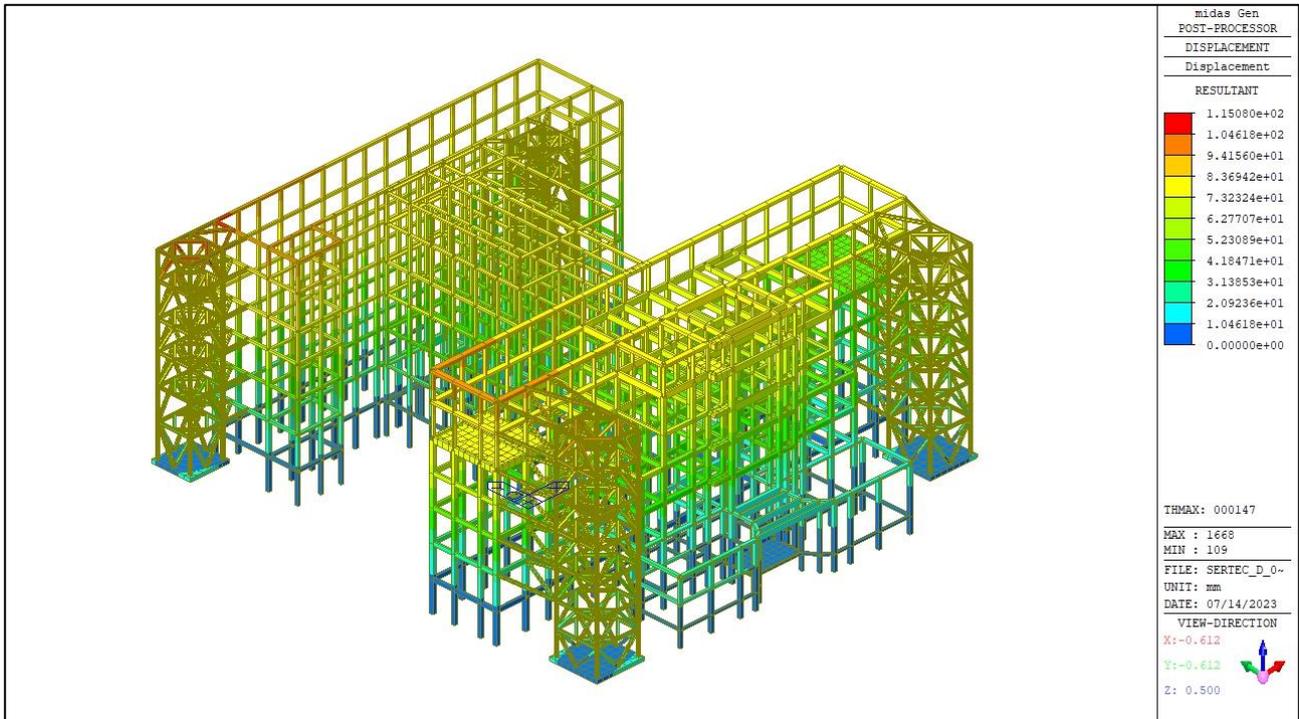


Figura 29 – Deformazione edificio a seguito degli interventi di miglioramento MIDAS Gen

### MOMENTO FLETTENTE.

Si riporta il momento flettente della struttura a seguito degli interventi di miglioramento. Il momento flettente massimo in valore assoluto risulta pari a 573 kNm.

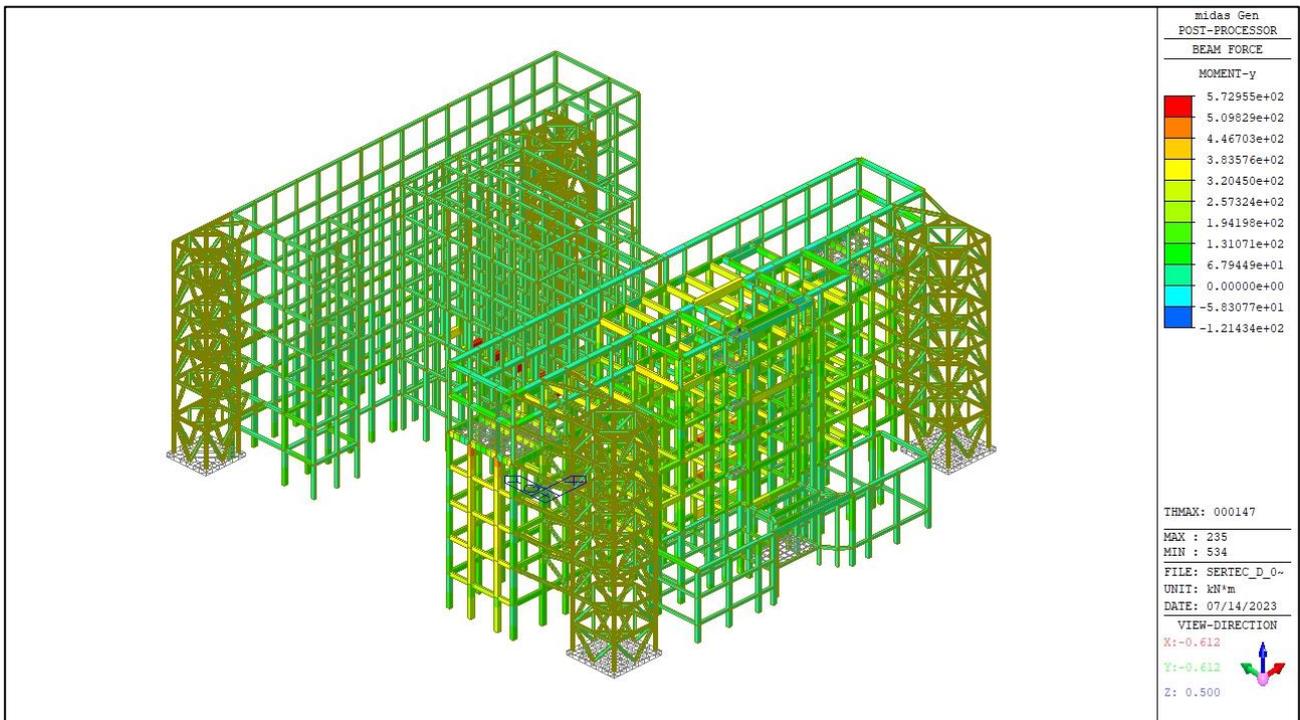


Figura 30 – Momento flettente edificio a seguito degli interventi di miglioramento MIDAS Gen

**TAGLIO.**

Si riporta il taglio della struttura. Il taglio massimo in valore assoluto risulta pari a 872 kN.

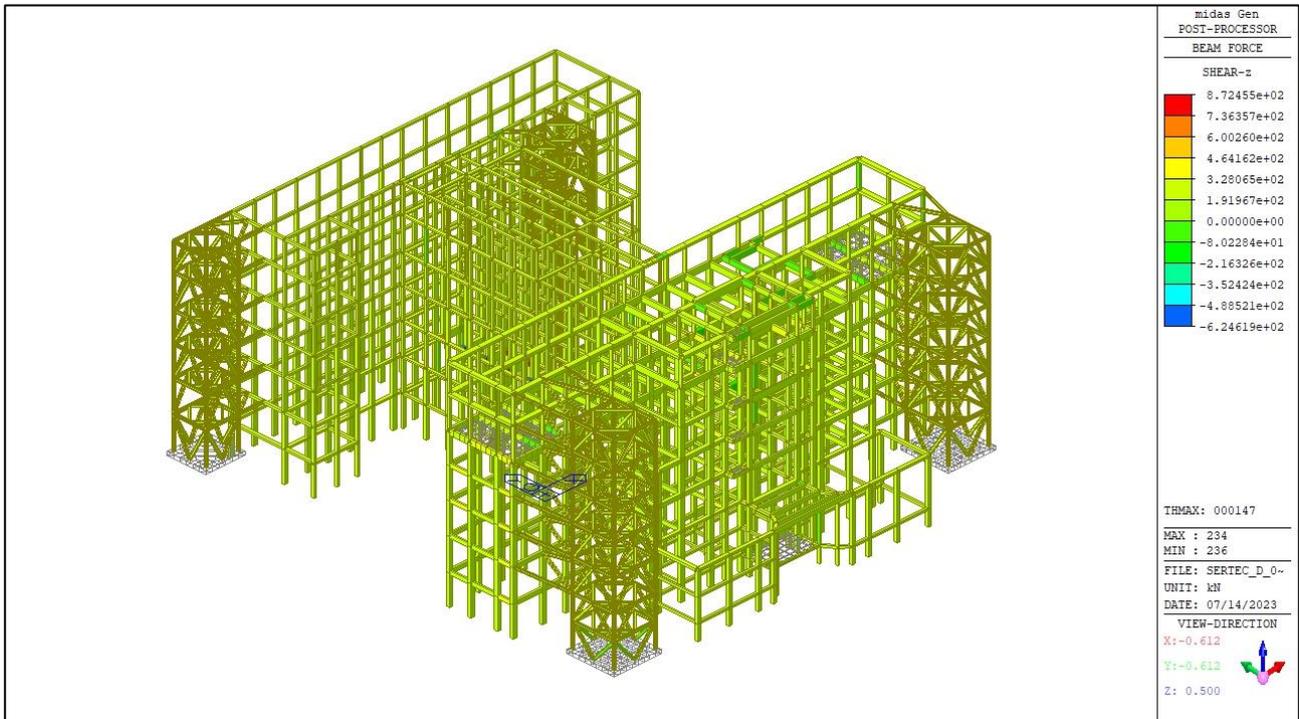


Figura 31 – Taglio edificio a seguito degli interventi di miglioramento MIDAS Gen



## SFORZO NORMALE.

Si riporta lo sforzo normale della struttura. Lo sforzo normale massimo in valore assoluto risulta pari a 2050 kN.

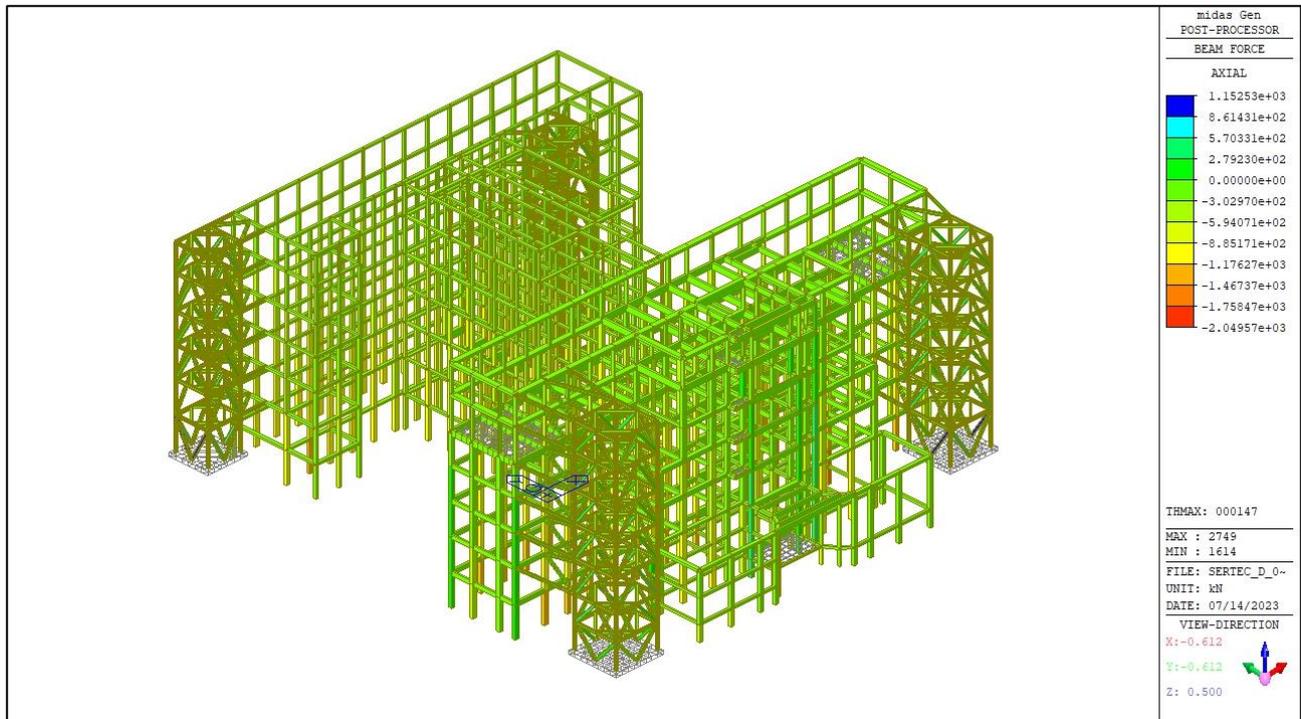


Figura 32 – Sforzo normale edificio a seguito degli interventi di miglioramento MIDAS Gen

**FORZA-DEFORMAZIONE DISSIPATORI VISCOSI.**

Si riporta il diagramma forza-deformazione dei dissipatori viscosi. Lo forza massima in valore assoluto agente nei dissipatori viscosi risulta pari a 275 kN.

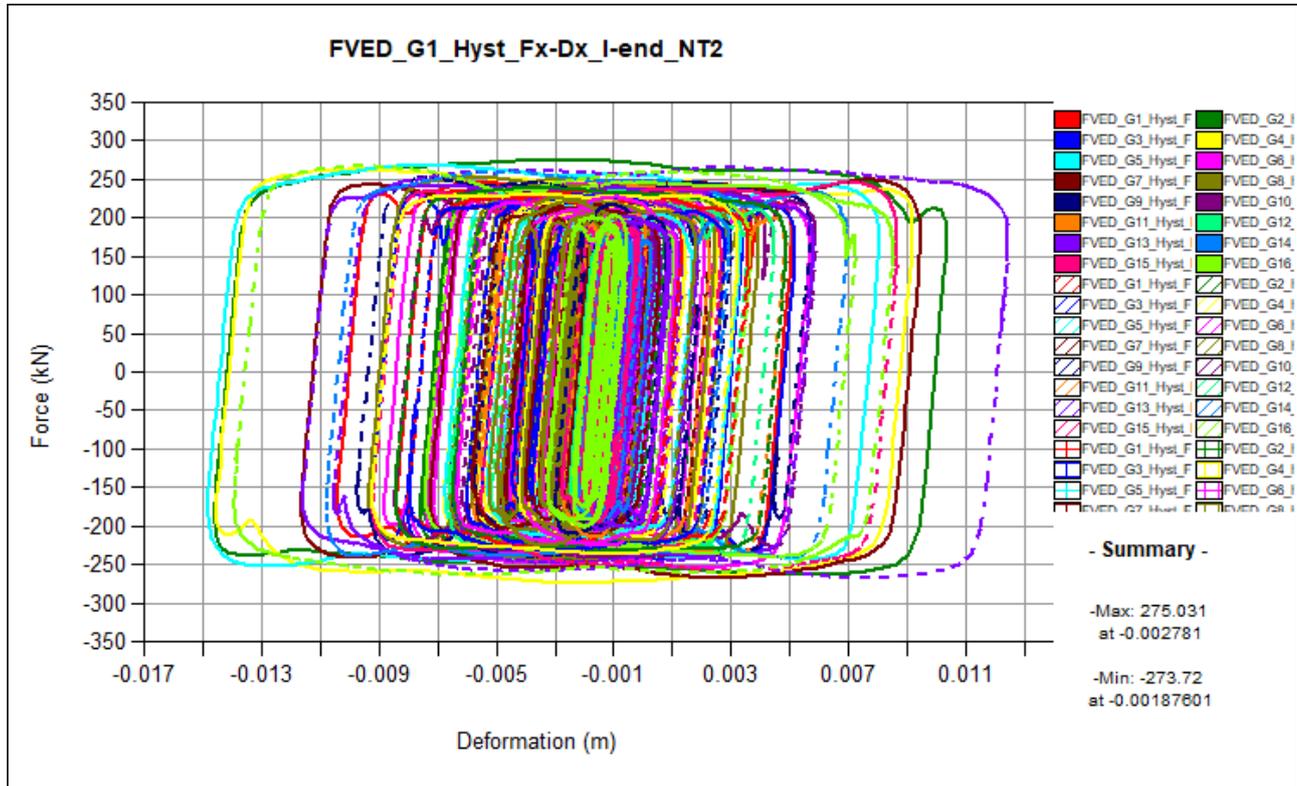


Figura 33 – Diagramma forza-deformazione dissipatori viscosi MIDAS Gen



## 6. VERIFICHE STRUTTURALI.

Al termine dell'analisi sono state eseguite le verifiche strutturali dei vari elementi strutturali.

### VERIFICHE STRUTTURALI PILASTRO N. 1895 IN C.A. SEZIONE RETTANGOLARE 50x50 cm esistente.

Si riportano gli sforzi relativi al pilastro n. 1895 in c.a. avente sezione rettangolare pari a 50x50 cm esistente.



Figura 34 – Momento in direzione y e z pilastro n. 1895

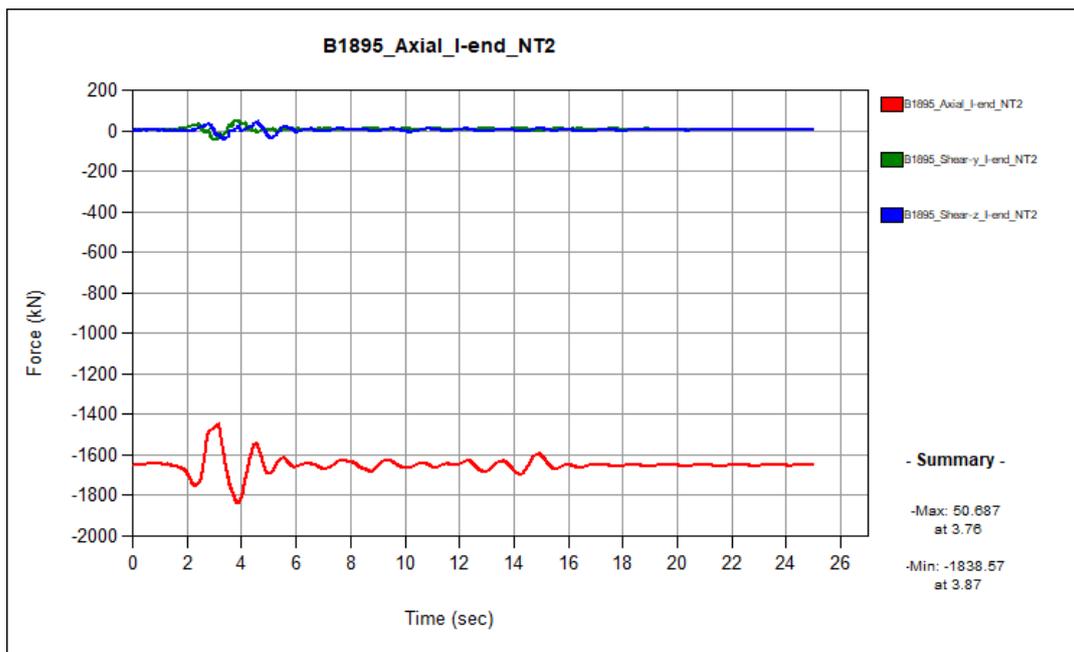


Figura 35 – Forze pilastro n. 1895



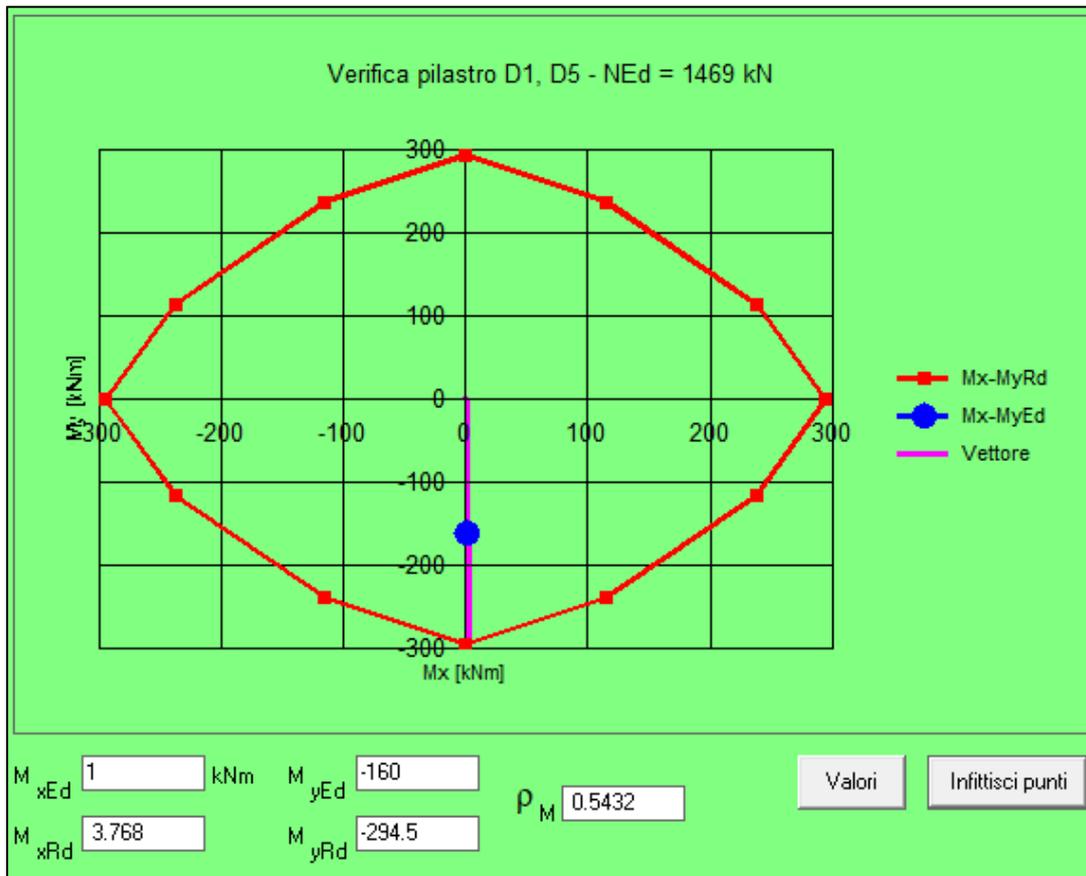


Figura 37 – Diagramma d'interazione pilastro n. 1895 in c.a. sezione rettangolare 50x50 cm esistente VcaSlu

Si riporta la verifica a taglio del pilastro n. 1895 in c.a. avente sezione rettangolare pari a 50x50 cm esistente.

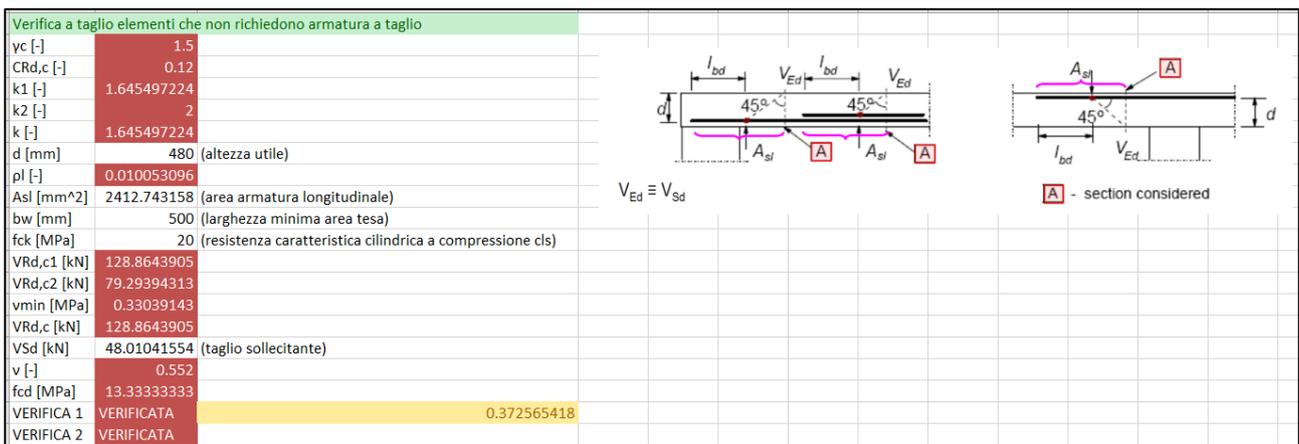


Figura 38 – Verifica a taglio pilastro n. 1895 in c.a. sezione rettangolare 50x50 cm esistente

**VERIFICHE STRUTTURALI PILASTRO N. 1193 IN ACCIAIO Q 200x200x10 ESISTENTE.**

Si riportano gli sforzi relativi al pilastro n. 1193 in acciaio tipo Q 200x200x10 esistente.

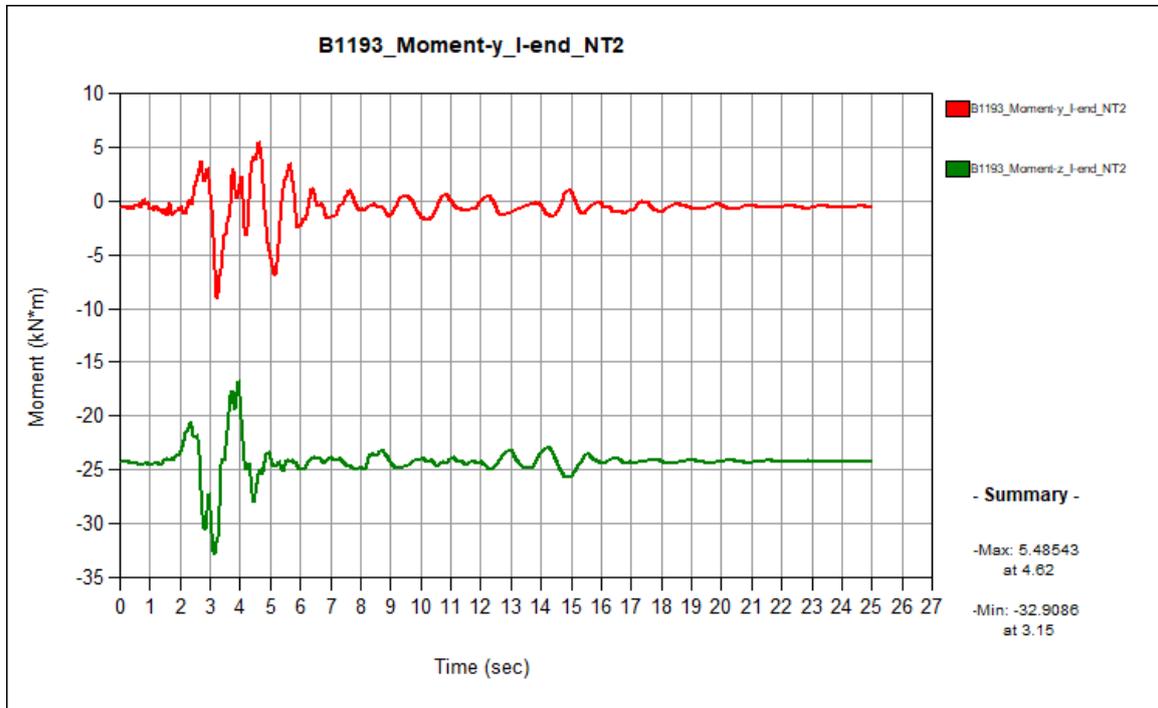


Figura 39 - Momento in direzione y e z pilastro n. 1193

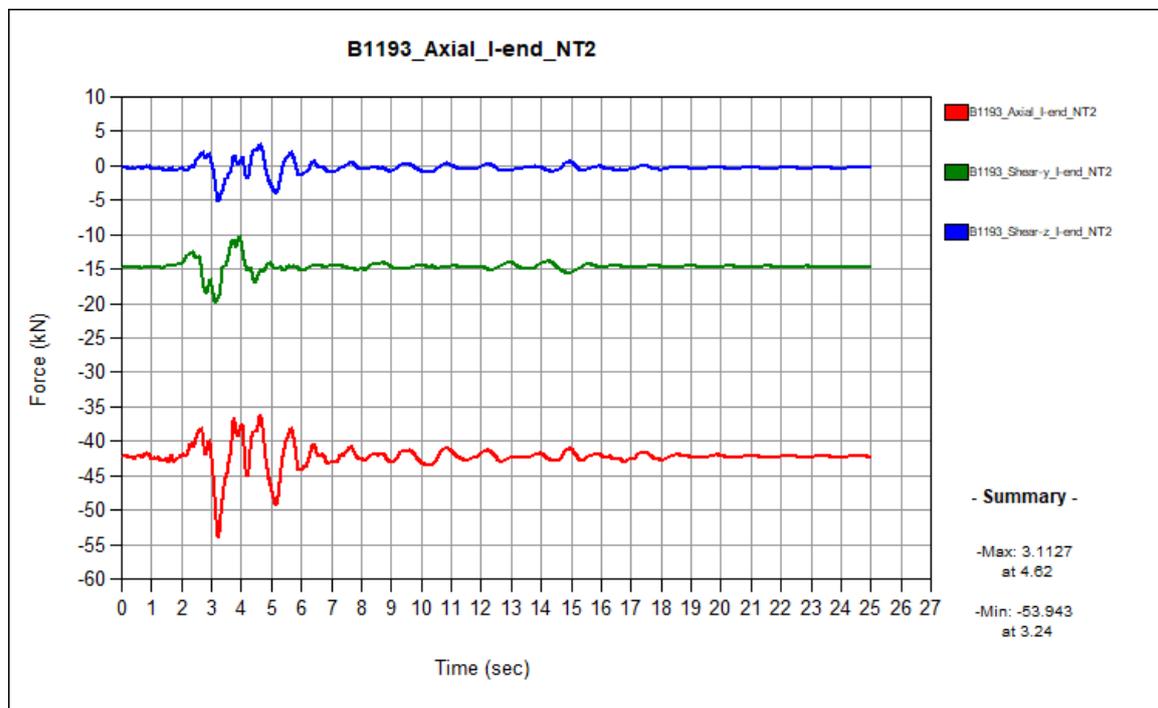


Figura 40 - Forze pilastro n. 1193



Si riportano le verifiche strutturali del pilastro n. 1193 in acciaio tipo Q 200x200x10 esistente.

Verifica a flessione											
N [kN]	-50	A [cm <sup>2</sup> ]	72.57	h [mm]	200						
My [kNm]	-5	Iy [cm <sup>4</sup> ]	4251	b [mm]	200						
Mz [kNm]	-33	Iz [cm <sup>4</sup> ]	4251								
				σ1 [MPa]	-96.280631	σ1 [MPa]	96.280631	σmax [MPa]	96.280631	fyk [MPa]	355
N [N]	-50000	A [mm <sup>2</sup> ]	7257	σ2 [MPa]	-72.75675427	σ1 [MPa]	72.75675427			yM0 [-]	1.05
My [Nmm]	-5000000	Iy [mm <sup>4</sup> ]	42510000	σ3 [MPa]	82.50083219	σ1 [MPa]	82.50083219			fyd [MPa]	338.0952381
Mz [Nmm]	-33000000	Iz [mm <sup>4</sup> ]	42510000	σ4 [MPa]	58.97695545	σ1 [MPa]	58.97695545			Sfr. [-]	0.284773697
										Sfr. [%]	28.47736973
Verifica a taglio											
VRd [N]	1416561.877	Vy [kN]	6								
VRd [kN]	1416.561877	Vz [kN]	54								
		V [kN]	54.33231083								
		Sfr. [-]	0.038355057								
		Sfr. [%]	3.83550565								
Sfr. [%]	32.31287538										

Figura 41 – Verifiche strutturali pilastro n. 1193 in acciaio tipo Q 200x200x10 esistente

## 7. CONCLUSIONI.

La presente relazione ha descritto la procedura di modellazione e di calcolo strutturale utilizzata nell'ambito del progetto degli interventi di miglioramento sismico dei corpi D1, D2, D3, D4, D5 dell'Ospedale Edoardo Agnelli situato in via Brigata Cagliari n. 39 nel comune di Pinerolo (TO).

Gli interventi per il miglioramento sismico della struttura hanno riguardato la realizzazione di torri dissipative: torri molto rigide, in carpenteria metallica, collegate rigidamente alla struttura esistente a livello dei solai ed incernierate alla base, equipaggiate lungo il perimetro della base con dissipatori di energia che si attivano a seguito della rotazione della torre indotta dagli spostamenti orizzontali della struttura esistente.

La documentazione già disponibile, le indagini visive eseguite in situ durante i rilievi effettuati e le indagini strutturali eseguite hanno consentito la modellazione tridimensionale dell'edificio, eseguita con il software di calcolo MIDAS Gen, prodotto da MIDAS. Il calcolo è stato eseguito mediante un'analisi non lineare dinamica.

L'analisi condotta ha permesso di determinare l'indice di sicurezza dell'edificio a seguito degli interventi di miglioramento, superiore a **0,80**.

## 8. RINGRAZIAMENTI.

Si ringraziano l'Ing. Maria Gabriella Castellano della FIP MEC srl che ha proposto alla società Sertec Engineering Consulting srl il miglioramento sismico dei corpi D1, D2, D3, D4, D5 dell'ospedale Edoardo Agnelli situato in via Brigata Cagliari n. 39 nel comune di Pinerolo (TO) mediante il sistema a torri dissipative, l'Ing. Alessandro Balducci, l'inventore delle torri dissipative, un brevetto per la protezione sismica degli edifici, che con le sue competenze nel campo dell'ingegneria sismica ha supportato la redazione di tale progetto, la società Harpaceas srl per il supporto tecnico fornito nello svolgimento

delle analisi strutturali con software specialistici ed il laboratorio PQRS Prove Qualità Ricerche Sperimentazioni srl per l'esecuzione delle prove in situ.