

A.T.P.
Dott. Ing. Gianfranco Visconti
Dott. Ing. Bruno Boldrin

Via Cesarea 17/11 16121 Genova Tel e fax: 010 543945
E-mail: mzvisco@fastwebnet.it
ingegneria@studioboldrin.it



REGIONE LIGURIA
Dipartimento Salute
e Servizi Sociali
Settore Investimenti



U.O. Attività Tecniche



PNRR - M6 C2
(Innovazione, Ricerca e Digitalizzazione del
Servizio Sanitario Nazionale)
Investimento 1.2
(verso un ospedale sicuro e sostenibile)

Attività:

PNRR - M6C2 ADEGUAMENTO ALLE NORMATIVE ANTISISMICHE
INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL PAD. SPECIALITA'
IRCCS OSPEDALE POLICLINICO SAN MARTINO DI GENOVA
Cod.Az.978 - CUP C31B22001310001
RUP: Ing. Gabriele Guerzoni

Oggetto:

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA - INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO
PADIGLIONE SPECIALITA' – IRCCS OSPEDALE POLICLINICO SAN MARTINO DI GENOVA

Titolo:

RELAZIONE DI CALCOLO DI MIGLIORAMENTO
ANALISI NON LINEARE – FC=1

Doc. n: 238-d-015-relazione di calcolo di miglioramento-non lineare-fc=1

Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Note
0	10/03/2023		81	GV	GV	BB	

Timbro e firma:

I Progettisti
Dott. Ing. Gianfranco Visconti
Dott. Ing. Bruno Boldrin

Elaborato:

238
D-015-R0

I N D I C E

1. Introduzione e obiettivo del lavoro	3
NOTA GENERALE.....	5
2. Descrizione dell'edificio	5
3. Conoscenza dell'edificio e caratterizzazione dei materiali	11
3.1. Geometria dell'edificio.....	11
3.2. Proprietà dei materiali	12
3.3. Parametri geotecnici	12
4. Livello di conoscenza e fattore di confidenza	14
5. Azione sismica.....	15
6. Analisi dei carichi gravitazionali.....	25
6.1. Solai 25	
6.2. Tamponature	25
6.3. Calcolo dei pesi sismici.....	26
7. Modello strutturale di partenza	28
7.1. Caratterizzazione dei materiali.....	28
7.2. Modellazione degli elementi strutturali primari	28
7.3. Modellazione dei solai.....	32
7.4. Modellazione delle masse e dei carichi.....	32
7.5. Modello globale.....	32
8. Ottimizzazione e calibrazione del modello.....	35
8.1. Modellazione delle tamponature	35
8.2. Analisi agli autovalori	38
9. Analisi di vulnerabilità della struttura ante-operam	39
10. Il sistema di controllo attivo Electro-Pro 20X O SIMILARE	47
10.1. Caratteristiche del sistema.....	47
10.2. Modellazione del sistema e aspetti di progettazione	49
11. Analisi di vulnerabilità della struttura post-operam	54
11.1. Analisi dinamiche non lineari.....	54
11.2. ANALISI DI VULNERABILITÀ E VALUTAZIONI DEL MIGLIORAMENTO SISMICO.....	55
11.3. Confronto tra struttura non controllata e struttura controllata.....	59
11.4. Caratteristiche del sistema di controllo attivo Electro-Pro 20x O SIMILARE.....	69
12. Verifiche di rigidezza	75
13. Conclusioni	79

1. INTRODUZIONE E OBIETTIVO DEL LAVORO

La presente relazione di calcolo fa parte della progettazione strutturale relativa al miglioramento sismico del *Padiglione Specialità* del complesso ospedaliero San Martino di Genova.

Questo documento riguarda una nuova versione della relazione di calcolo già emessa, redatta con diversi parametri a seguito dell'ultima definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti l'edificio in oggetto.

Infatti, come esposto al punto 2 del documento 238-D-009-R1-Relazione Generale, utilizzando i valori derivanti dalla estensione delle indagini si è reso necessario ridurre tale valore a C9/11 per tutti gli elementi costituenti la struttura del Corpo B.

Al fine di raggiungere tale miglioramento senza variare né la tecnologia adottata che si ricorda era di una tipologia innovativa proposta dalla Isaac S.r.l. che prevede l'inserimento di un sistema di controllo attivo sul piano di copertura del fabbricato per la protezione sismica di quest'ultimo, né di variare l'impegno economico valutato nella soluzione precedente, si è deciso in accordo col Committente di estendere le indagini sui materiali in modo da raggiungere un coefficiente $FC=1.0$ sfruttando inoltre alcune possibilità legate alla precisione con cui sono stati definiti valori ed estensione dei carichi come del resto previsto dalla vigente normativa tecnica al punto 8.5.5 Azioni,

Ciò premesso, in questo report, redatto con la costante collaborazione attiva di Isaac Srl tramite le sue procedure software, si espongono i processi di dimensionamento del sistema per il raggiungimento delle performance indicate dalla Committenza e definite normativamente. Si sono svolte simulazioni numeriche a partire dal materiale base costituito dalla seguente documentazione:

- modelli ad elementi finiti sviluppati in SAP2000 della struttura ante-operam;
- Relazione dal titolo "Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Prima";
- Relazione dal titolo "Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Seconda";
- File .dwg con la riproduzione del piano di copertura dell'edificio.

A partire, quindi, dai modelli numerici esistenti si è effettuata una progettazione completa del sistema attivo di protezione sismica denominato *Electro-Pro 20x* o similare e si è verificata la struttura a seguito di un'analisi di vulnerabilità post-operam. I dati ottenuti da tali verifiche sono stati confrontati con quanto ottenuto all'interno della relazione originaria dal titolo "*Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Seconda*" che tratta

A.T.P.

Dott. Ing. Gianfranco Visconti

Dott. Ing. Bruno Boldrin

della vulnerabilità della struttura ante-operam con l'obiettivo di dimostrare il miglioramento sismico apportato dal sistema Isaac.

NOTA GENERALE

Diversi capitoli del seguito sono del tutto simili alla relazione 238-D-009 e potrebbero essere citati solo come riferimento, ma per praticità e semplicità di lettura vengono ripetuti anche in questo documento.

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio in esame è un fabbricato esistente con struttura in calcestruzzo armato ubicata a Genova all'interno del complesso ospedaliero San Martino. La struttura è stata costruita nel 1937 e ha subito alcune ricostruzioni post-belliche rese necessarie a seguito dei bombardamenti.

Il complesso nella sua globalità ha uno sviluppo longitudinale di circa 136.00 m. Esso presenta tre corpi giuntati attraverso due corpi denominati "corpi cerniera" (Figura 1). In particolare, si ha:

- Corpo A, ubicato a Sud, che presenta cinque piani fuori terra con dimensioni di circa 44.00 m X 24.00 m;
- Corpo B, in posizione centrale, costituito da sei piani fuori terra e una dimensione in pianta di circa 29.00 m X 35.00 m;
- Corpo C, ubicato a Nord, che presente sei piani fuori terra e uno sviluppo planimetrico di circa 44.00 X 24.00 m.

Allo stato attuale, i tre edifici sono collegati tramite due corpi cerniera attraverso un giunto di spessore pari a circa 20 mm.



Figura 1 – Complesso globale Padiglione specialità

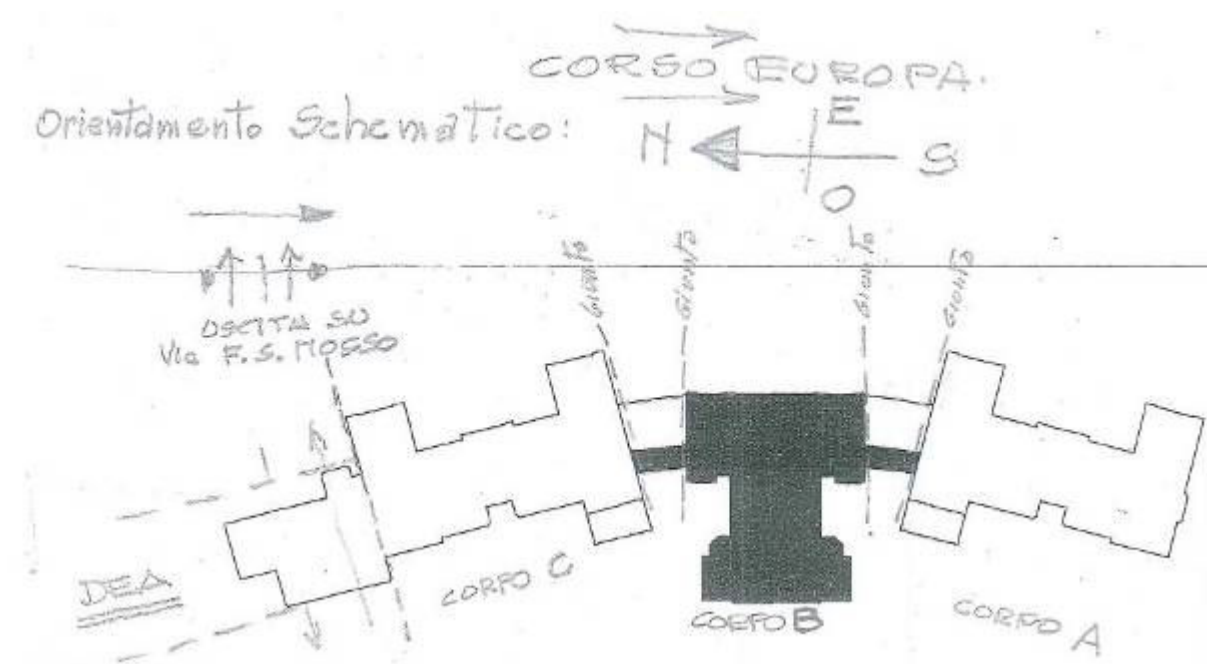


Figura 2 – Vista schematica del Padiglione specialità

L'edificio, oggetto del presente studio, è rappresentato dal Corpo B. Vi è, inoltre, l'annessione dei corpi cerniera che, a seguito di valutazioni mirate svolte dal progettista strutturale, saranno uniti al corpo centrale. Pertanto, la situazione è quella rappresentata in Figura 3 e in Figura 4.



Figura 3 – Corpo B e corpi cerniera: vista planimetrica

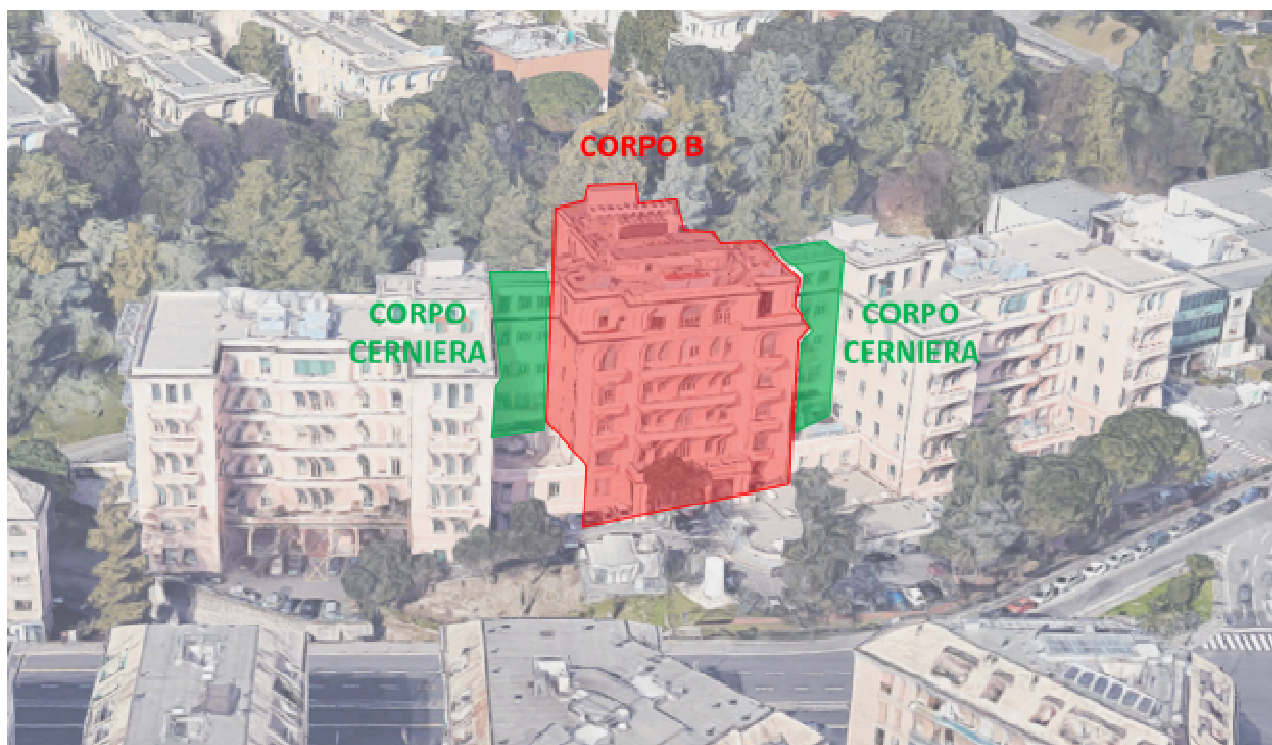


Figura 4 - Corpo B e corpi cerniera: vista prospettica

Di seguito alcune immagini del corpo B e dei corpi cerniera facenti parte del Padiglione specialità.



Figura 5 – N-E padiglione



Figura 6 – Vista S-O padiglione

Il giunto strutturale, situato tra il corpo centrale del padiglione (Corpo B) ed il corpo cerniera, presenta uno spessore pari a circa 20 mm ed è raffigurato in Figura 7.



Figura 7 – Giunto di dilatazione situato tra il corpo centrale e il corpo cerniera

Si osserva che tale giunto è una disconnessione utile ai soli fini di espansione/contrazione termica, ma non è funzionale nei riguardi delle azioni sismiche. Pertanto, come preannunciato all'interno del

capitolo introduttivo, il progettista ha espresso l'intenzione di unire i corpi suddetti per evitare i fenomeni di martellamento che le due strutture si scambiarebbero in caso di sisma.

Infine, dato il tipo di intervento sismico previsto, Isaac Srl ha effettuato un sopralluogo in data 14/11/2022 per analizzare e verificare gli spazi e le condizioni del piano di copertura dell'edificio.

Di seguito, si riportano alcune immagini del piano suddetto.



Figura 8 – Lato N-O piano di copertura



Figura 9 - Lato S-E piano di copertura

A.T.P.

Dott. Ing. Gianfranco Visconti

Dott. Ing. Bruno Boldrin

Nonostante la presenza di un numero considerevole di impianti, tipico di una struttura con questa destinazione d'uso, il piano presenta uno spazio sufficiente per l'alloggio di un numero ragionevole di unità macchina.

Si osserva che, allo stato attuale, la superficie di calpestio è completamente ricoperta con una membrana di protezione impermeabilizzante.

3. CONOSCENZA DELL'EDIFICIO E CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Il primo passo per valutare la sicurezza di un edificio esistente consiste nel determinare il livello di conoscenza della struttura. Per fare ciò, a livello preliminare, è stata visionata la relazione dal titolo *“Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Prima”* in cui si entra nel dettaglio delle indagini svolte.

Nel seguito si riporta una breve sintesi di quanto riportato all'interno del documento:

- la campagna sperimentale è stata svolta per il solo corpo B;
- la campagna di indagini è risultata difficoltosa in quanto è stata svolta con la struttura in attività;
- è stata svolta un'indagine visiva nei confronti degli elementi strutturali;
- le indagini si sono svolte ad esclusione del primo e del terzo piano;
- non sono state estratte barre di armatura per l'esecuzione di prove di trazione;
- sono state eseguite prove indirette di durezza tramite durometro Vickers per valutare la resistenza meccanica delle armature;
- sono state prelevate circa venti carote di calcestruzzo per eseguire le prove di schiacciamento in laboratorio;
- si sono effettuate prove indirette di tipo SonReb per stimare la resistenza meccanica del calcestruzzo.
- si sono effettuate prove di carico allo sls sulle strutture di piano
- si sono effettuate analisi approfondite sui materiali costituenti i carichi permanenti e le murature esistenti

A prescindere da ciò, visto il carattere strategico dell'intervento, la committenza ha espresso prima la volontà di raggiungere livelli di conoscenza più elevati e poi a seguito dei risultati numerici rilevati si è deciso di incrementare l'estensione delle indagini sui materiali per raggiungere valori del fattore di confidenza unitari. Pertanto, tali dati saranno integrati a seguito di ulteriori indagini materiche prese in carico dalla committenza stessa.

Nei prossimi paragrafi si entra nel merito degli aspetti contenuti all'interno della documentazione ricevuta in termini di geometria dell'edificio, di proprietà dei materiali e dei parametri geotecnici.

3.1. GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

Il corpo di fabbrica oggetto di studio presenta uno sviluppo planimetrico di dimensioni 29.00 m x 35.00 m per un totale di circa 850 mq per ogni piano. Lo sviluppo altimetrico prevede, invece, sei piani fuori terra con copertura accessibile attraverso il torrino scale. La quota massima raggiunta è di circa 30.00 m.

Di seguito si riporta la pianta della copertura che permette di visualizzare lo sviluppo planimetrico dell'edificio e gli impianti presenti sul tetto.

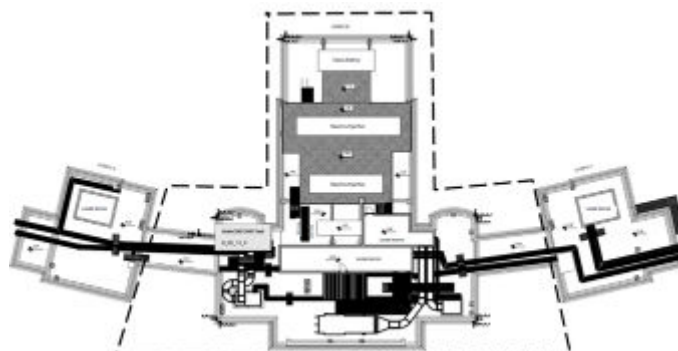


Figura 10 – Pianta piano copertura allo Stato di Fatto

I solai sono in latero-cemento e presentano diverse altezze:

- solai 18 + 5 cm con volterrane, in cui l'interasse travetti pari a 38 cm;
- solai 10 + 5 cm con volterrane, in cui l'interasse dei travetti è pari a 38 cm.

È presente anche qualche solaio in calcestruzzo pieno con spessore totale pari a 15 cm.

3.2. PROPRIETÀ DEI MATERIALI

La determinazione delle proprietà dei materiali è fondamentale per la successiva esecuzione delle analisi, laddove è indispensabile inserire valori prossimi alla realtà.

A partire dalle indagini eseguite è stato possibile stimare le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Nello specifico, per quanto riguarda la resistenza a compressione del calcestruzzo a seguito delle risultanze delle indagini (v. relazione 238-D-002-R0, si è assunto un valore di $f_{cm,PIL} = 9 \text{ MPa}$ (C9/11) per tutto il manufatto costituente le strutture dell'edificio.

In merito alla resistenza a trazione a snervamento dell'acciaio, invece, si assume $f_{ym} = 240 \text{ MPa}$ sia per le armature longitudinali che per quelle trasversali. In merito alla resistenza ultima delle stesse si è assunto un valore di $f_{um} = 380 \text{ MPa}$.

3.3. PARAMETRI GEOTECNICI

Anche per quanto riguarda i dati relativi al terreno sono stati utilizzati i valori riportati all'interno della relazione "Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Prima".

La categoria di sottosuolo, come indicato in Tab. 3.2.II delle NTC 2018, è di tipo **B**.

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

Figura 11 - Tab. 3.2.II, Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Per quanto riguarda la classificazione topografica si è utilizzata una categoria "T1": Pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ secondo la Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Questi dati sono tutti convergenti anche a quelli riportati nelle indagini geologiche citate nel documento 238-D-002-R0

4. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Come enfatizzato dalle Norme, se si hanno a disposizione informazioni dettagliate riguardo ad una struttura esistente da valutare in termini di sicurezza, allora il Livello di conoscenza di tale struttura è più alto e, di conseguenza, si potranno svolgere analisi più dettagliate per definirne il comportamento.

Inoltre, il livello di conoscenza è strettamente correlato al Fattore di confidenza che, di fatto, è un coefficiente riduttivo che riflette l'incertezza relativa alla stima della resistenza dei materiali, dei dettagli costruttivi, della geometria, e che viene applicato alla sola resistenza dei materiali in fase di analisi e di verifica: un livello di conoscenza alto comporta un fattore di confidenza più basso e viceversa.

Questo approccio è molto sensato in quanto la Normativa “premia” chi indaga la struttura in maniera dettagliata (e quindi ottenendo dati più vicini alla realtà) e “penalizza” una campagna di indagine più “superficiale”.

Nella fattispecie, per il caso in esame, considerati i valori ottenuti dalla prima estensione di indagini, la committenza ha espresso la volontà di raggiungere livelli di conoscenza ulteriori, attraverso una ulteriore estensione delle indagini materiche necessarie.

Di conseguenza, considerate le prossime stensioni di indagini, si è valutato un Livello di conoscenza esteso LC3 che comporta un Fattore di confidenza pari a 1,00.

LIVELLO DI CONOSCENZA LC3: conoscenza accurata

FATTORE DI CONFIDENZA (FC) = 1,00

Rientrando in questa categoria è possibile effettuare la valutazione della sicurezza dell'edificio mediante l'impiego di una qualsiasi metodologia di analisi numerica prescritta al Capitolo 7 delle NTC 2018. Più precisamente, sarà possibile svolgere analisi dinamiche non lineari che consentiranno una progettazione più precisa degli interventi di retrofit per la struttura in esame.

5. AZIONE SISMICA

La valutazione dell'azione sismica tipica del sito parte dalla determinazione dei parametri spettrali per gli stati limite previsti dalle NTC 2018. Essi sono stati determinati sulla base delle caratteristiche del sottosuolo, considerando una vita nominale di 100 anni con coefficiente d'uso pari a 2,0. Il software utilizzato per la generazione di questi parametri è il foglio Excel del C.S.LL.PP. (Spettri-NTCver.1.0.3). Per effettuare le simulazioni oggetto del presente studio si farà riferimento allo SLD e allo SLV.

I parametri sismici per i due Stati Limite sono riportati sinteticamente nelle seguenti tabelle.

SL	SLD
a_g [g]	0.051
F_o [-]	2.526
T_c^* [s]	0.270
S_s [-]	1.200
S_T [-]	1.000
C_c [-]	1.429
S [-]	1.200
η [-]	1.000
T_B [s]	0.129
T_c [s]	0.386
T_D [s]	1.806

Tabella 1 – Parametri sismici - SLD

SL	SLV
a_g [g]	0.112
F_o [-]	2.521
T_c^* [s]	0.303
S_s [-]	1.200
S_T [-]	1.000
C_c [-]	1.397
S [-]	1.200
η [-]	1.000
T_B [s]	0.141
T_c [s]	0.423
T_D [s]	2.049

Tabella 2 - Parametri sismici – SLV

Questi parametri permettono di generare le forma spettrale riportata in Figura 12:

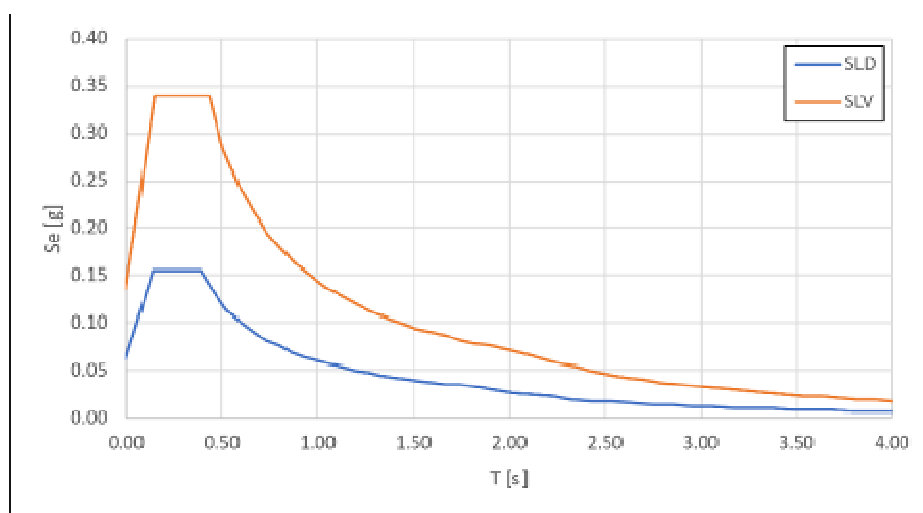


Figura 12 – Spettri di risposta elastici allo SLD e allo SLV

Per la definizione degli accelerogrammi da utilizzare nelle analisi sono stati considerati i soli Stati Limite definiti sopra. Per garantire una selezione di accelerogrammi che meglio rappresentino la sismicità del luogo, si è utilizzato il metodo della disaggregazione della pericolosità (Bazzurro e Cornell, 1999) tramite il sito dell'INGV, <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>.

Secondo il Modello di pericolosità sismica MPS04-S1, il sito in questione è caratterizzato di seguenti dati:

Zonazione sismogenetica	ZS9F
Zona sismogenetica	911
ID cella	16918

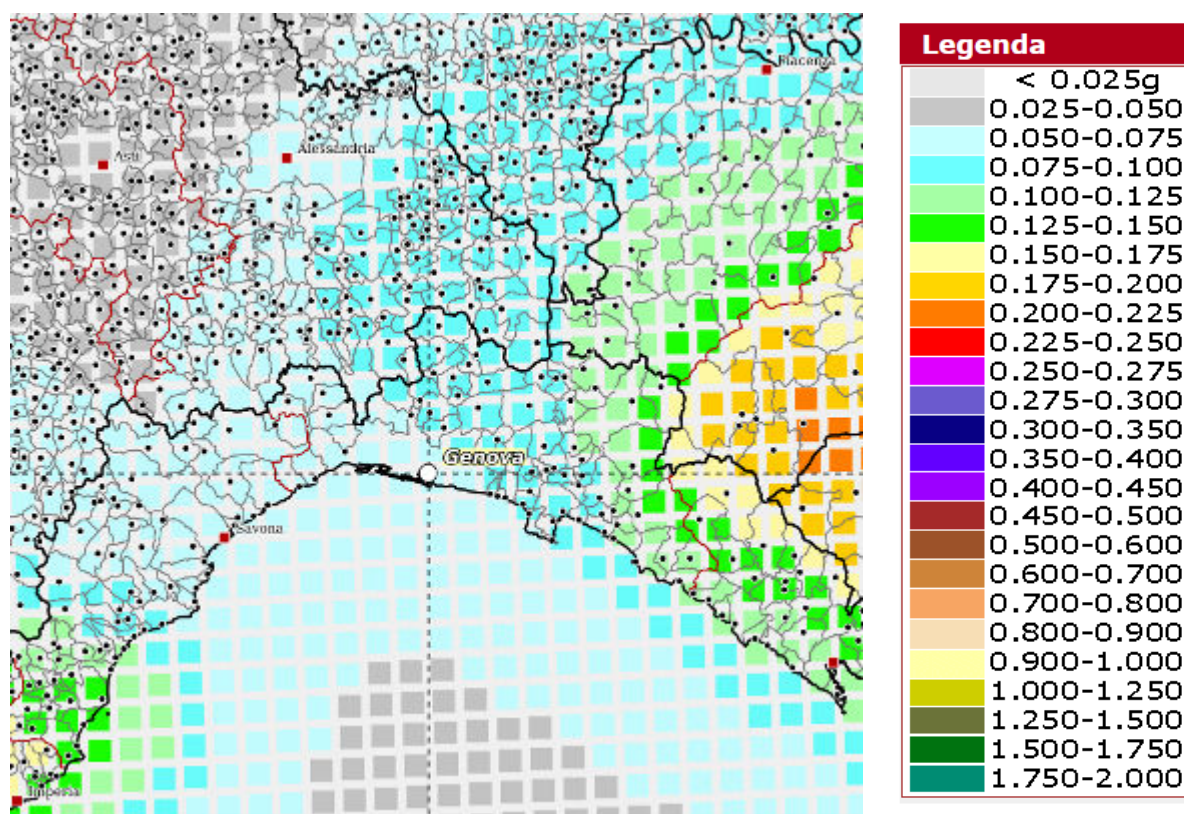


Figura 13 – Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 per Genova (GE) relativo allo SLV

Le informazioni dedotte dalla disaggregazione di pericolosità permettono di stabilire per gli stati limite considerati quale sia la coppia di magnitudo-distanza dall'epicentro più pericolosa per il sito in questione.

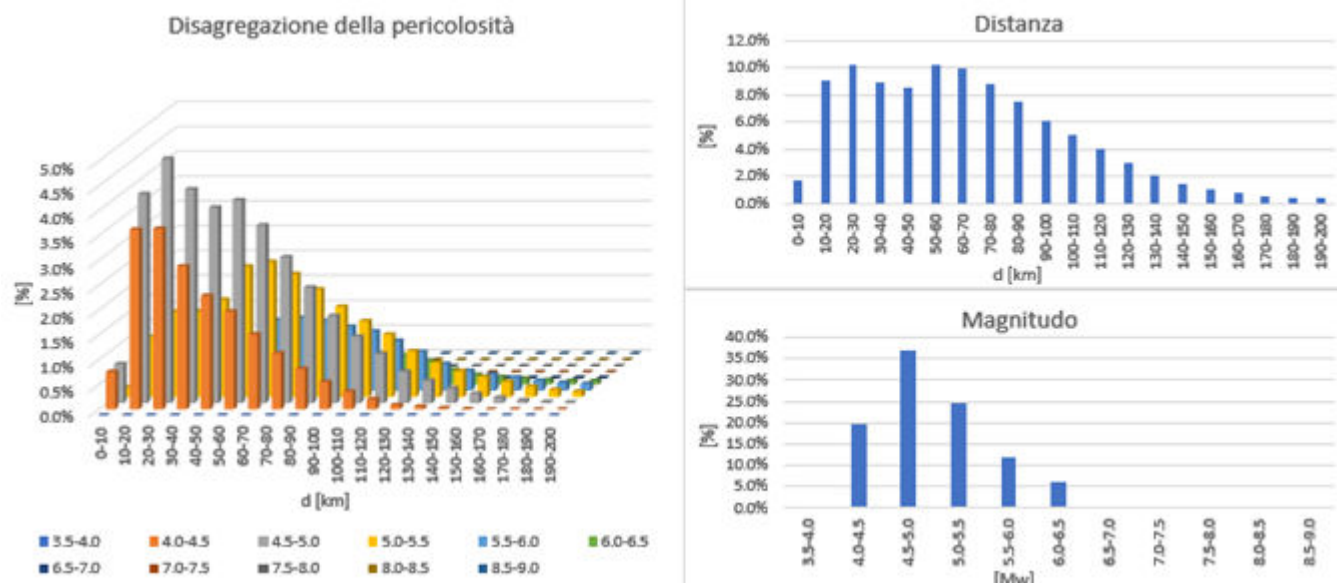


Figura 14 - Disaggregazione della pericolosità - SLD

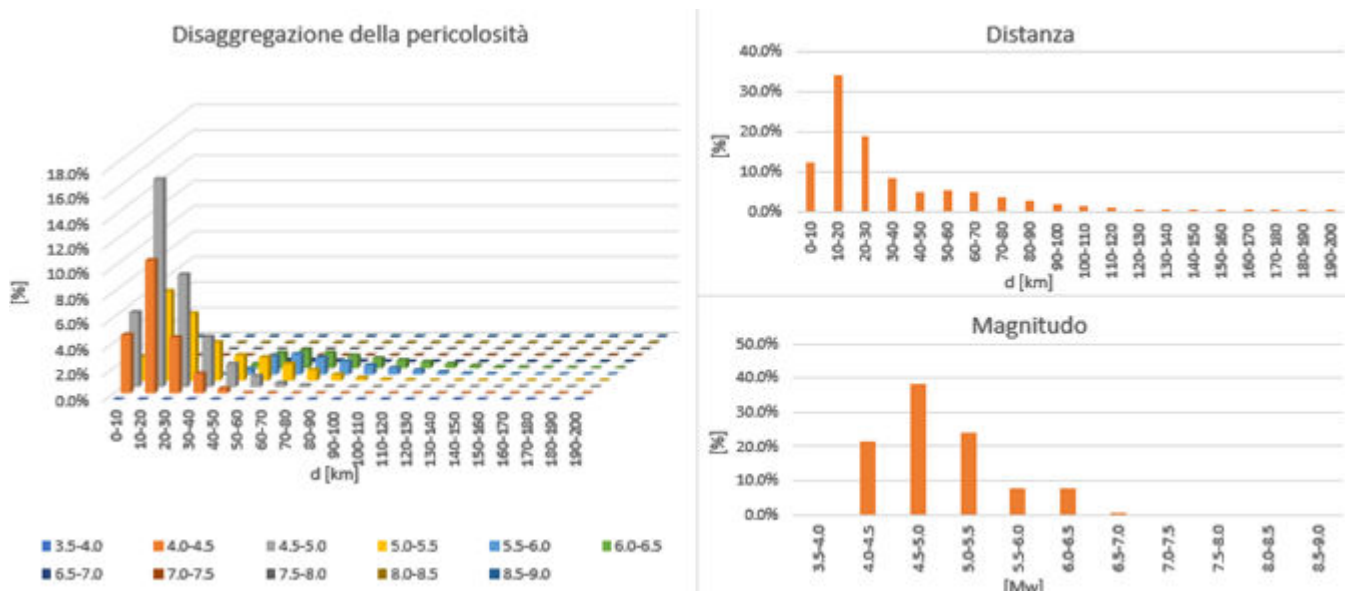


Figura 15 - Disaggregazione della pericolosità - SLV

Per l'input sismico sono state utilizzate tre coppie N-S, E-O di registrazioni naturali non scalate per lo stato limite considerato (SLV). La selezione è stata condotta sulla piattaforma REXELweb (https://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_32/#/rexel) dell'INGV imponendo la spettrocompatibilità rispetto agli spettri definiti in precedenza con uno scarto massimo del 30% in eccesso e del 10% in difetto, come prescritto da Normativa. L'intervallo di spettrocompatibilità va da 0,15 s a 2,0 s, mentre il metodo di selezione è quello relativo alla magnitudo-distanza che utilizza i valori derivanti dalla disaggregazione della pericolosità:

Stato Limite	Magnitudo min [Mw]	Magnitudo MAX [Mw]	Distanza min [km]	Distanza MAX [km]
SLD	4.0	6.5	10	120
SLV	4.0	6.5	0	40

Tabella 3 – Magnitudo e distanze epicentrali scelte per lo SLV

REXELweb utilizza l'archivio ITACA (ITalian ACcelerometric Archive) che comprende più di 2200 registrazioni di accelerogrammi naturali provenienti da sismi con epicentro sul territorio italiano o in regioni vicine (Figura 16).

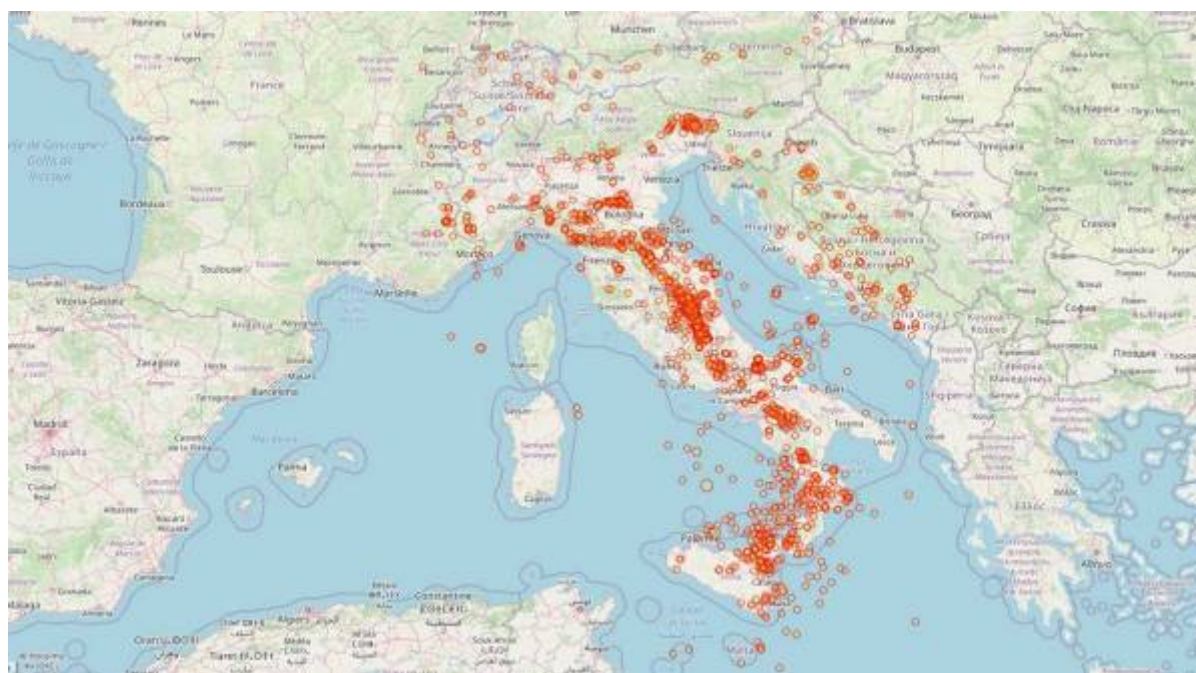


Figura 16 - Epicentri delle registrazioni dell'archivio ITACA

La spettrocompatibilità è assicurata dall'algoritmo del programma. Le registrazioni selezionate sono riportate nella tabella seguente:

SL	Nome evento	Data	Magnitudo [Mw]	Codice stazione	Numerazione accelerogramma
SLD	POTENZA	24/08/2016	6.0	AQG	2D
	CENTRAL_ITALY	30/10/2016	6.5	TER	4D
	UMBRIA-MARCHE:3RD SHOCK	24/08/2016	6.0	CADA	5D
SLV	CENTRAL ITALY	26/10/2016	5.9	GUMA	1V
	CENTRAL ITALY	30/10/2016	6.5	CSC	3V
	CENTRAL ITALY	30/10/2016	5.9	MMO	6V

Tabella 4 – Registrazioni sismiche selezionate

A seguire le storie temporali in accelerazione relative agli Stati Limite considerati.

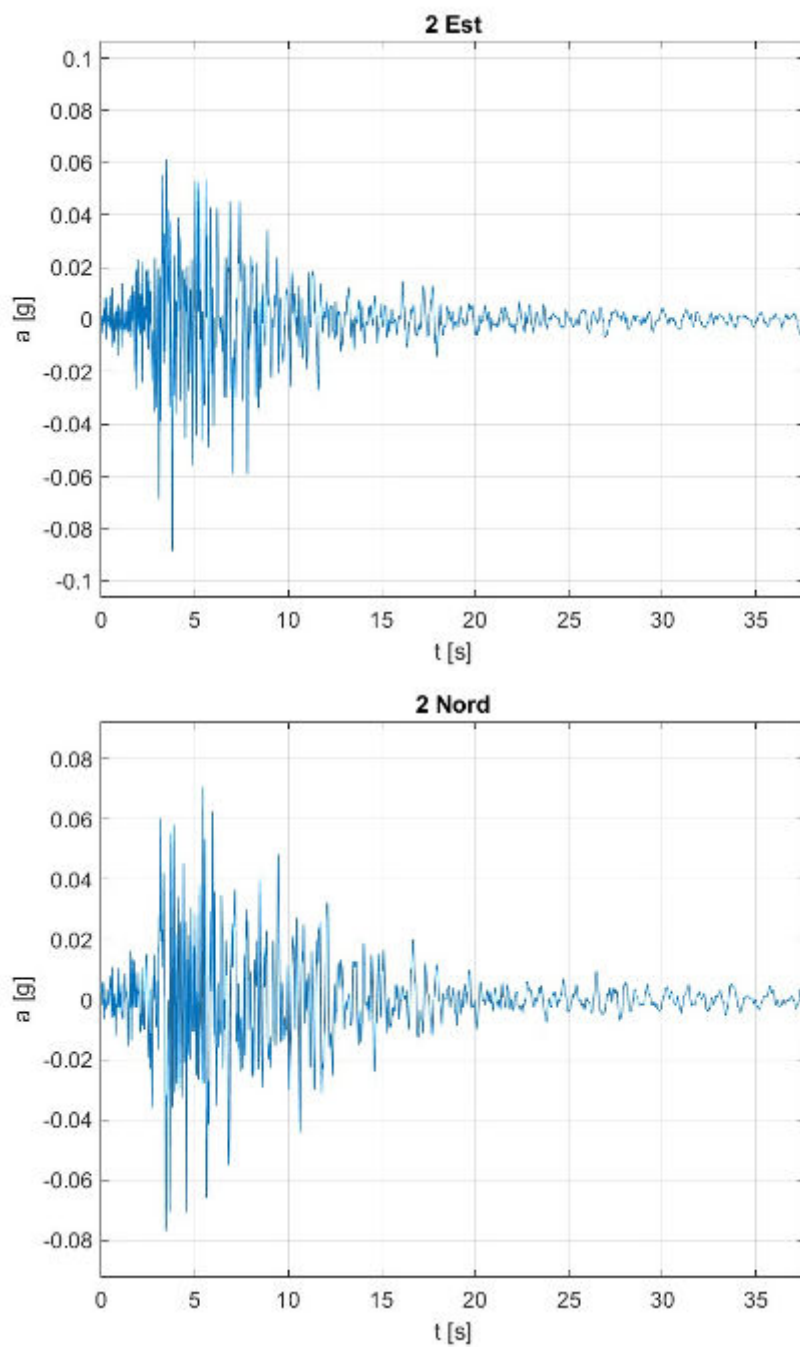


Figura 17 - SLV – Accelerogramma 1 – SLD (Numerazione: 2D)

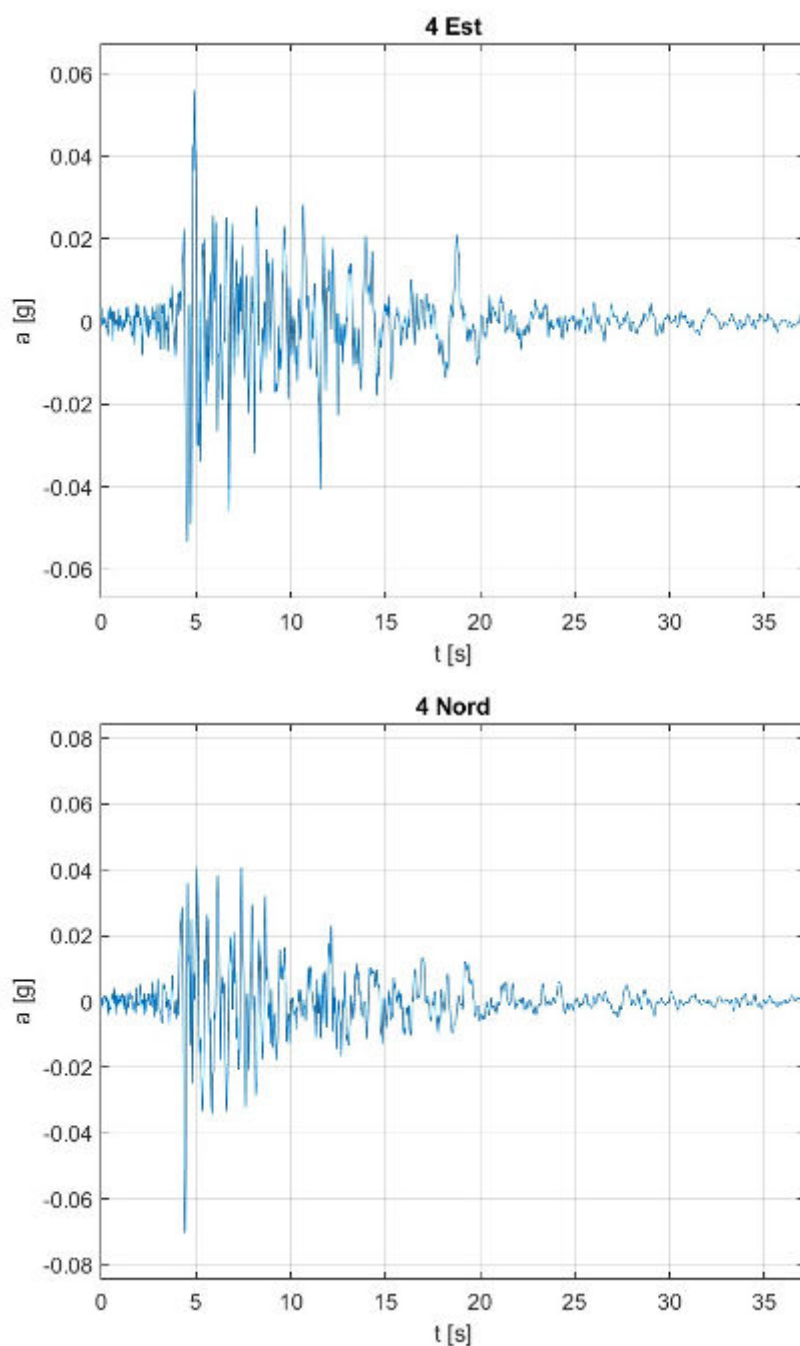


Figura 18 - Accelerogramma 2 – SLD (Numerazione: 4D)

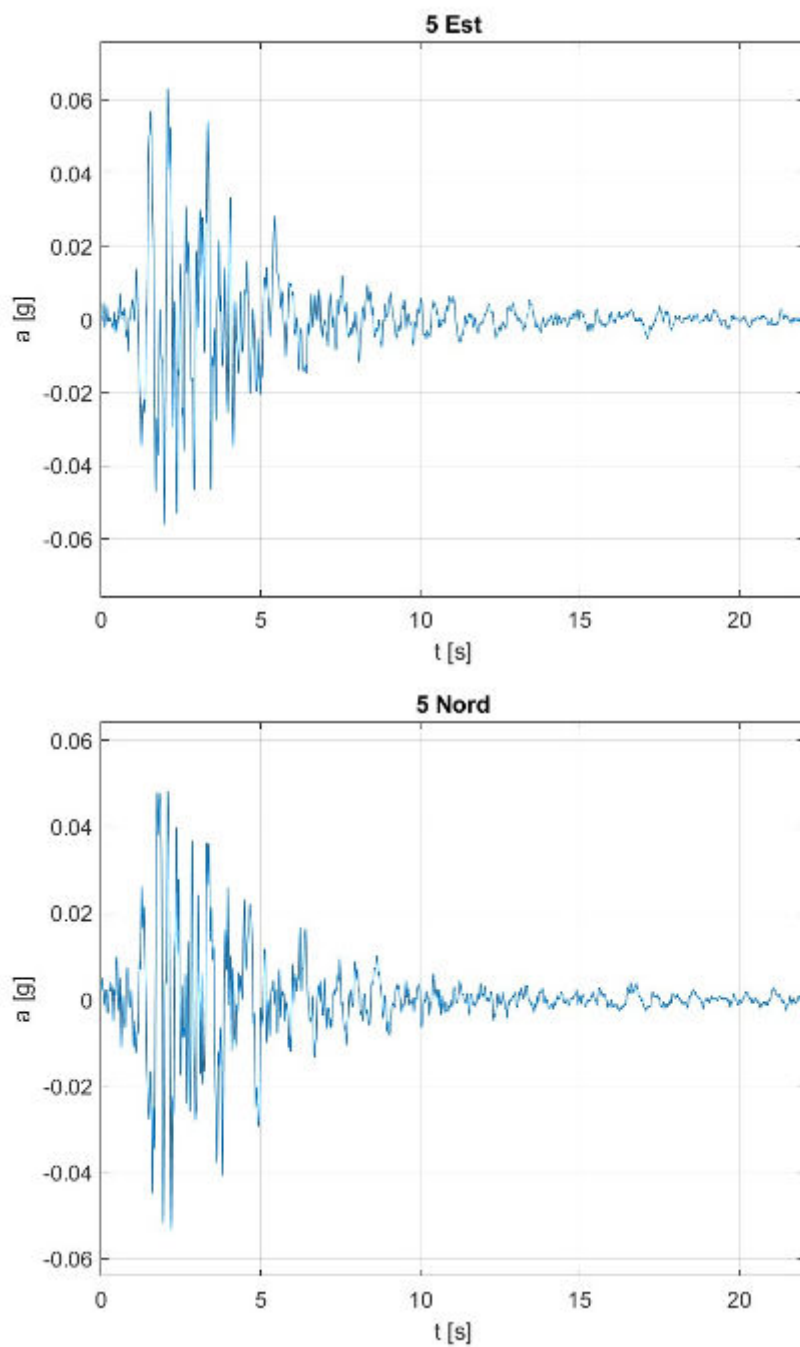


Figura 19 - Accelerogramma 3 – SLD (Numerazione: 5D)

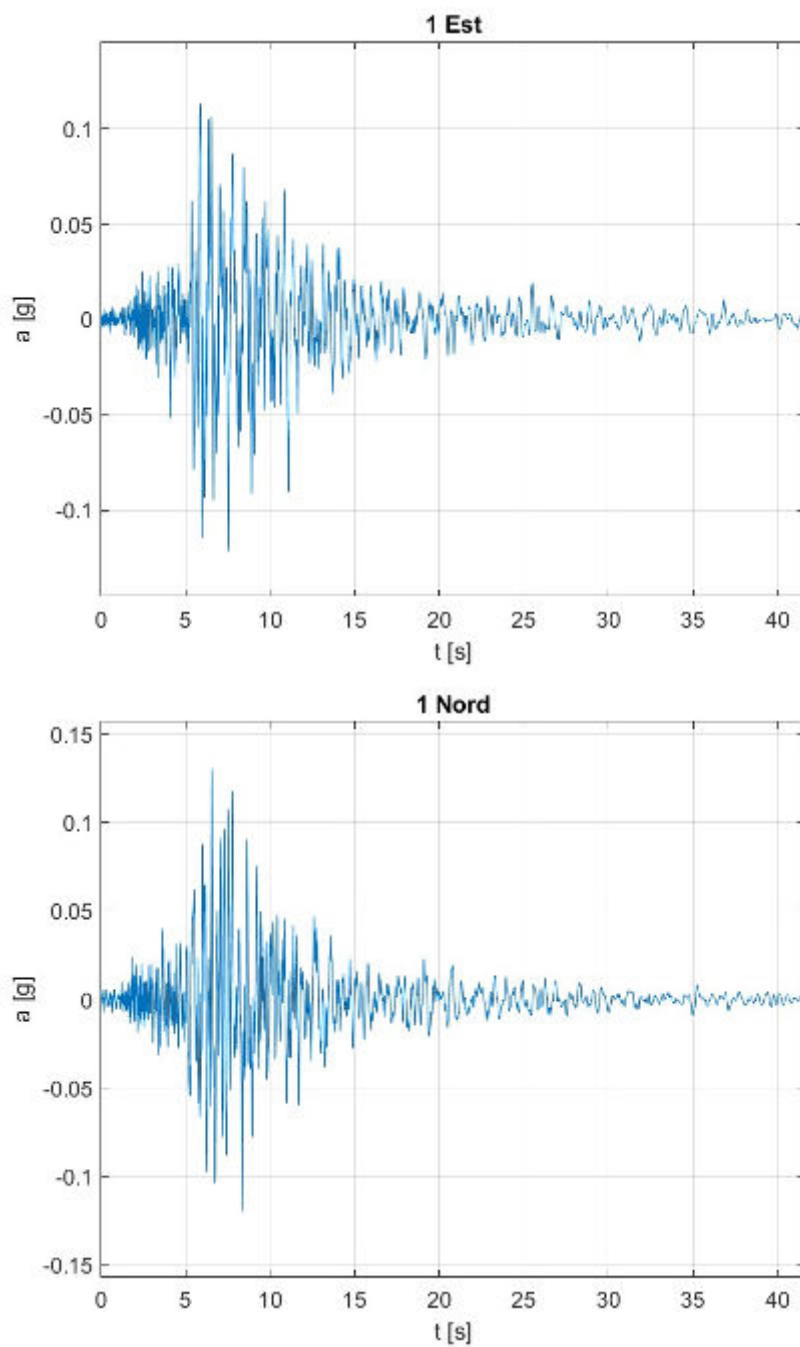


Figura 20 - SLV – Accelerogramma 1 – SLV (Numerazione: 1V)

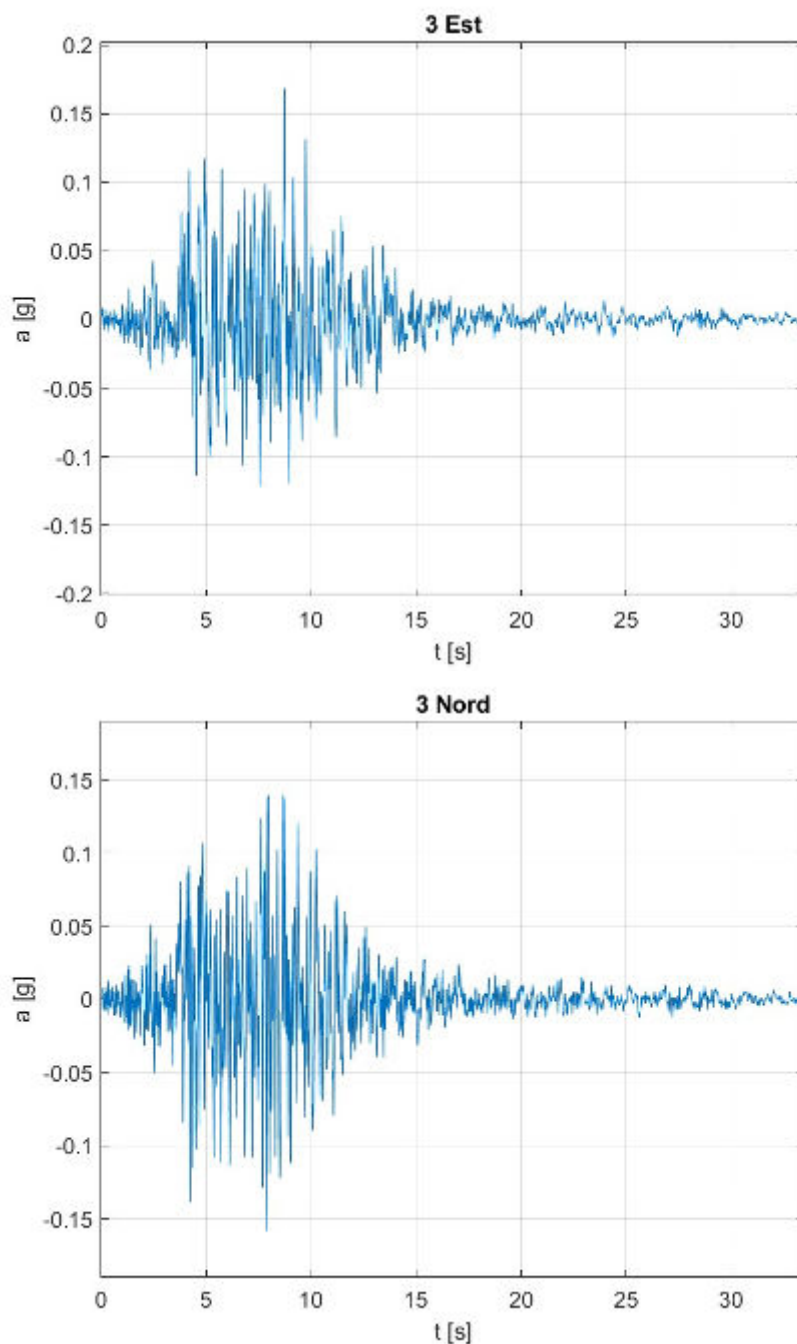


Figura 21 - Accelerogramma 2 – SLV (: 3V)

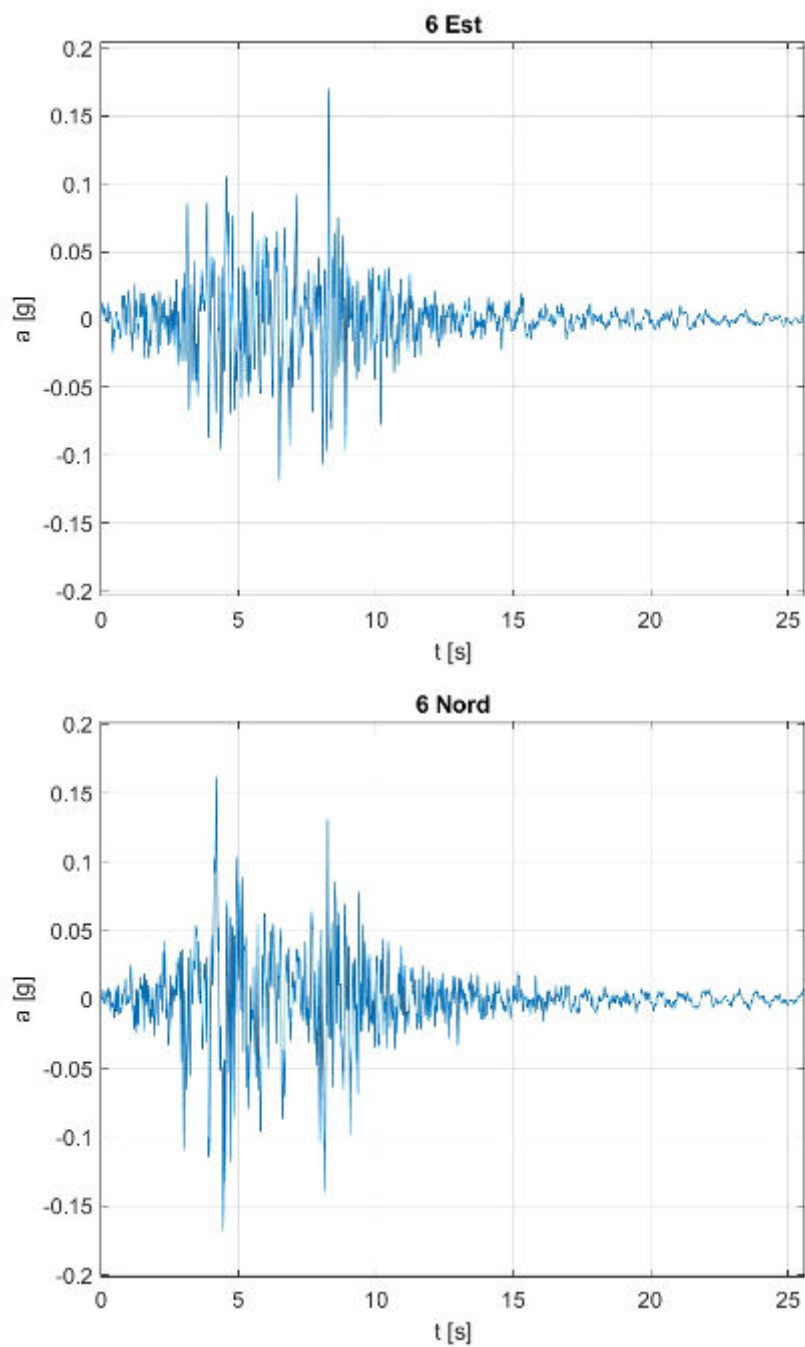


Figura 22 - Accelerogramma 3 – SLV (Numerazione: 6V)

6. ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI

Una volta definita l'azione sismica di progetto, si valutano i carichi gravitazionali, nonché i sovraccarichi, agenti sulla struttura.

Essi sono definiti a partire dalle informazioni ricavate dalla relazione di calcolo intitolata “*Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Prima*”.

6.1. SOLAI

In merito al carico gravante sui solai, i dati vengono riepilogati in Tabella 5, in funzione del tipo di orizzontamento.

SOLAIO 18+5 cm			
PIANO	G_1 [kN/m ²]	G_2 [kN/m ²]	q [kN/m ²]
Tipo	3.00	1.40	2.00
Copertura	3.00	3.00	2.00
SOLAIO 10+5 cm			
PIANO	G_1 [kN/m ²]	G_2 [kN/m ²]	q [kN/m ²]
Tipo	2.35	1.40	2.00
Copertura	2.35	3.00	2.00
SOLAIO PIENO 15 cm			
PIANO	G_1 [kN/m ²]	G_2 [kN/m ²]	q [kN/m ²]
Tipo	3.75	1.40	2.00
Copertura	3.75	3.00	2.00

Tabella 5 – Analisi dei carichi solaio

6.2. TAMPONATURE

Il carico derivante dalle tamponature è stato calcolato e poi applicato come azione distribuita sulle travi così come esplicito in Figura 23.

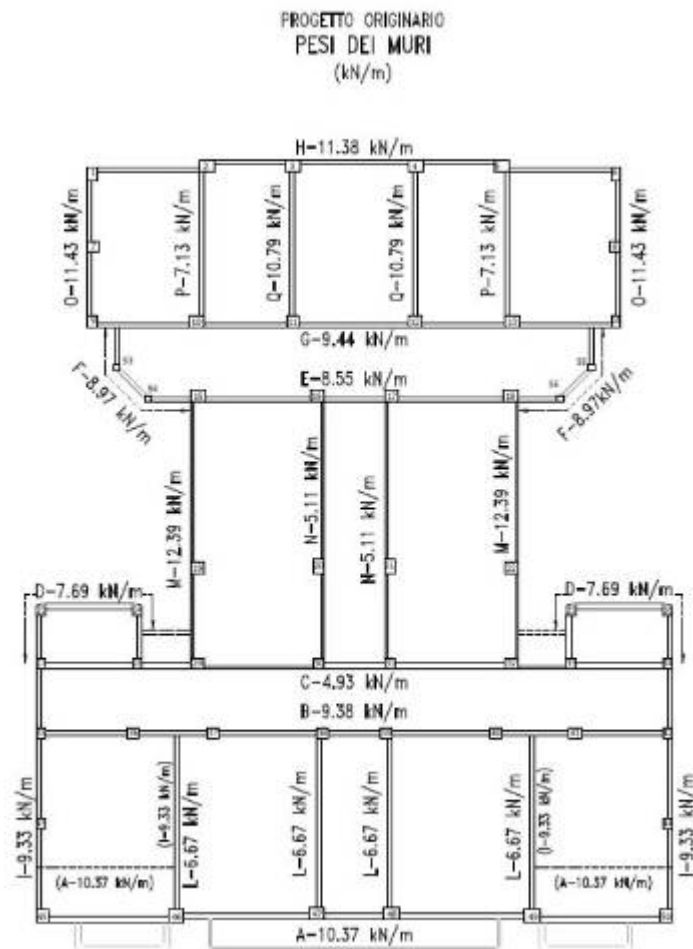


Figura 23 – Carichi distribuiti sulle travi relativi alle tamponature

6.3. CALCOLO DEI PESI SISMICI

I carichi forniti nei paragrafi precedenti sono i valori caratteristici delle azioni. Per ottenere i carichi di progetto si è utilizzata la combinazione di carico espressa dall'equazione 2.5.7 delle NTC 18 (combinazione sismica):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- G_1 rappresenta la somma dei carichi strutturali permanenti agenti sulla struttura;
- G_2 rappresenta la somma dei carichi strutturali non permanenti agenti sulla struttura;
- Q_{kj} sono i diversi carichi variabili agenti sulla struttura;
- Ψ_{2j} indicano i valori quasi permanenti dei coefficienti di combinazione come da Tab. 2.5.I delle NTC 18.

La massa totale della struttura è pari a circa 6600 ton.

La distribuzione del peso sismico ai vari orizzontamenti è indicata in Tabella 6.

A.T.P.

Dott. Ing. Gianfranco Visconti

Dott. Ing. Bruno Boldrin

Piano	Massa sismica [ton]	Peso sismico [kN]
1	1135	11134
2	1090	10693
3	1060	10399
4	1060	10399
5	1015	9957
Copertura	890	8731
TO TALE	6250	61313

Tabella 6 – Masse sismiche e pesi sismici di piano

7. MODELLO STRUTTURALE DI PARTENZA

Il modello strutturale dell'edificio è stato creato con il software di calcolo agli elementi finiti *SAP2000* sviluppato da *CSI America*, programma di calcolo strutturale che permette l'esecuzione di analisi lineari e non lineari statiche e dinamiche.

Questo costituisce il punto di partenza di Isaac Srl che, al fine di progettare, verificare ed infine dimensionare il sistema attivo di protezione sismica Electro-Pro 20x o similare, ottimizzerà il modello stesso per raggiungere le performance richieste dalla committenza.

Nei prossimi paragrafi si riportano le caratteristiche principali di tale modello.

7.1. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Nei riguardi dei parametri meccanici dei materiali, coerentemente con quanto visto nel Paragrafo 3.2, sono presenti i seguenti valori all'interno del modello ad elementi finiti:

- Calcestruzzo: $f_{cm,TRA} = 20 \text{ MPa}$ per le travi e $f_{cm,PIL} = 12 \text{ MPa}$ per i pilastri;
- Acciaio: $f_{ym} = 240 \text{ MPa}$; $f_{um} = 380 \text{ MPa}$.

7.2. MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI

Gli elementi strutturali che compongono la struttura in esame, quali travi e pilastri, sono stati modellati come elementi frame a plasticità concentrata per poter cogliere gli aspetti non lineari delle sezioni, così da avvicinarsi maggiormente a quello che è il reale comportamento della struttura.

Le cerniere plastiche assegnate alle varie membrature sono di diversa tipologia:

- per cogliere i meccanismi duttili dei pilastri sono state inserite cerniere di tipo PM2M3 in entrambe le estremità degli elementi;
- per cogliere i meccanismi fragili dei pilastri sono state inserite cerniere di tipo V2/V3 in entrambe le estremità degli elementi;
- per cogliere i meccanismi duttili delle travi sono state inserite cerniere di tipo M3 in entrambe le estremità degli elementi;
- per cogliere i meccanismi fragili delle travi sono state inserite cerniere di tipo V2 in entrambe le estremità degli elementi.

Le cerniere plastiche che permettono di studiare i meccanismi duttili sono di tipo flessionale, mentre quelle riguardanti i meccanismi fragili sono a comportamento rigido-fragile a taglio con controllo di forza.

Le cerniere flessionali sono definite in automatico dal software di calcolo secondo la Normativa americana FEMA 356 a partire dai parametri geometrici, dal quantitativo di armatura e dalle caratteristiche di sollecitazione delle sezioni di interesse. La Normativa suddetta risulta essere di

comprovata validità e i risultati che si raggiungono facendo riferimento ad essa sono analoghi a quelli che si otterrebbero seguendo la procedura proposta all'interno delle NTC 18.

Di seguito si riportano alcuni riferimenti utili ricavati all'interno delle FEMA 356.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
			Primary		Secondary					
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Figura 24 – Parametri cerniere relativi alle travi - Tabella 6.7 FEMA 356

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
	a	b	c				LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.018	0.024	0.2	0.005	0.012	0.018	0.018	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1, 3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1, 3}										
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02		
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01		
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P₀^{1, 3}										
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02		
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria. 										

Figura 25 - Parametri cerniere relativi ai pilastri - Tabella 6.8 FEMA 356

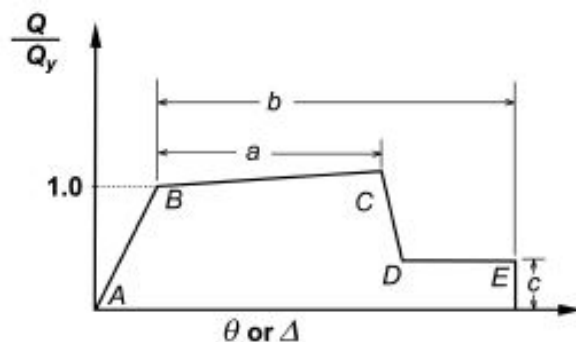


Figura 26 – Curva comportamentale delle cerniere flessionali (§ 6.4.1.2.2 – Figure 6.1 – FEMA 356)

Per quanto riguarda le cerniere a taglio, invece, esse sono definite attraverso il valore limite di capacità, valutato come il massimo tra la resistenza al taglio della sezione non armata a taglio e la resistenza a taglio in presenza di staffe (utilizzando sia il coefficiente parziale di sicurezza che il fattore di confidenza). In dettaglio si ha:

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd\text{no-stafte}}; \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}))$$

dove:

$$V_{Rd\text{no-stafte}} = \max \left\{ \left[\frac{0.18 \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2};$$

d è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive (passo staffe);

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave: vi è la presenza in travi e pilastri di sole staffe per cui $\alpha = 90^\circ$;

$v \cdot f_{cd}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a:

per membrane non compresse ($N = 0$);

$$1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \text{ per } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd};$$

$$1,25 \text{ per } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd};$$

$$2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \text{ per } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}.$$

Si fa notare che questi valori sono stati inseriti manualmente all'interno del software di calcolo in maniera tale che quest'ultimo sia in grado di segnalare il superamento di tale capacità a taglio.

7.3. MODELLAZIONE DEI SOLAI

I solai di piano, come citato al §7.2.6 delle NTC 2018, *possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta armata di almeno 40 mm di spessore.*

In questo caso specifico, tutti i solai presentano una soletta collaborante di spessore pari ad almeno 5 cm.

Per questo motivo, vista anche la regolarità in pianta della struttura in esame, è stata effettuata una modellazione dei solai con un vincolo interno di diaframma rigido.

7.4. MODELLAZIONE DELLE MASSE E DEI CARICHI

La modellazione della massa e dei carichi risulta di fondamentale importanza perché da essi dipendono le caratteristiche dinamiche del fabbricato. Il software ad elementi finiti *SAP2000* definisce in modo automatico le masse concentrate ai vari nodi a partire dal peso proprio degli elementi strutturali modellati come travi e pilastri. In aggiunta, in funzione di quanto visto nel Capitolo 6, vi sono implementati i carichi d'area distribuiti nelle varie zone (aree di tipo *None*). Il carico relativo alle tamponature e ai parapetti in copertura è applicato come carico lineare direttamente sulle travi di bordo della struttura.

7.5. MODELLO GLOBALE

Il modello base di partenza creato con le considerazioni esplicate nei paragrafi precedenti è rappresentato nelle figure seguenti.

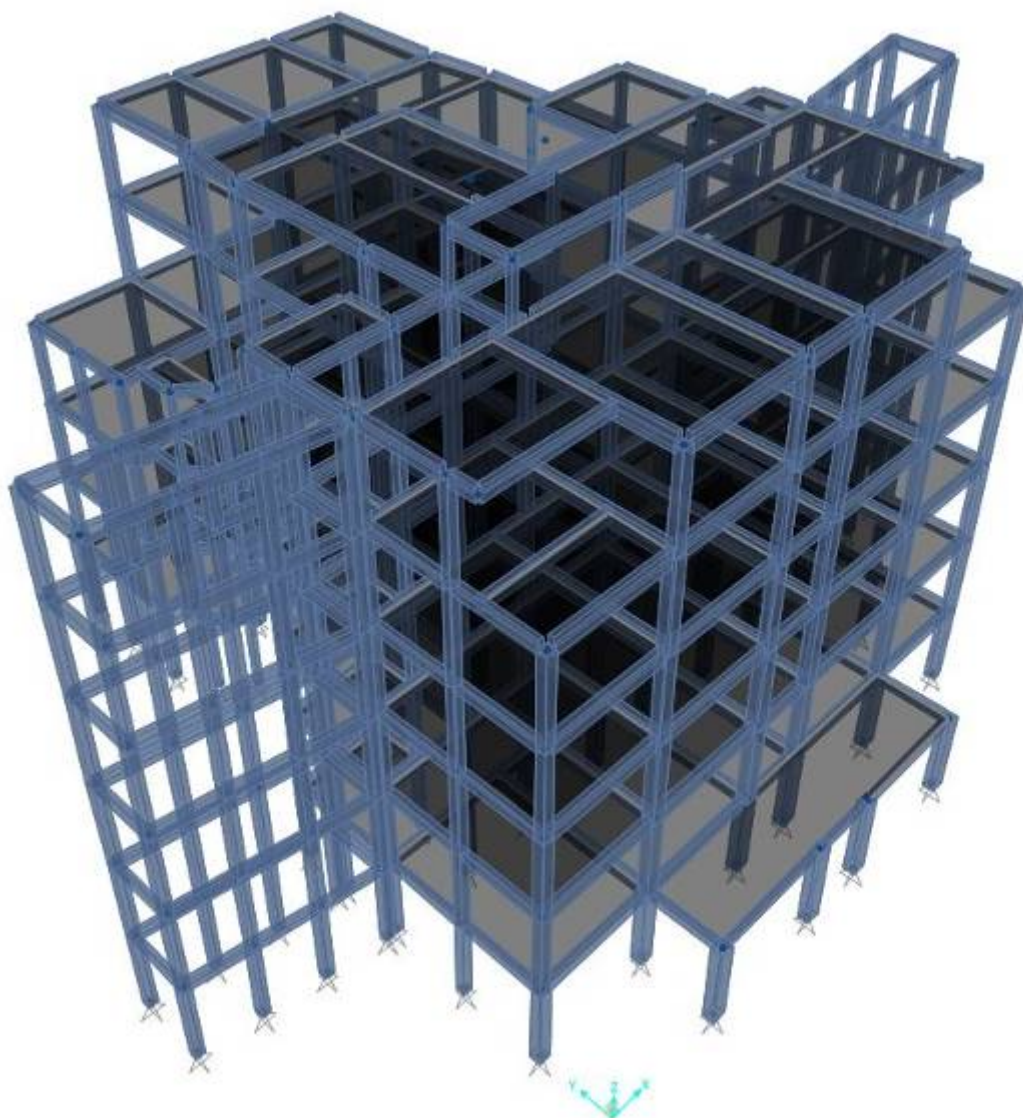


Figura 27 – Modello FEM estruso – Lato S-E

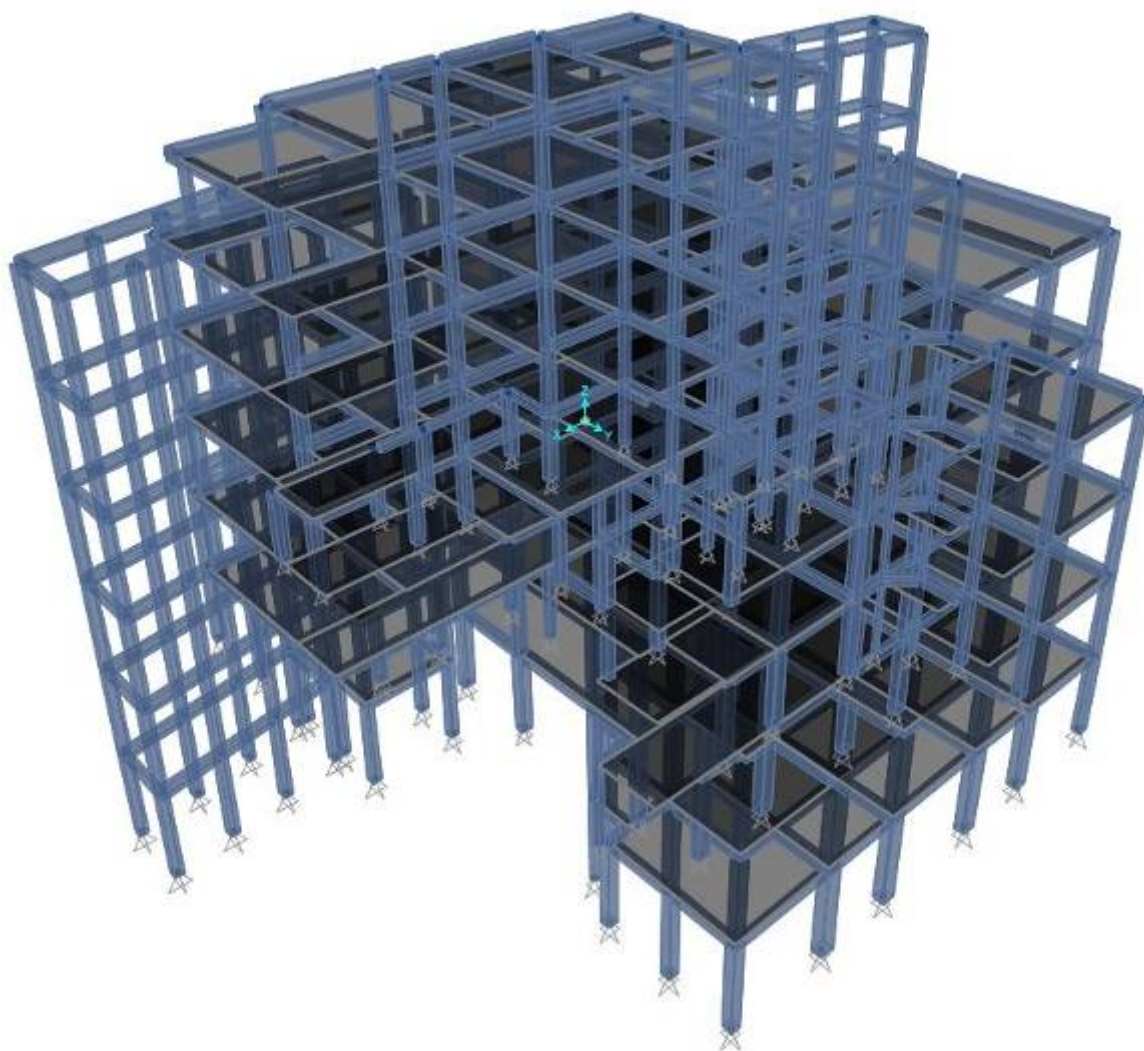


Figura 28 - Modello FEM estruso – Lato N-O

8. OTTIMIZZAZIONE E CALIBRAZIONE DEL MODELLO

In questa fase, a partire dal modello di base presentato al Capitolo 8, viene svolta una procedura di ottimizzazione del modello con l'obiettivo di rendere calibrate le proprietà dinamiche rispetto a quanto misurato durante le procedure di identificazione dinamica effettuate da Isaac Srl sul fabbricato in esame. La calibrazione suddetta risulta necessaria per poter svolgere le simulazioni numeriche presentate ai capitoli successivi. Infatti, per poter cogliere tutti gli aspetti legati al degrado della costruzione durante un sisma è utile partire dalle proprietà iniziali della costruzione, che fino ad un certo livello di intensità delle azioni esterne risultano essere lineari, proprio come dimostrano le indagini dinamiche svolte in sito.

La calibrazione del modello si ottiene grazie all'inserimento degli elementi tamponatura.

8.1. MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE

Con l'obiettivo di calibrare il modello, affinché risponda in modo simile a quanto misurato sperimentalmente durante le prove dinamiche, vengono inseriti elementi link non lineari in grado di simulare il comportamento dei pannelli di tamponamento inseriti all'interno dei telai resistenti.

Gli elementi link presentano una legge comportamentale multilineare plastica con isteresi di tipo "Concrete". Tali leggi, implementate in *SAP2000*, sono rappresentate di seguito.

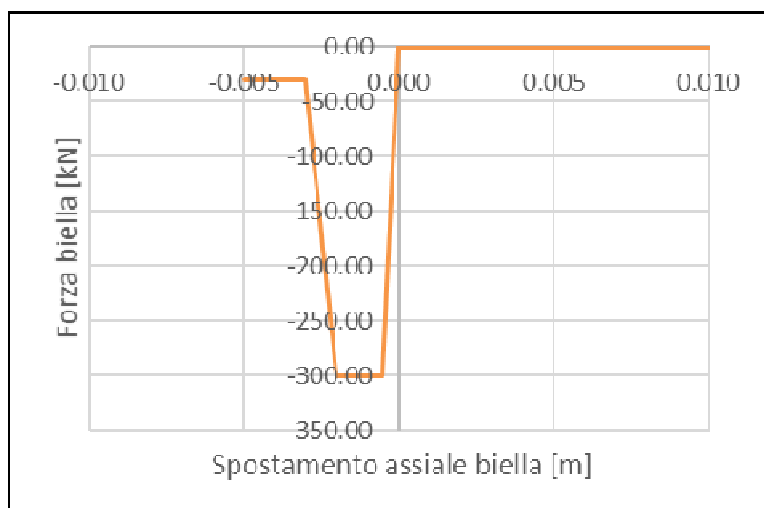


Figura 29 – Legge comportamentale elemento link tamponatura

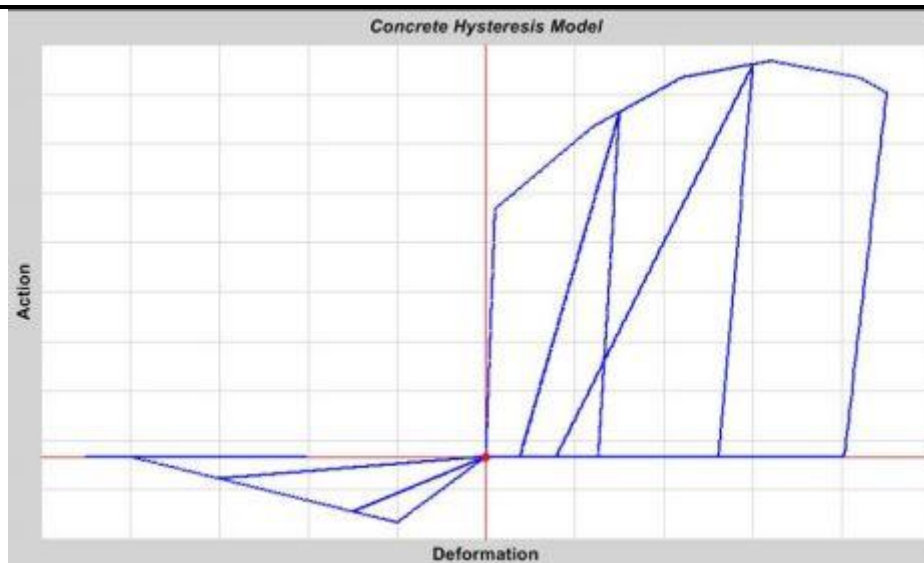


Figura 30 – Isteresi di tipo “Concrete” implementata in SAP2000

Si osserva che l’aspetto saliente di tale modellazione risulta essere la resistenza nulla a trazione da parte di tali elementi link, che riproducono in maniera fedele il comportamento di un reale pannello di tamponamento.

I parametri meccanici inseriti per poter ottenere la curva rappresentata in Figura 29 sono stati scelti rispettando i seguenti vincoli:

- ottenere una rigidezza tale da consentire al modello globale di avere proprietà dinamiche simili a quelle misurate durante le operazioni sperimentali di identificazione dinamica;
- creare una curva che sia in grado di degradare all’aumentare dell’azione sismica, fino ad arrivare al collasso degli elementi per terremoti di intensità paragonabile ad uno SLV.

Di seguito le immagini del modello aggiornato a seguito dell’inserimento degli elementi link che simulano il comportamento delle tamponature.

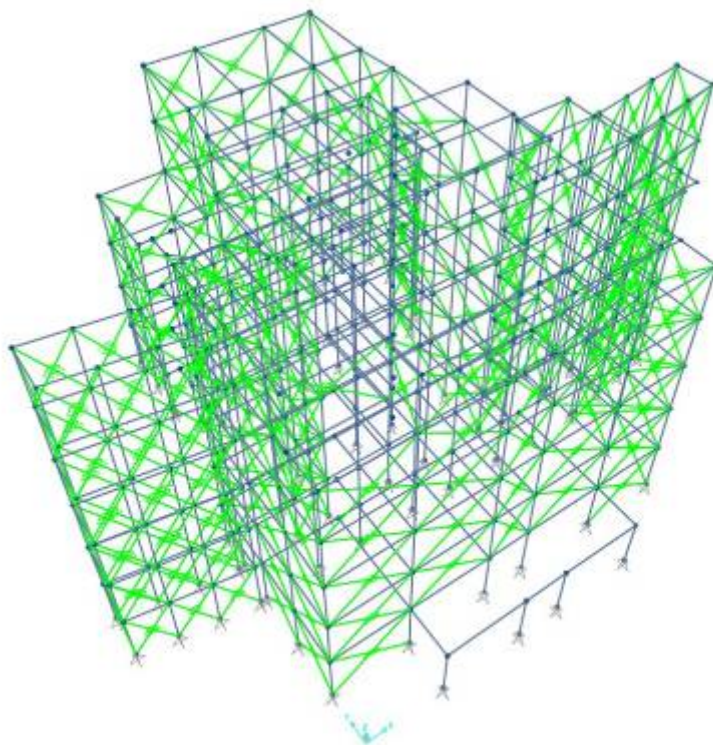


Figura 31 – Modello FEM unilaterale tamponato

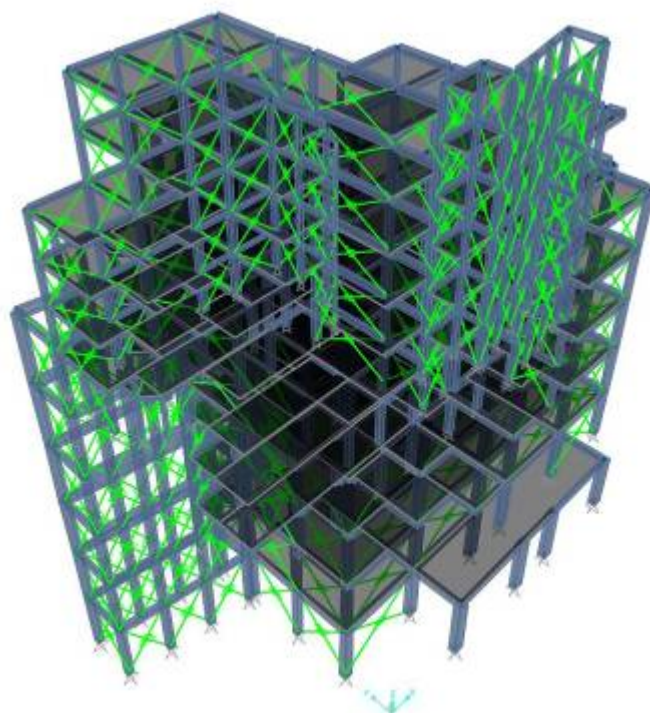


Figura 32 – Modello FEM estruso tamponato

Operando sui parametri meccanici dei link si ottiene, quindi, un modello calibrato che presenta le stesse caratteristiche dinamiche della struttura reale misurata durante le indagini in sito.

Nel prossimo paragrafo viene svolta un'analisi agli autovalori che dimostra la bontà di quanto ottenuto in fase di modellazione.

8.2. ANALISI AGLI AUTOVALORI

A seguito delle indicazioni ricavate dalle indagini dinamiche effettuate sul fabbricato a supporto della progettazione strutturale per il miglioramento sismico del Padiglione Specialità: documento *238-D-014-R0-Caratterizzazione Dinamica del Fabbricato pre-Intervento* redatto da Isaac Srl, si estrapolano le seguenti informazioni modali all'interno delle presenti analisi:

di seguito, una tabella riepilogativa dei primi sei modi di vibrare rilevati.

N° modo	Periodo	Frequenza	Tipo modo
[]	[s]	[Hz]	[]
1	0.47	2.15	1° Flex in Y
2	0.40	2.51	1° Flex in X
3	0.37	2.71	1° Torsionale
4	0.29	3.46	2° Torsionale
5	0.16	6.34	2° Flex in Y
6	0.14	7.17	2° Flex in X

Tabella 7 – Proprietà modali registrate durante l'identificazione dinamica in sito

Il modello ad elementi finiti ottimizzato attraverso l'inserimento delle tamponature fornisce, invece, le seguenti proprietà modali.

N° modo	Periodo	MASSE PARTECIPANTI						
		Frequenza	INDIVIDUALI			CUMULATIVE		
			UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
[]	[s]	[Hz]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	0.46	2.17	0.00%	84.00%	0.00%	0.00%	84.00%	0.00%
2	0.39	2.55	34.89%	0.00%	1.51%	34.89%	84.00%	1.51%
3	0.39	2.55	7.19%	0.00%	28.91%	42.08%	84.01%	30.42%
4	0.39	2.59	0.00%	0.07%	0.08%	42.09%	84.07%	30.50%
5	0.29	3.48	39.29%	0.00%	47.99%	81.38%	84.07%	78.49%
6	0.24	4.16	0.00%	0.00%	0.00%	81.38%	84.08%	78.49%
7	0.24	4.19	0.00%	0.00%	0.00%	81.38%	84.08%	78.49%
8	0.21	4.67	0.01%	0.64%	0.24%	81.39%	84.71%	78.73%
9	0.21	4.72	0.01%	0.35%	0.59%	81.40%	85.06%	79.32%
10	0.21	4.81	0.00%	0.02%	0.03%	81.40%	85.08%	79.35%

Tabella 8 – Proprietà modali del modello FEM

Si osserva che il modello ottimizzato risulta sufficientemente calibrato sulla struttura reale. Pertanto, esso costituisce il modello di riferimento per lo svolgimento delle simulazioni numeriche presentate nei capitoli successivi.

9. ANALISI DI VULNERABILITÀ DELLA STRUTTURA ANTE-OPERAM

La valutazione in merito alla vulnerabilità della struttura ante-operam è riportata all'interno della relazione denominata *"Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Seconda"*.

Nel suddetto documento è possibile visionare in maniera estesa il metodo di calcolo utilizzato ed entrare nel dettaglio delle verifiche di sicurezza. Nel seguito vengono riportati gli aspetti ritenuti significativi per il lavoro in esame.

Per la determinazione del livello di sicurezza dell'edificio sono state svolte analisi statiche non lineari attraverso l'applicazione di due distribuzioni di forza, come prescritto da Normativa:

- distribuzione proporzionale alle masse di piano (distribuzione uniforme);
- distribuzione proporzionale ai taglianti di piano.

Tali distribuzioni sono state applicate in entrambe le direzioni, con segno positivo e negativo, per un totale di otto simulazioni numeriche.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 al § 8.3 trattano il tema della valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, sia nei confronti delle azioni gravitazionali che delle azioni sismiche.

Per valutare il livello di sicurezza è necessario determinare due parametri:

- ζ_E che rappresenta il rapporto tra la massima azione sismica sopportabile dalla struttura e la massima azione sismica che si utilizzerebbe nel caso di progettazione ex novo mantenendo le stesse caratteristiche di suolo, categoria topografica, ecc.;
- $\zeta_{v,i}$ che indica il rapporto tra il massimo valore del sovraccarico variabile verticale sopportabile dalla parte n-esima di struttura ed il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Entrando più nel dettaglio, il parametro ζ_E può essere definito per ogni Stato Limite e indica il rapporto tra la Peak Ground Acceleration di capacità e la Peak Ground Acceleration di domanda della struttura:

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

La PGA_C indica la “Peak Ground Acceleration” di capacità. Essa viene fornita dalla prima rottura significativa di un elemento strutturale, che sia essa dettata da uno o più meccanismi duttili e/o fragili.

La “Peak Ground Acceleration” di domanda (PGA_D), invece, viene valutata come:

$$PGA_D = S \cdot a_g$$

dove S indica il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mentre a_g è l’accelerazione orizzontale massima al sito.

Le verifiche pushover che forniscono il peggior livello di sicurezza sono le seguenti:

- meccanismi fragili evidenziati nel modello con distribuzione uniforme in direzione Y positiva (U2);
- meccanismi fragili indotti nel modello con distribuzione proporzionale ai taglianti di piano in direzione X positiva (U1).

Si riporta uno stralcio della relazione “*Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Seconda*” in cui si mette in evidenza il minor livello di sicurezza raggiunto in tali verifiche.

CALCOLO DEL TARGET DISPLACEMENT



Ricerca del fattore di partecipazione di massa

Modo fondamentale: **1**
 Spostamento modale del punto di controllo: **0.018008 m**
 Direzione considerata: **U2**

Fattore di confidenza, FC

1

Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

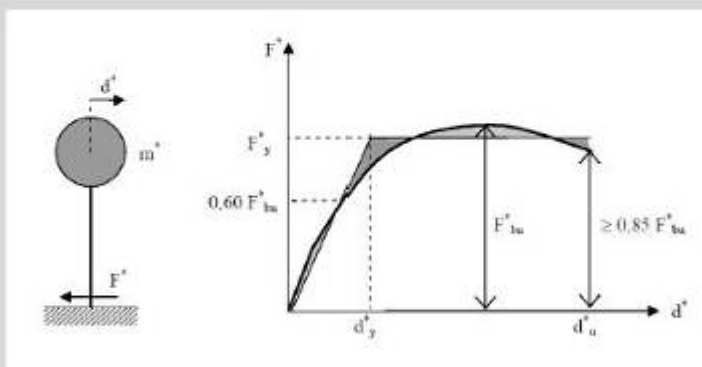
Periodo: 1.46
 Massa attivata in direzione U1: 0.0%
 Massa attivata in direzione U2: 91.0%

Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Fattore di partecipazione: 1.286
 Quantità di massa attivata: m^* 91.00%
 Massa del sistema equivalente: M^* 3866.3 kNs²/m
 Rigidezza del sistema equivalente: K^* 72119.0 kN/m
 Frequenza del sistema equivalente: ω 4.264 1/s
 Periodo del sistema equivalente: T^* 1.473 s
 Ordinata spettrale a SLC(T^*): $S_a(T^*)$ 0.112 g

Fattore di partecipazione: -71.43 kNs²
 Fattore di scala Massa Modale: 1 kNms²

Tracciamento dell'oscillatore elasto-plastico equivalente



#	27	numero di step compresi
F_{bu}	2833.8 kN	resistenza max edificio
F_{bu}^*	2203.2 kN	massima azione del sistema ridotto
$0.6F_{bu}^*$	1321.9 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
$d(0.6F_{bu})$	0.0183 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k^*	72119 kN/m	rigidezza primo ramo
d_u^*	0.0821 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
d_y^*	0.0280 m	spostamento limite primo ramo
F_y	2018.8 kN	snervamento
d^*m	0.0821 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A^*	137.32 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
d_y^*	0.0280 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

Punti per grafici e individuazione degli SL

11 1.280

Caratteristiche SDOF elasto-plastico equivalente:

Fy	2016.816	kN
du	0.082	m
dy	0.028	m
K1	72119	kN/m

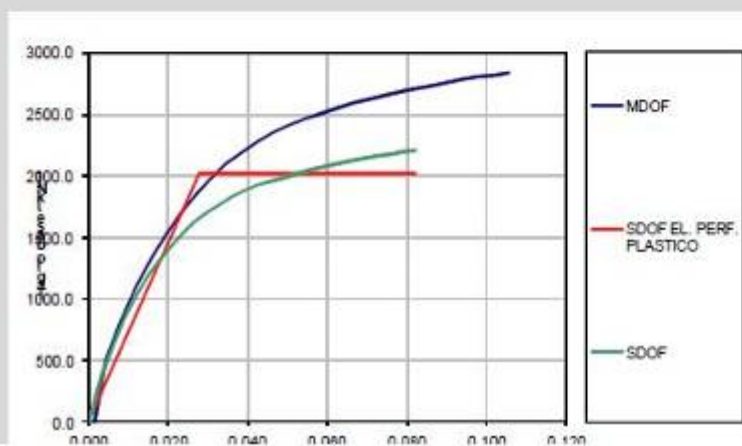
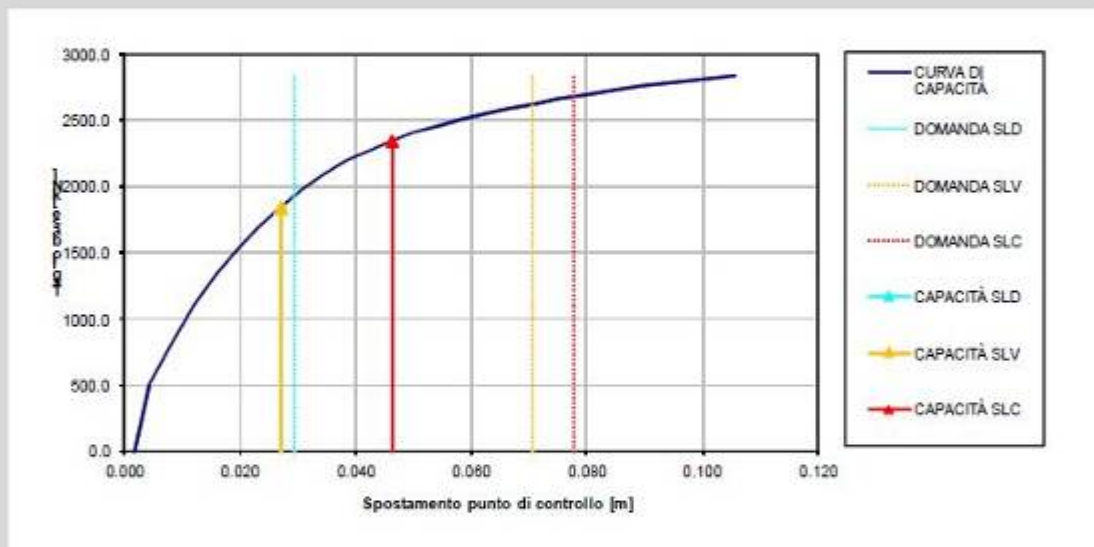
Cuna elasto-plastica equivalente:

d [m]	V [kN]
0	0
0.028	2016.82
0.082	2016.82

Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0.029		0.027	1837.81
SLV	0.071		0.027	1837.81
SLC	0.078		0.046	2342.08
				#

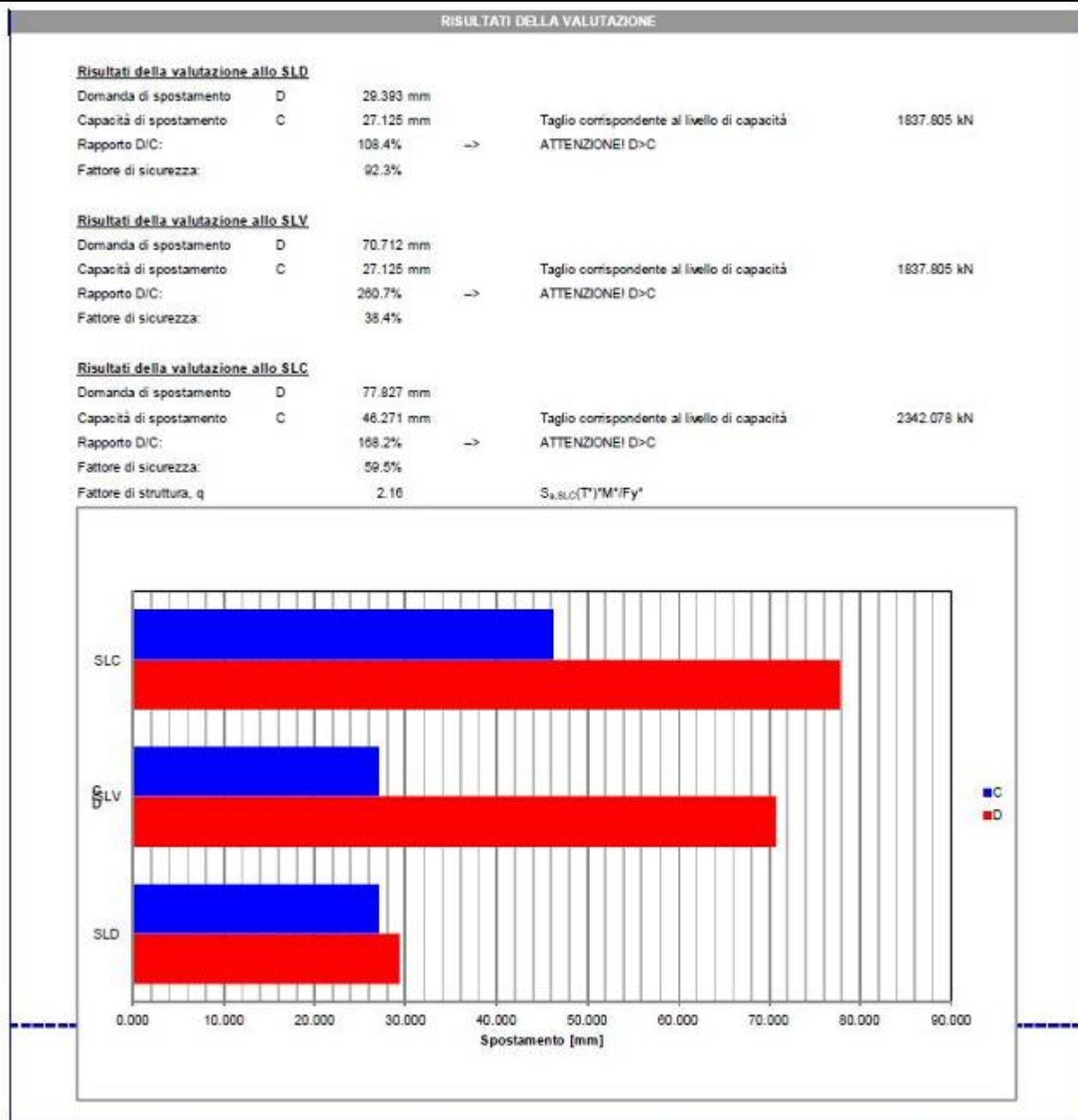
CURVA DI CAPACITA' - MDOF - TARGET DISPLACEMENT



SLD		
q'	d'max	dmax
0	[m]	[m]
0.817	0.023	0.029

SLV		
q'	d'max	dmax
0	[m]	[m]
1.906	0.055	0.071

SLC		
q'	d'max	dmax
0	[m]	[m]



CALCOLO DEL TARGET DISPLACEMENT



Ricerca del fattore di partecipazione di massa

Modo fondamentale **2**
 Spostamento modale del punto di controllo: **0.0164** m
 Direzione considerata **U1**

Fattore di confidenza, FC

1

Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

Periodo 1.28
 Massa attivata in direzione U1 80.3%
 Massa attivata in direzione U2 0.0%

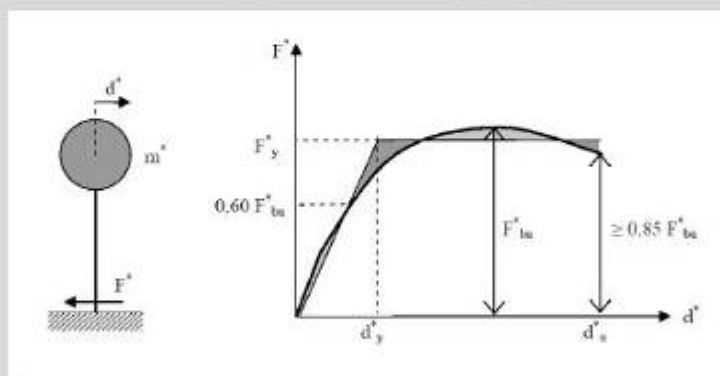
Fattore di partecipazione 67.11 kNs²
 Fattore di scala Massa Modale 1 kNms²

Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

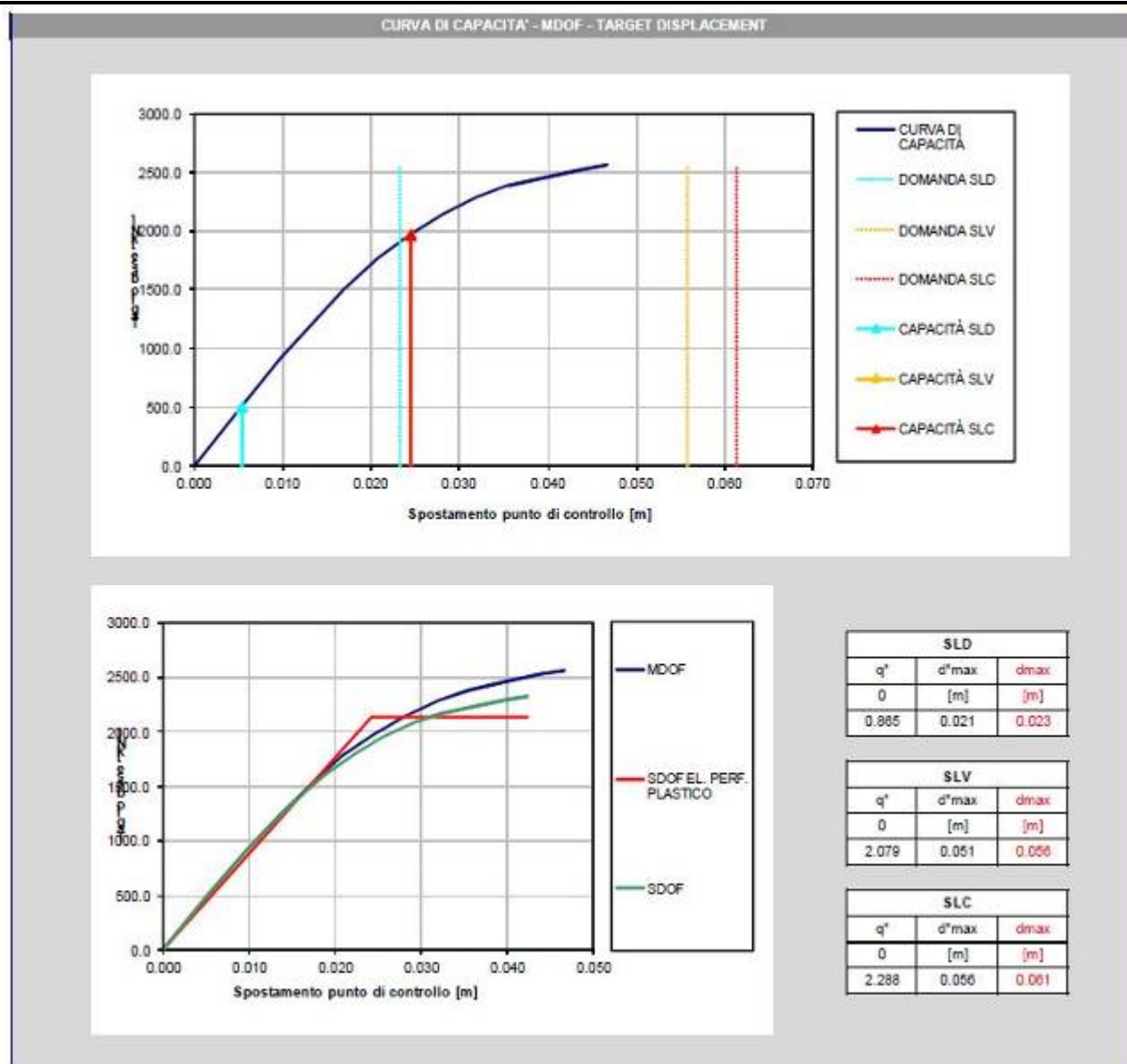
Fattore di partecipazione 1.101
 Quantità di massa attivata ρ_M 80.33%

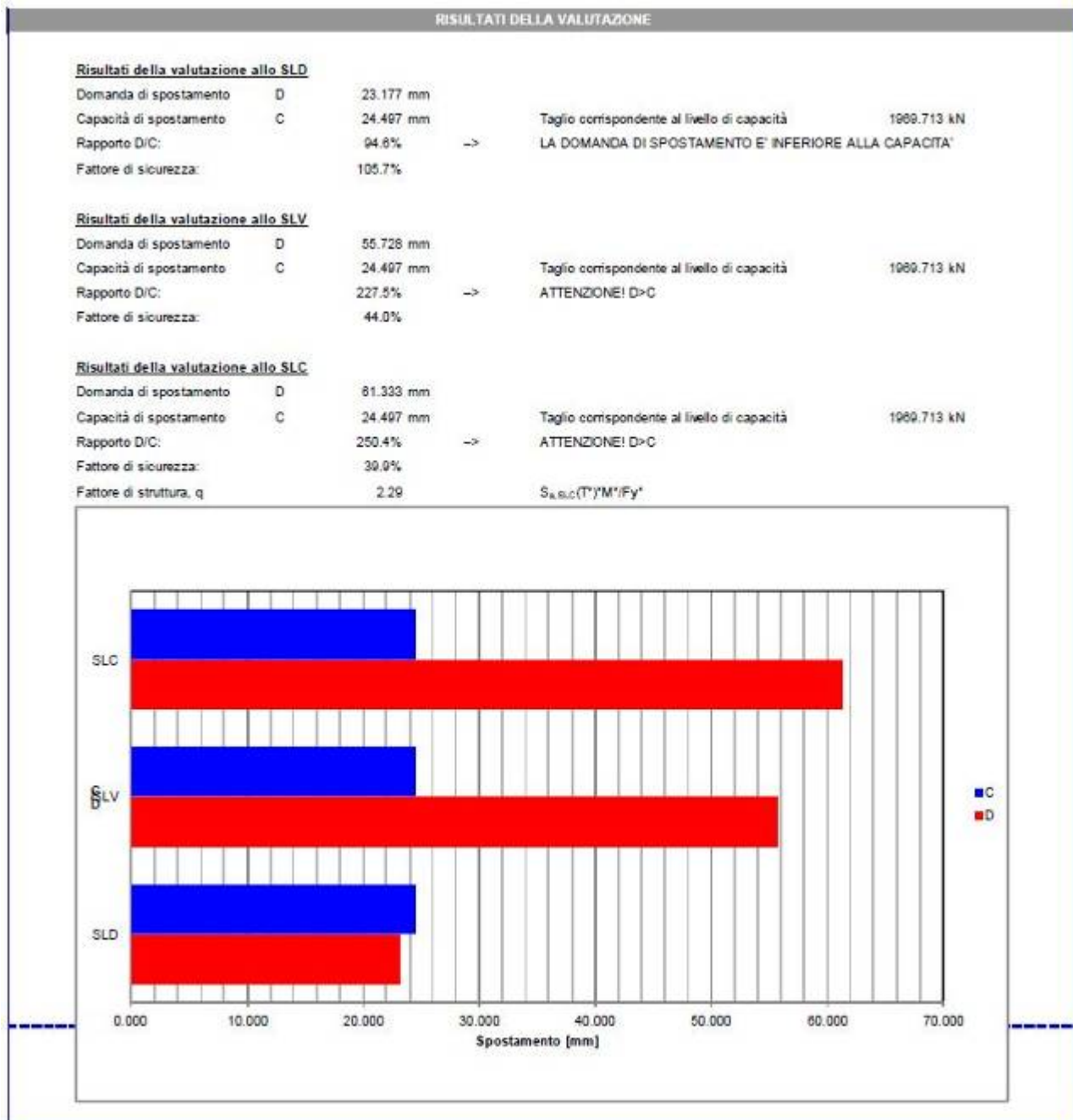
Massa del sistema equivalente M^* 4091.6 kNs²/m
 Rigidezza del sistema equivalente K^* 87722.0 kN/m
 Frequenza del sistema equivalente Ω 4.030 1/s
 Periodo del sistema equivalente T^* 1.357 s
 Ordinata spettrale a SLC(T^*) $S_a(T^*)$ 0.122 g

Tracciamento dell'oscillatore elastoplastico equivalente



#	12	numero di step compresi
F_{bu}	2563.5 kN	resistenza max edificio
F_{bu}^*	2329.3 kN	massima azione del sistema ridotto
$0.6F_{bu}^*$	1397.6 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
$d(0.6F_{bu}^*)$	0.0159 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k^*	87722 kN/m	rigidezza primo ramo
d_u^*	0.0423 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
d_y^*	0.0244 m	spostamento limite primo ramo
F_y^*	2136.6 kN	sneramento
d^*m	0.0423 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A^*	64.44 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
d_y^*	0.0244 m	spostamento sneramento oscillatore equivalente





Come si osserva dalle pagine precedenti, il minor livello di sicurezza corrisponde con il sopraggiungere di rotture a taglio di alcuni elementi all'interno del modello con distribuzione uniforme in direzione Y positiva, che porta ad ottenere un valore del fattore di sicurezza pari al 38.4%. Di conseguenza si ha:

$$\zeta_E = \frac{PGA_C}{PGA_D} = 38.40 \%$$

I risultati sopra ottenuti fanno riferimento ad un livello di conoscenza massima, con fattore di confidenza unitario.

10. IL SISTEMA DI CONTROLLO ATTIVO ELECTRO-PRO 20X O SIMILARE

In questo capitolo si entra nel dettaglio nei riguardi della progettazione del sistema di controllo attivo Electro-Pro 20x o similare per la protezione sismica del fabbricato in esame.

10.1. CARATTERISTICHE DEL SISTEMA

Il sistema Electro Pro 20x o similare è una macchina elettrica, attiva ed intelligente per il controllo della risposta sismica di edifici nuovi ed esistenti costituito da 4 componenti base, opportunamente assemblati in un “sistema di controllo attivo della risposta sismica”, secondo norma ISO3010:2017 che ne permette l'applicazione a livello nazionale ed internazionale.

A seguire il dettaglio delle componenti che costituiscono il sistema Electro Pro 20x o similare:

- Macchine EP-D20 sono le masse inerziali che generano le forze di controllo sul fabbricato, unitamente ai relativi componenti elettrici. Queste vengono ancorate all'edificio su cui viene effettuato l'intervento di miglioramento sismico, eventualmente grazie a delle carpenterie che permettono di distribuire il carico verticale ed orizzontale delle macchine.
- Sensori EP-S: sensori accelerometrici analogici a basso rumore elettrico, necessari al controllo della risposta sismica durante il terremoto.
- Computer centrale EP-UT: PLC Real-Time di acquisizione dei dati ed elaborazione tramite algoritmi di controllo ISAAC.
- Batterie tampone EP-A: sistema di alimentazione con gruppo di continuità.

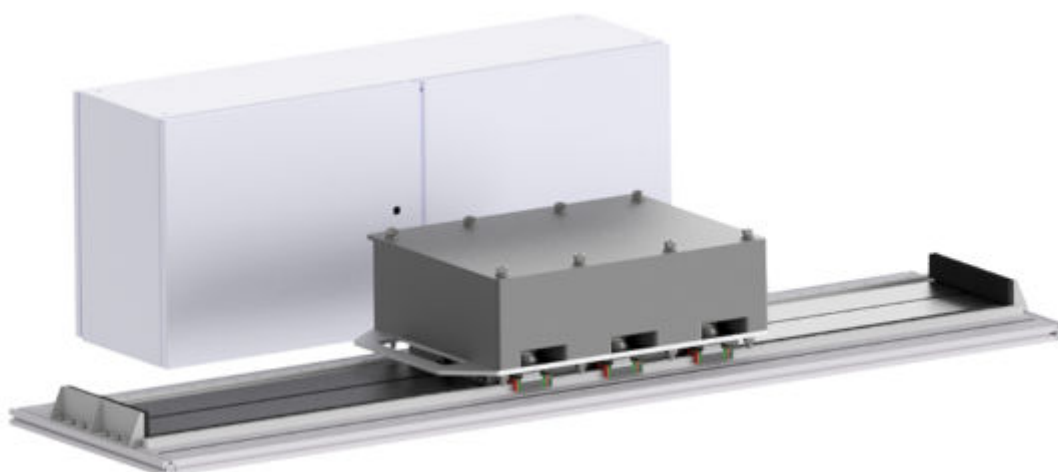


Figura 33 – Rendering della macchina EP-D20

Le macchine EP-D20 vengono installate, insieme ai sensori accelerometrici (codice EP-S) sulla struttura (vedi Figura 34 e Figura 35) e collegati all'unità di controllo centrale (codice EP-UT), che coordina e controlla l'intero sistema.



Figura 34 - Esempio di installazione del sistema Electro Pro 20x o similare su un edificio di 10 piani in cemento armato.



Figura 35 - Esempio di installazione dei sensori del sistema Electro Pro 20x o similare su edificio.

Lo scopo del sistema è quello di “contrastare” il movimento dell'edificio sul quale è installato durante l'evento sismico, riducendo le ampiezze di oscillazione della costruzione e di conseguenza gli sforzi applicati sugli elementi strutturali. Questo avviene grazie alla generazione di forze da parte di ogni macchina EP-D20 nella propria direzione di installazione e con ampiezze determinate dall'algoritmo di controllo implementato sul computer centrale EP-UT, che misura le accelerazioni dell'edificio nei punti di installazione dei sensori, e di conseguenza calcola le forze da generare nei diversi punti di installazione delle macchine. Il sistema richiede di essere collegato alla rete elettrica solo per il funzionamento dei mantenitori di carica che permettono a macchine e comandi di funzionare anche in mancanza di corrente elettrica.

Per il controllo della macchina reale si utilizza un controllore di tipo Sky-Hook. La forza di controllo di ciascuna macchina i -esima è definita, grazie all'algoritmo di controllo implementato, come:

$$F_{c,i} = -G_{SH,i}(v_{t,i} - v_{b,i}) = -G_{SH,i}v_{rel,i}$$

Dove:

- $v_{t,i}$ è la velocità del punto di misura posizionato in corrispondenza della macchina i -esima lungo la direzione di applicazione della forza;
- $v_{b,i}$ è la velocità del piano terra dell'edificio in corrispondenza di un punto verticalmente allineato con la macchina i -esima, sempre nella direzione di applicazione della forza della macchina stessa;

- $G_{SH,i}$ è il guadagno impostato sulla macchina i-esima. Il guadagno $G_{SH,i}$ definisce la costante di proporzionalità diretta tra la velocità relativa del tetto e la forza di controllo applicata. Il segno negativo garantisce che la macchina generi una forza che vada a “contrastare” l’azione del sisma e che abbia sempre un comportamento dissipativo: infatti, la macchina agisce idealmente come un elemento viscoso posto tra la base e la sommità dell’edificio. L’unità di misura del guadagno è (kN s) / m.

Le macchine presentano una peculiarità legata alla massima tensione di corrente raggiungibile, che non può mai eccedere i 750 V (questo si traduce in una saturazione in velocità della massa mobile).

Ad ogni modo, a fronte della corretta progettazione del sistema e di verifiche in fase di post-processing, tale limite non comporta problematiche.

10.2. MODELLAZIONE DEL SISTEMA E ASPETTI DI PROGETTAZIONE

Grazie all’algoritmo di controllo implementato nella realtà, il sistema Electro-Pro 20x o similare può essere inserito, all’interno del modello numerico, attraverso l’introduzione di un dissipatore viscoso classico che presenta, per il grado di libertà di interesse, una legge comportamentale Forza-Velocità che permetta di rispettare la forza massima esprimibile dall’unità macchina pari a 20 kN. L’elemento adatto a questi scopi, implementato nel software di calcolo *SAP2000* è denominato *Damper bilinear*. Si tratta di un elemento finito a due nodi, che può essere utilizzato per rappresentare un tipico dissipatore viscoso non lineare che dipende dalla velocità dello stesso in serie con una molla (modello alla Maxwell rappresentato in Figura 36).



Figura 36 – Modello alla Maxwell

Il coefficiente che rende la forza proporzionale alla velocità è assimilabile al guadagno $G_{SH,i}$ visto in precedenza

Per ottenere un comportamento simile a quello della macchina attiva è necessario:

- individuare un valore appropriato del parametro $G_{SH,i}$ che rappresenta il guadagno della singola macchina;

- assegnare un valore alla costante elastica della molla che sia almeno un paio di ordini di grandezza superiore rispetto al parametro $G_{SH,i}$.

L'inserimento all'interno del modello si effettua in pochi semplici passaggi:

- si individua la posizione di applicazione dell'unità macchina sul piano di copertura dell'edificio e, in base a questa, si sceglie il nodo di applicazione nel modello ad elementi finiti;
- si crea un nodo aggiuntivo alla stessa quota del nodo di applicazione, lungo la direzione di azione della macchina;
- si incastra il nodo aggiuntivo (tale nodo risulta così incastrato "in cielo");
- si inserisce l'elemento finito link di tipo *Damper bilinear* tra i due nodi.

Nell'ipotesi di svolgere un'analisi dinamica di tipo Time-History, il software sarà così in grado, ad ogni passo dell'analisi, di calcolare la velocità relativa tra il nodo appartenente al tetto e il nodo incastrato in cielo, il quale si comporterà in maniera analoga ad un nodo incastrato a terra.

Attraverso il parametro $G_{SH,i}$ impostato, l'elemento link è così in grado di sviluppare una forza proporzionale alla velocità, così come farebbe la macchina nella realtà comandata dal computer di controllo.

La metodologia presentata rappresenta una procedura semplificata attraverso la quale è possibile tenere in conto, all'interno di un modello ad elementi finiti, il comportamento del sistema attivo. Tuttavia, è necessario in fase di post-processing la verifica dei vincoli tecnologici legati alla macchina in termini di tensione. Grazie all'utilizzo di un tool specifico, al termine delle analisi è possibile verificare che le storie temporali delle forze di controllo siano effettivamente erogabili dagli attuatori andando a verificare il rispetto delle saturazioni in velocità e accelerazione.

Tale procedura è da svolgersi per ogni unità macchina presente sul piano di copertura del fabbricato.

A questo punto, risulta evidente l'importanza del parametro legato al guadagno, che costituisce uno degli aspetti progettuali rilevanti, insieme alla lunghezza della corsa e alla massa della parte mobile.

Il valore del guadagno $G_{SH,i}$, infatti, si determina in maniera tale da massimizzare le performance della struttura e da rispettare i limiti tecnologici in tensione di corrente di cui sopra.

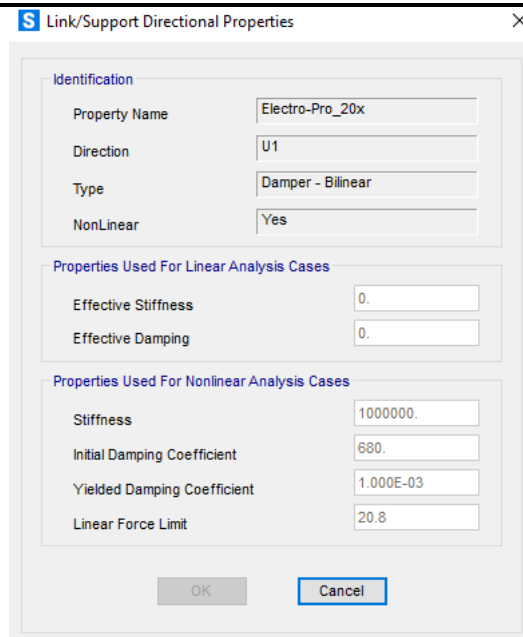


Figura 37 – Schermata del software SAP2000 con le proprietà del link

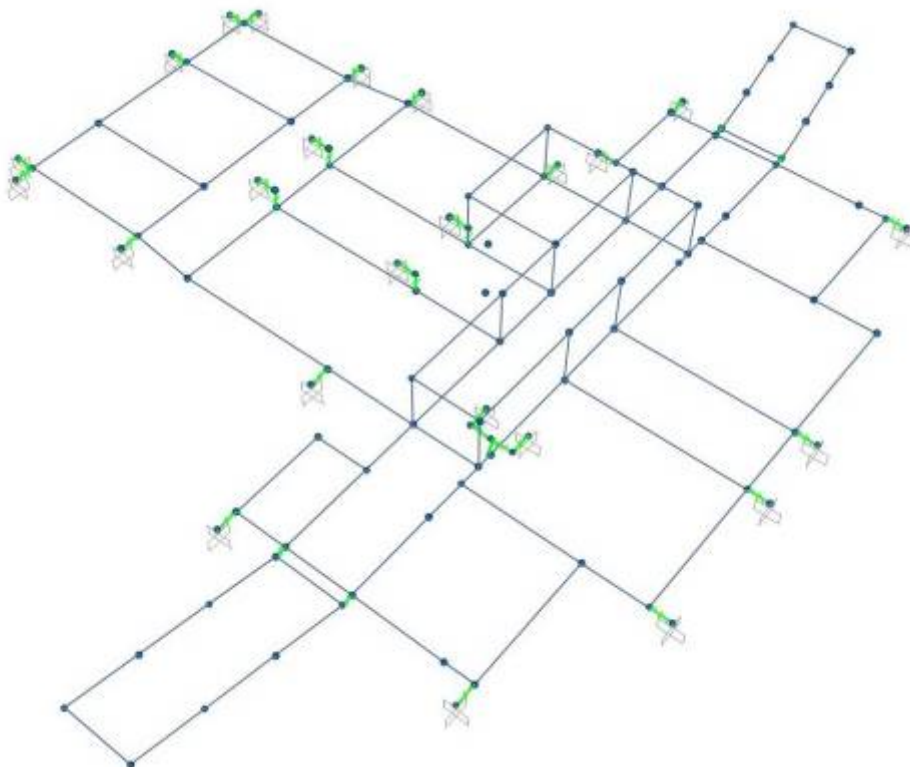


Figura 38 – Piano di copertura del modello FEM con l'inserimento degli elementi link

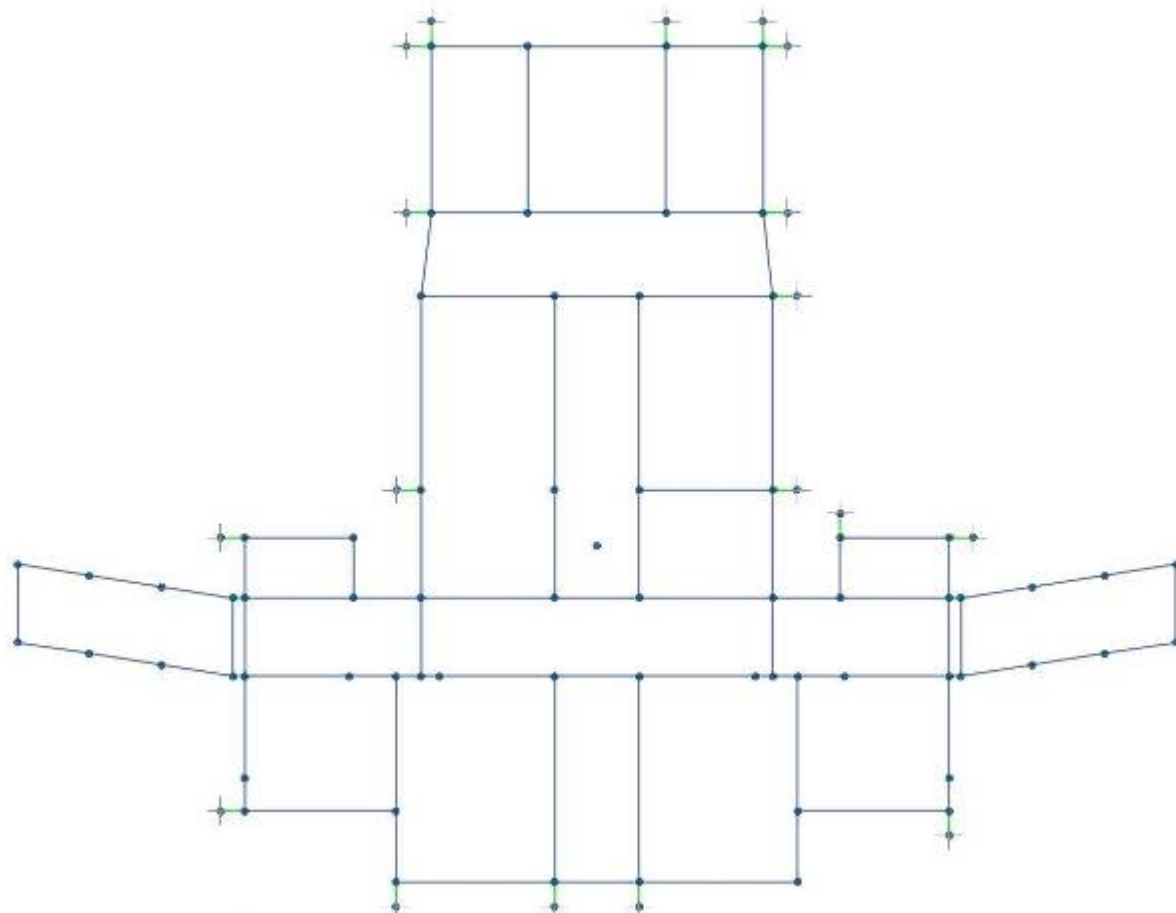


Figura 39 - Vista in pianta con in vista gli elementi link

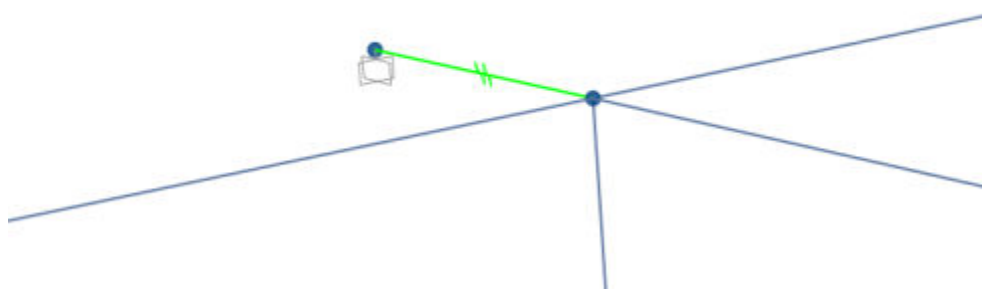


Figura 40 – Particolare della modellazione in corrispondenza delle ali

Il numero delle unità macchina, pari a 24, è stato determinato al fine di garantire gli indici di performance presentati nel capitolo successivo.

La disposizione in pianta delle unità macchina è rappresentata nell'immagine seguente.

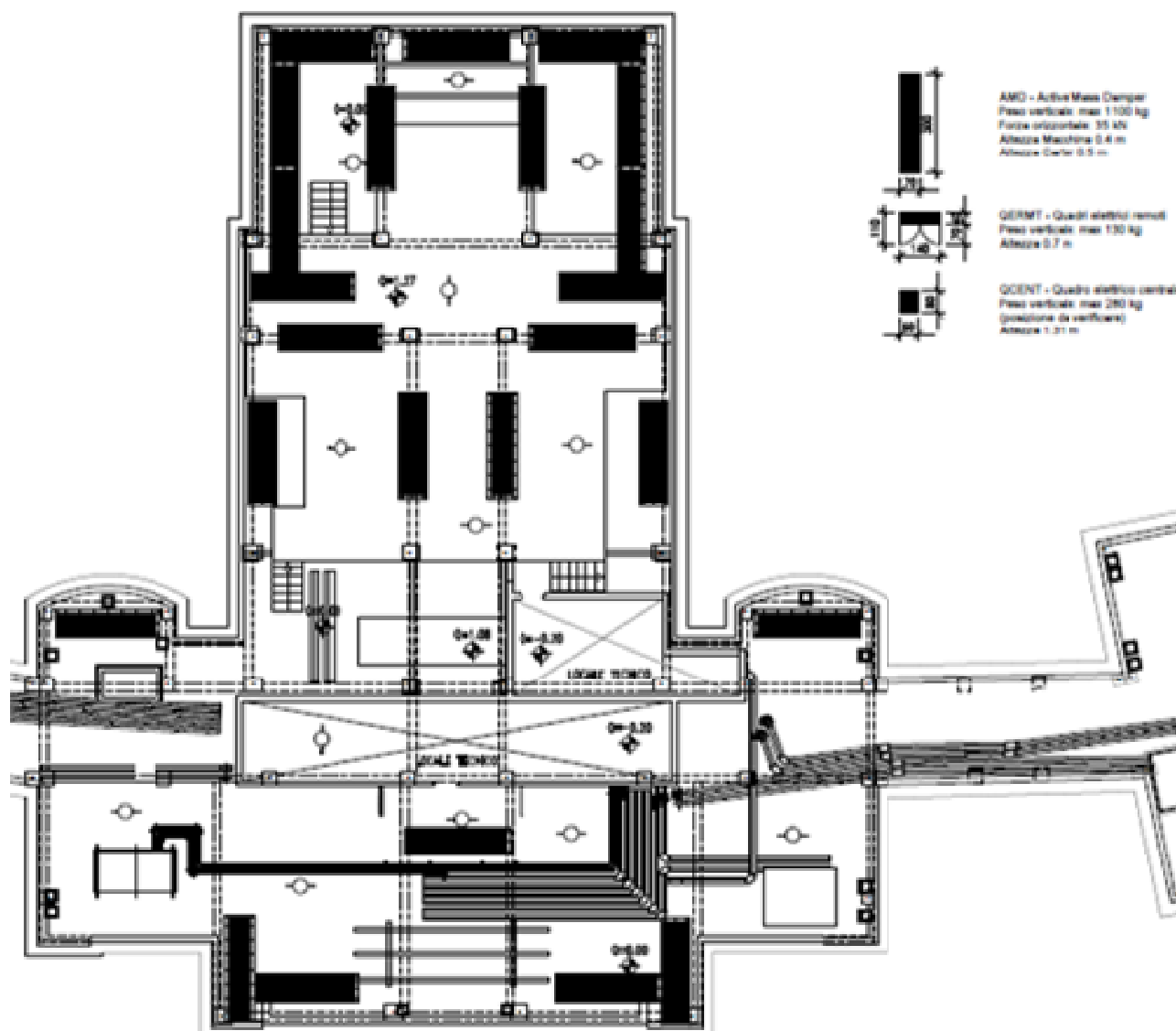


Figura 41 – Disposizione planimetrica delle 24 unità macchina del sistema attivo Electro-Pro 20x o similare

11. ANALISI DI VULNERABILITÀ DELLA STRUTTURA POST-OPERAM

Il presente capitolo presenta l'analisi di vulnerabilità della struttura protetta sismicamente attraverso l'equipaggiamento del sistema di controllo attivo Electro-Pro 20x o similare. La vulnerabilità viene valutata attraverso lo svolgimento di analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo dell'equazione del moto che consentono di determinare l'indice di sicurezza ζ_E . L'obiettivo, imposto dalla committenza, è il raggiungimento di $\zeta_E = 0.60$ per inquadrare l'intervento di protezione all'interno del miglioramento sismico.

Infine, si effettua un confronto tra la struttura non controllata (sprovvista del sistema di protezione) e la struttura controllata (equipaggiata del sistema) in termini di spostamenti, tagli di piano, bilanci energetici e di altri aspetti ritenuti significativi.

11.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Con lo scopo di determinare l'indice di sicurezza ζ_E per la struttura in esame si svolgono analisi dinamiche non lineari di tipo time-history sul modello numerico ottimizzato.

Si applicano le coppie di accelerogrammi naturali spettro-compatibili presentati all'interno del Capitolo 5, in merito allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Per tenere in conto della tridimensionalità dell'azione sismica, per ogni coppia di accelerogrammi, ricavati, si procede come segue in fase di analisi:

- l'accelerogramma Est viene imposto in direzione X, mentre l'accelerogramma Nord viene implementato in direzione Y;
- l'accelerogramma Nord viene imposto in direzione X, mentre l'accelerogramma Est viene implementato in direzione Y.

Come da prescrizioni normative, utilizzando tre coppie di accelerogrammi per lo Stato Limite in questione, è necessario valutare gli effetti sulla struttura attraverso il valore minimo di ζ_E ottenuto.

Ai fini del calcolo dello ζ_E , che indica in altre parole la PGA_C di capacità della struttura, è necessario verificare che il fabbricato sia in grado di sopportare gli accelerogrammi suddetti scalati di un fattore minimo pari a 0.60.

Per collasso si intende, come meglio specificato all'interno del Paragrafo 7.2, il superamento di tali condizioni:

- in riferimento ai meccanismi duttili il raggiungimento del valore momento-rotazione ultima delle cerniere plastiche flessionali;
- in riferimento ai meccanismi fragili il raggiungimento del taglio resistente nelle sezioni.

Le suddette verifiche vengono svolte automaticamente dal software di calcolo utilizzato che, in autonomia, è in grado di individuare istante per istante il tipo di rottura accorso durante l'analisi.

In totale, quindi, sono state svolte 6 analisi dinamiche non lineari con questo criterio:

- SLV1a: applicazione accelerogramma 1, Est: direzione X, Nord: direzione Y;
- SLV1b: applicazione accelerogramma 1, Est: direzione Y, Nord: direzione X;
- SLV2a: applicazione accelerogramma 2, Est: direzione X, Nord: direzione Y;
- SLV2b: applicazione accelerogramma 2, Est: direzione Y, Nord: direzione X;
- SLV3a: applicazione accelerogramma 3, Est: direzione X, Nord: direzione Y;
- SLV3b: applicazione accelerogramma 3, Est: direzione Y, Nord: direzione X

I risultati hanno mostrato come, nella totalità dei casi, le analisi più sfavorevoli per la struttura sono quelle con l'accelerogramma Est in direzione X e l'accelerogramma Nord in direzione Y (SLV1a, SLV2a, SLV3a). Per questo motivo, nel seguito, si riportano solo i risultati relativi a tali simulazioni.

Vista la modellazione non lineare dell'edificio è stato impostato uno smorzamento strutturale di tipo viscoso equivalente pari all'1% di quello critico (smorzamento alla Rayleigh sul primo e sul terzo modo).

11.2. ANALISI DI VULNERABILITÀ E VALUTAZIONI DEL MIGLIORAMENTO SISMICO

Si entra nel dettaglio dell'analisi di vulnerabilità con l'obiettivo di verificare che il valore di indice di sicurezza ζ_E pari a 0.60 per la struttura controllata sia rispettato. In dettaglio, è necessario effettuare una scalatura degli accelerogrammi pari al 60% fino ad arrivare alla prima rottura ritenuta significativa per il comportamento globale della struttura.

La procedura impostata, applicando un fattore moltiplicativo a tutti gli accelerogrammi pari a 0.60 e considerando l'involuppo delle sei simulazioni, permette di ottenere i seguenti risultati riportati sinteticamente nelle immagini seguenti.

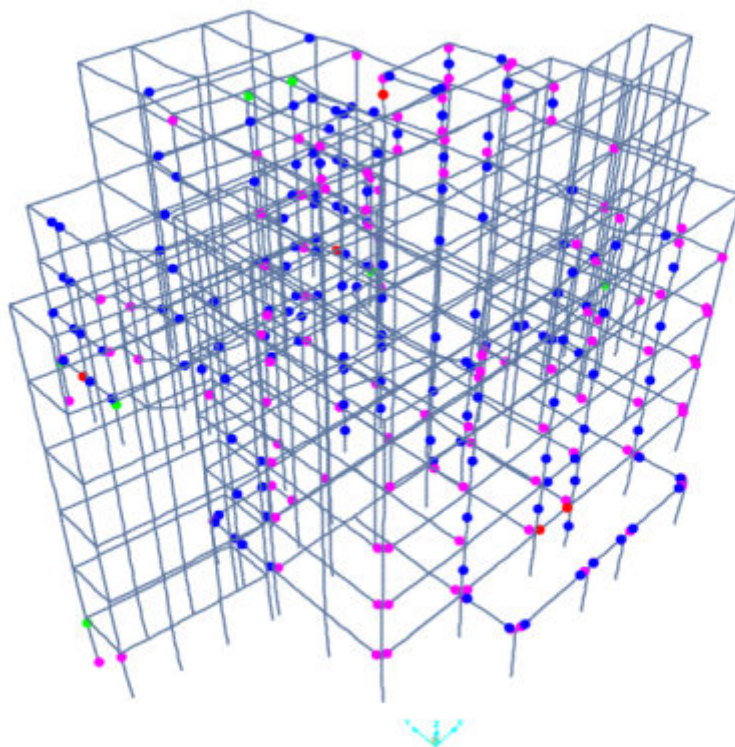


Figura 42 – Stato delle cerniere plastiche

Le cerniere plastiche evidenziate in blu in Figura 42 sono segnalazioni di raggiungimento di un taglio agente pari al 50% del taglio resistente nei vari elementi strutturali. Pertanto, non sono da considerarsi critiche ai fini delle verifiche finali.

Le cerniere di colore magenta indicano il raggiungimento dello snervamento nel diagramma momento-rotazione delle sezioni indagate. Anche queste non sono da considerarsi un problema ai fini delle verifiche di sicurezza per la determinazione del parametro ζ_E .

Le cerniere di colore rosso e di colore verde, invece, indicano che in tali elementi è sopraggiunta la capacità flessionale o la capacità a taglio delle sezioni. Come è possibile osservare dalla Figura 42, gli elementi non verificati sono solo 8 rispetto ai 900 elementi totali. Questi elementi sono elencati sinteticamente in Tabella 9 dove viene indicato anche il tipo di rottura.

La notazione significativa e da rimarcare è che, sottoponendo l'edificio ante operam alle stesse azioni gli elementi critici rilevati sono circa 300 e questo significa che l'applicazione del sistema di protezione attiva raggiunge l'obiettivo prefissato riducendo da circa 300 a 8 (il 97.5%) gli elementi passibili di crisi, ed il tutto senza intervenire interferendo con le attività sanitarie.

Ciò premesso, procedendo in modo inverso al calcolo dello ζ_E , che come detto indica la PGA_C di capacità della struttura, applicando gli accelerogrammi scalati di un fattore pari a 0.58 tutte le sezioni sono verificate per cui l'indice di sicurezza per inquadrare l'intervento di protezione all'interno del miglioramento sismico è raggiunto con un valore $\zeta_E=0.58$.

Codice elemento	Tipo elemento	Tipo rottura
11	Pilastro	Flessionale
701	Pilastro	Flessionale
P1-1	Pilastro	Flessionale
P6-1	Pilastro	Flessionale
P9-1	Pilastro	Flessionale
P21-7	Pilastro	Taglio
T3-c-1	Trave	Taglio
T8-c-1	Trave	Taglio

Tabella 9 – Elementi non verificati a seguito delle simulazioni numeriche

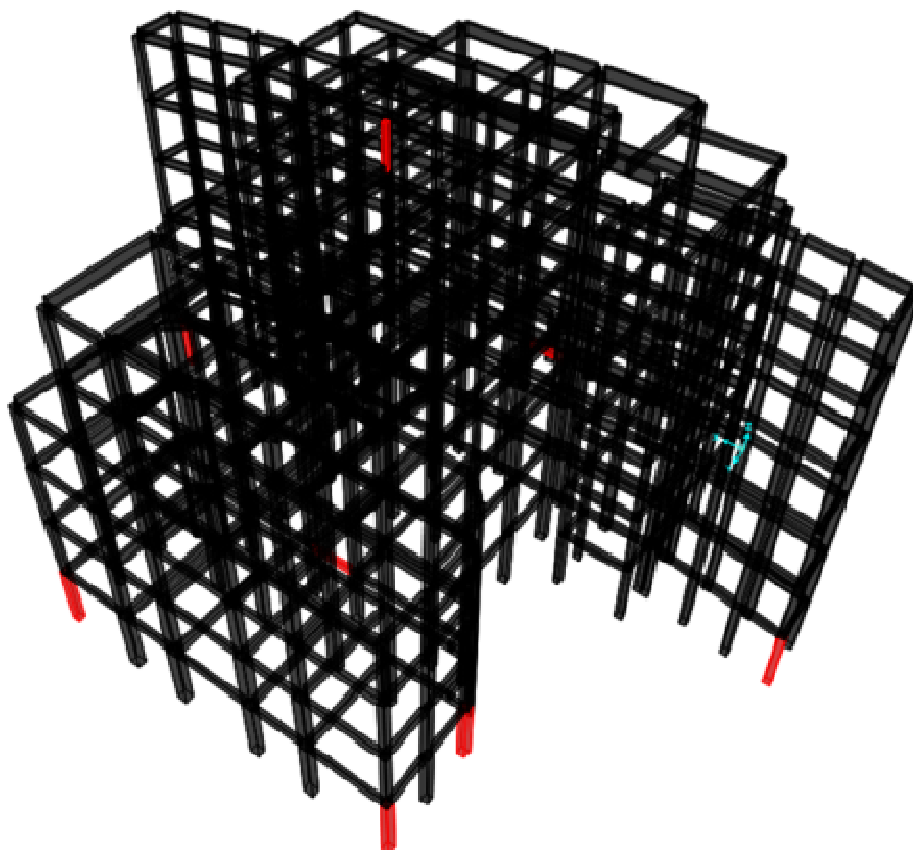


Figura 43 – Elementi totali non verificati con $\zeta_E=0.60$, tutti verificati con $\zeta_E=0.58$

Tali elementi raggiungono la rottura a causa di meccanismi duttili (5 elementi) e meccanismi fragili (3 elementi), così come mostrato nelle immagini sottostanti.

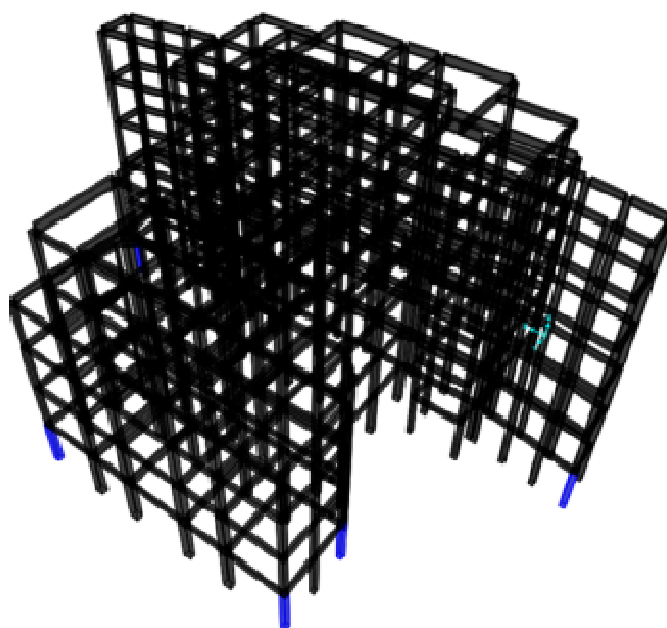


Figura 44 – Meccanismi duttili – 5 Elementi non verificati con $\zeta_E=0.60$, tutti verificati con $\zeta_E=0.58$

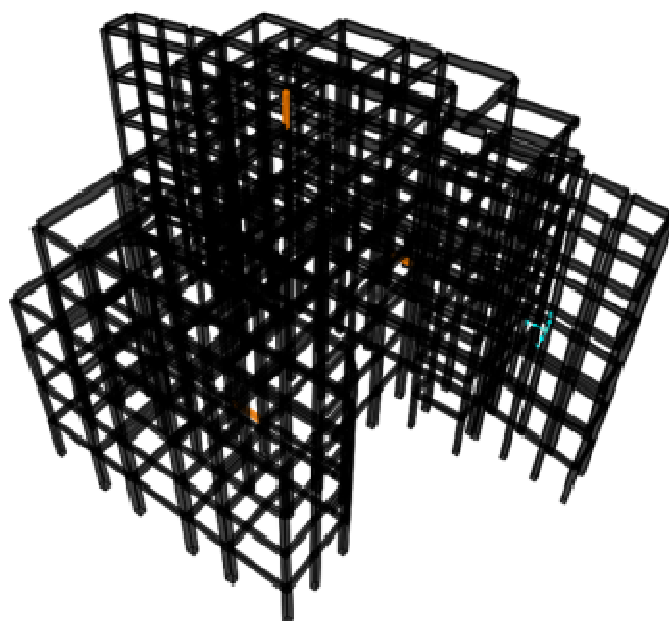


Figura 45 - Meccanismi fragili – 3 Elementi non verificati con $\zeta_E=0.60$, tutti verificati con $\zeta_E=0.58$

Nell'ipotesi di intervenire sugli 8 elementi suddetti attraverso rinforzi locali e mediante l'introduzione di 24 unità macchina Electro-Pro 20x o similari sul piano di copertura del fabbricato si passa da un indice di vulnerabilità ante-operam pari a circa il 40% (stimato all'interno del documento "Analisi di vulnerabilità sismica ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, Parte Seconda") ad un indice di vulnerabilità post-operam pari al 60%, **mentre con un indice pari al 58% non è necessario alcun intervento** e quindi, ovviamente considerando applicato all'edificio il sistema di smorzamento sismico attivo Isaac o similare, **si raggiunge il miglioramento sismico richiesto dalla committenza per il padiglione in esame.**

11.3. CONFRONTO TRA STRUTTURA NON CONTROLLATA E STRUTTURA CONTROLLATA

In questo paragrafo si riportano alcuni confronti tra la struttura non controllata (sprovvista del sistema di controllo attivo) e la struttura controllata (equipaggiata delle unità macchina) a parità di azione sismica agente, pari al 60% dell'azione totale.

Confronto in termini di spostamenti in copertura

Di seguito vengono riportate le comparazioni degli spostamenti misurati numericamente in prossimità di un nodo in copertura rispetto alla base del fabbricato per gli accelerogrammi considerati.

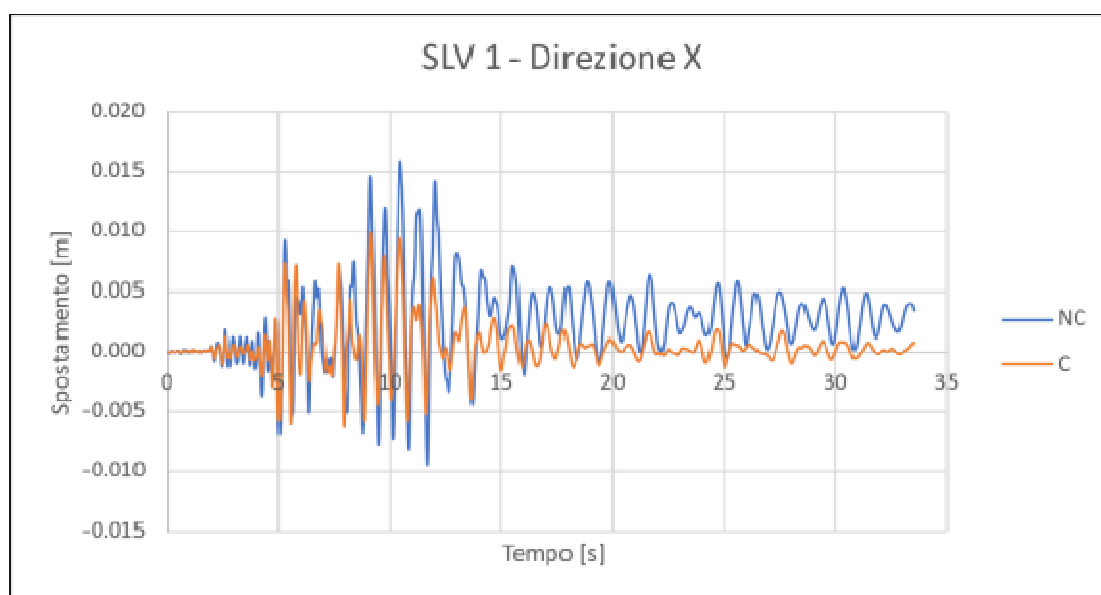


Figura 46 – Confronto tra struttura NC e C – Spostamento in copertura – SLV 1 – Direzione X

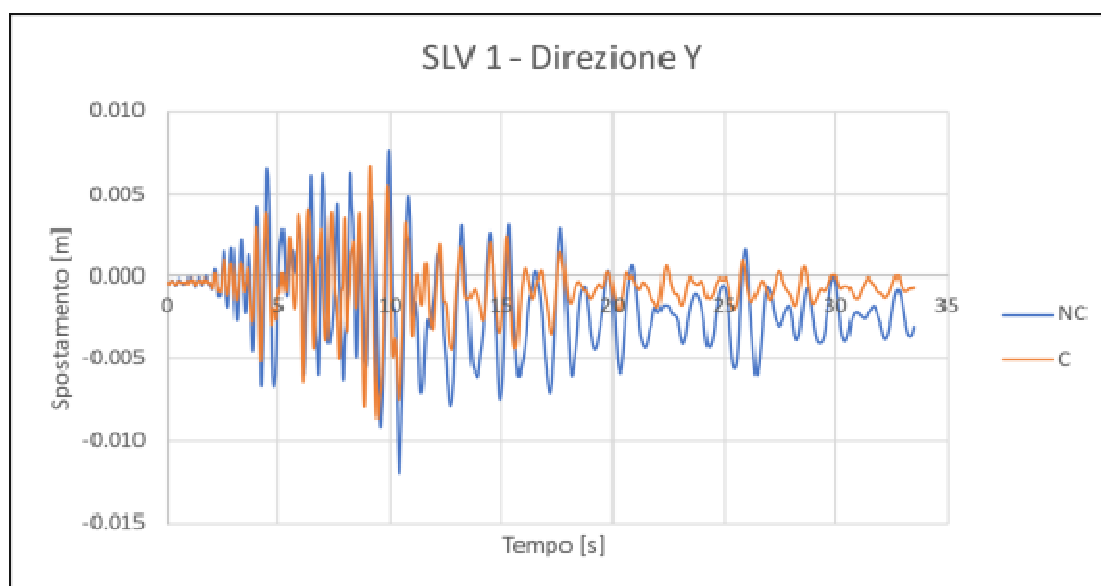


Figura 47 - Confronto tra struttura NC e C – Spostamento in copertura – SLV 1 – Direzione Y

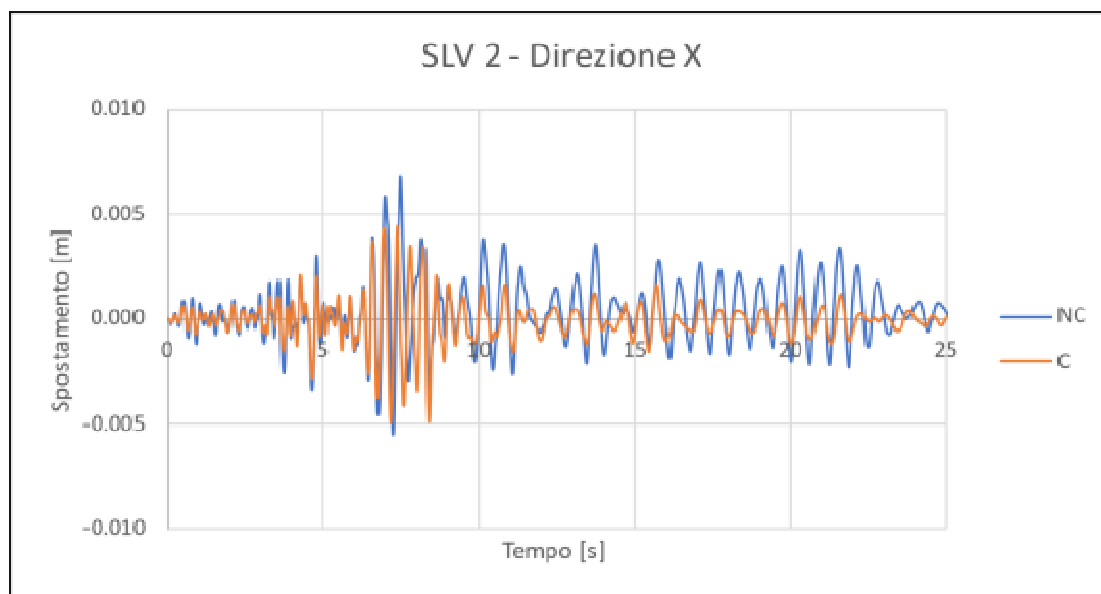


Figura 48 - Confronto tra struttura NC e C – Spostamento in copertura – SLV 2 – Direzione X

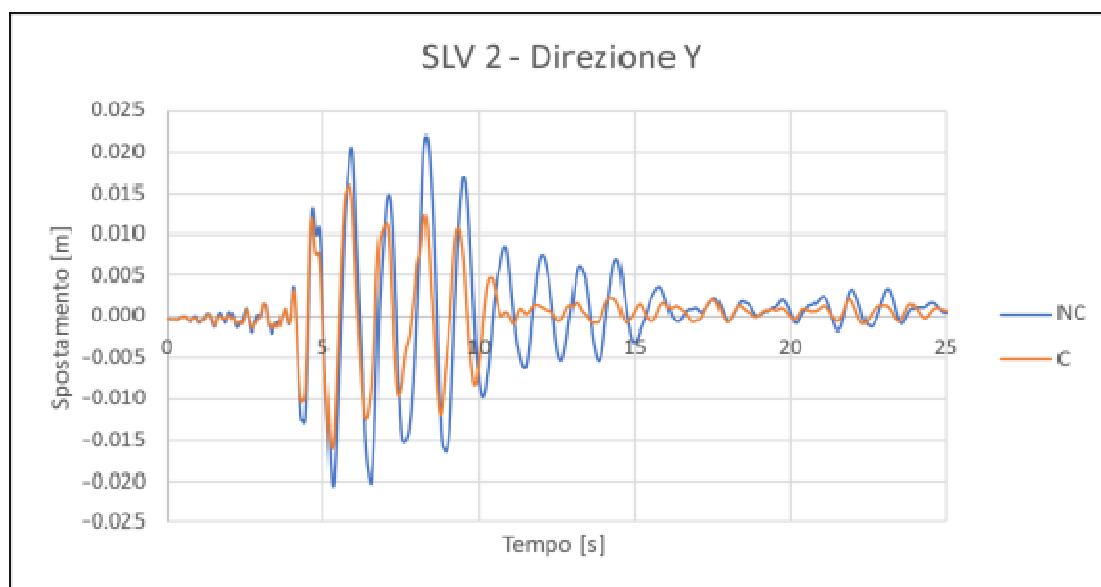


Figura 49 - Confronto tra struttura NC e C – Spostamento in copertura – SLV 2 – Direzione Y

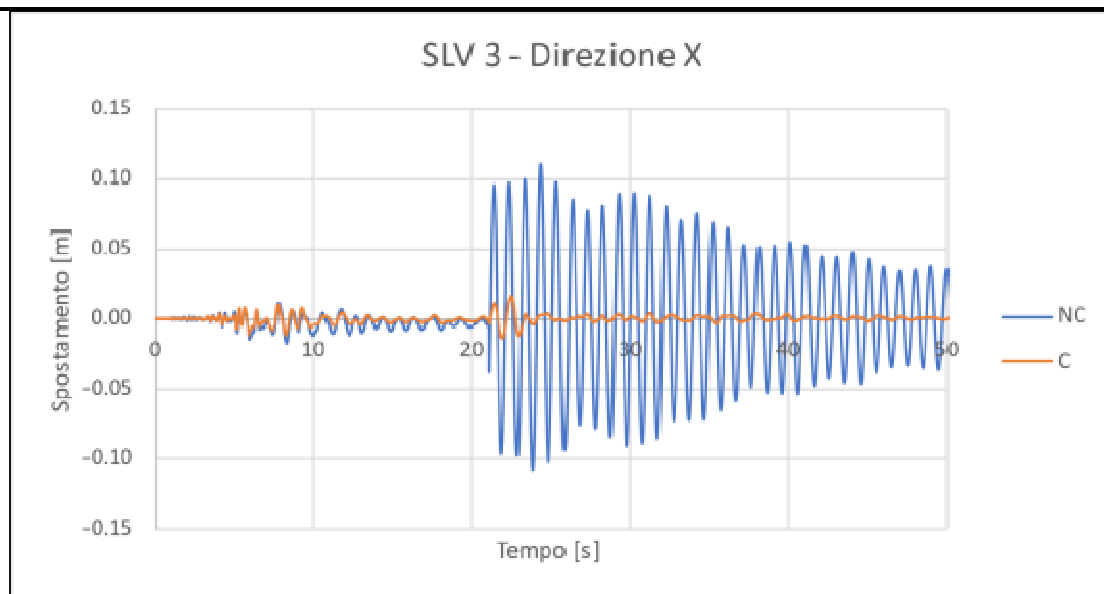


Figura 50 - Confronto tra struttura NC e C – Spostamento in copertura – SLV 3 – Direzione X

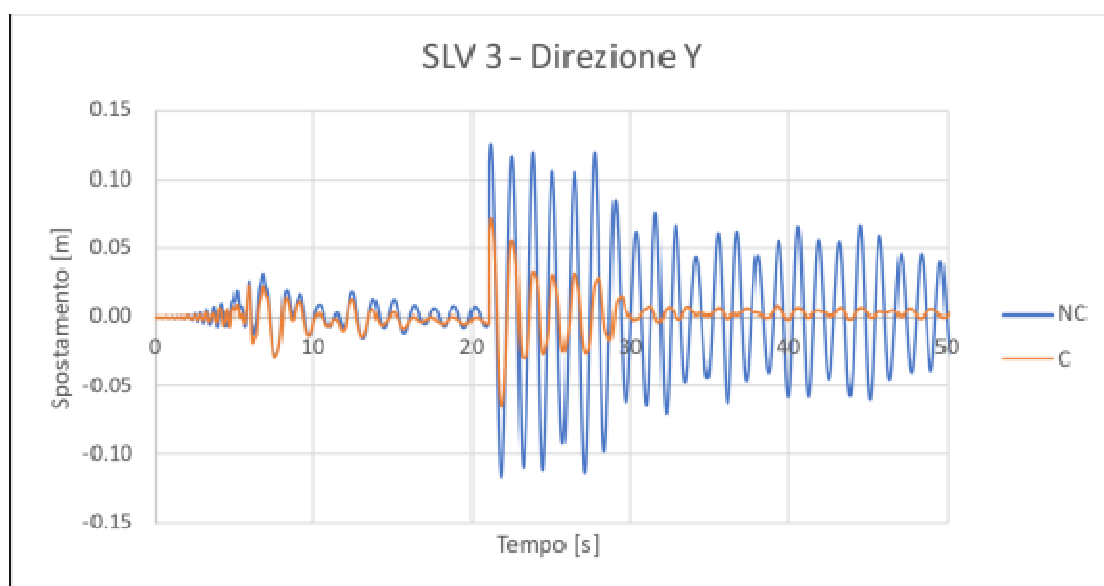


Figura 51 - Confronto tra struttura NC e C – Spostamento in copertura – SLV 3 – Direzione Y

A livello di valori massimi raggiunti in termini di spostamento si riporta una tabella di sintesi con i miglioramenti ottenuti.

LC	DIREZIONE X			DIREZIONE Y		
	Displ _{NC} [mm]	Displ _C [mm]	Δ [%]	Displ _{NC} [mm]	Displ _C [mm]	Δ [%]
SLV 1	15.85	9.86	37.76%	11.92	8.60	27.86%
SLV 2	6.78	4.97	26.73%	21.90	16.03	26.79%
SLV 3	110.55	16.35	85.21%	125.65	70.93	43.55%

Tabella 10 – Confronto spostamenti massimi raggiunti

Si osserva che il sistema di controllo attivo, grazie allo smorzamento aggiuntivo che introduce, permette di raggiungere riduzioni di spostamento medie pari a circa il 42 %.

Confronto in termini di tagli di piano

Di seguito vengono riportate le comparazioni dei tagli di piano del fabbricato per gli accelerogrammi considerati.

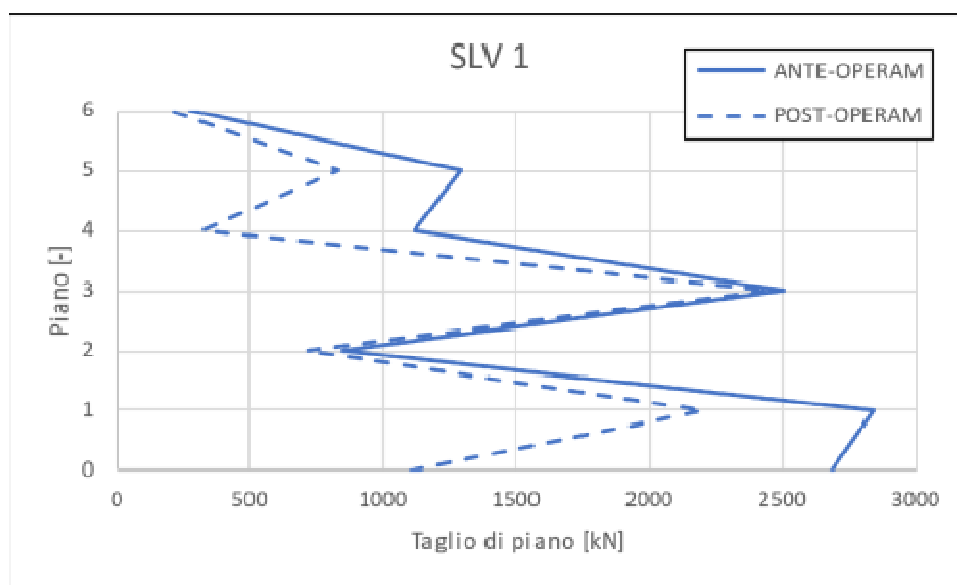


Figura 52 – Confronto dei tagli di piano tra struttura NC e struttura C – Direzione X - SLV 1

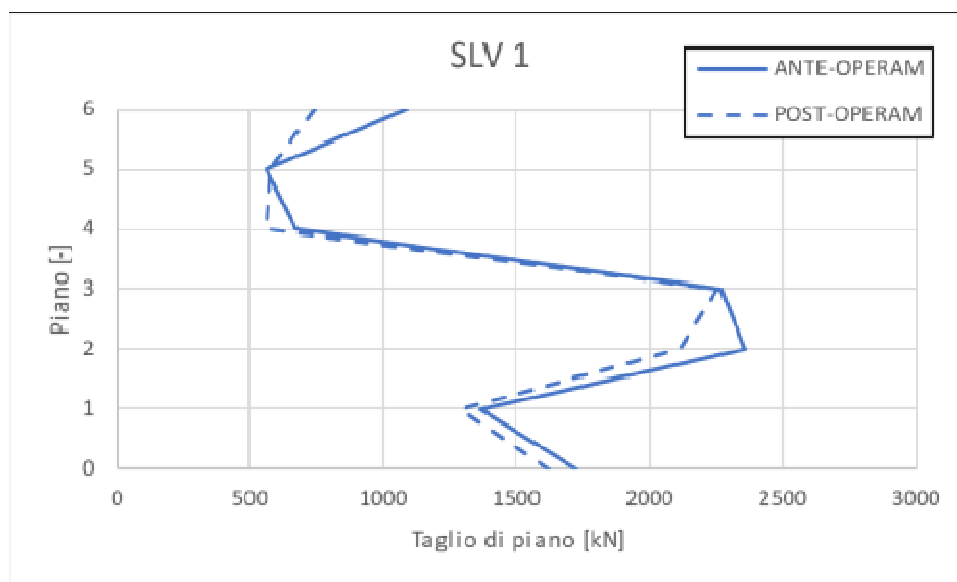


Figura 53 - Confronto dei tagli di piano tra struttura NC e struttura C – Direzione Y - SLV 1

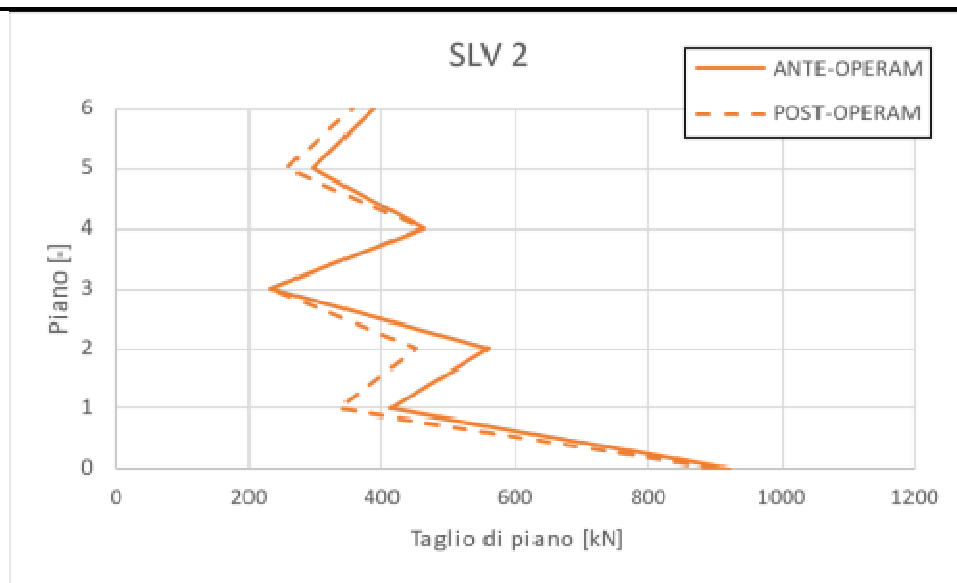


Figura 54 - Confronto dei tagli di piano tra struttura NC e struttura C – Direzione X - SLV 2

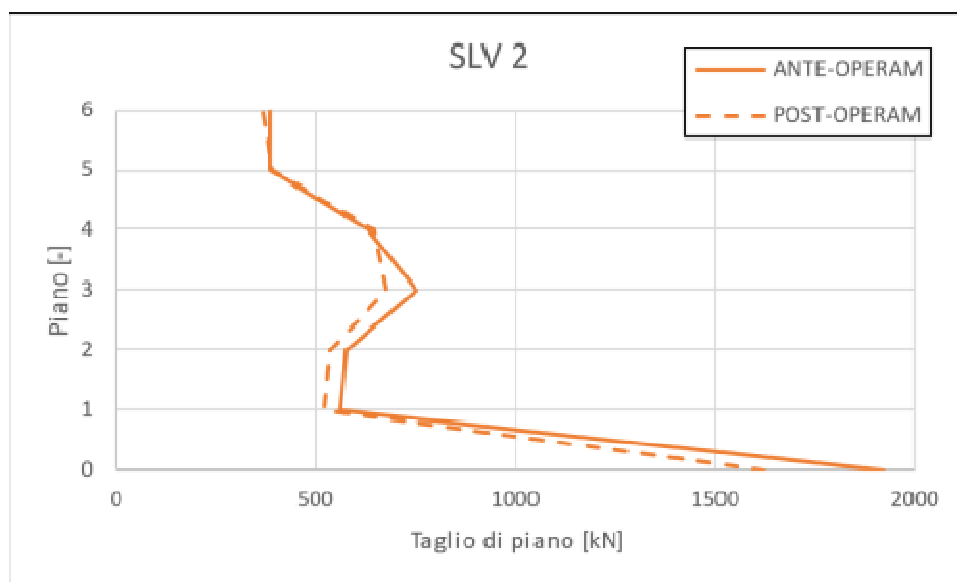


Figura 55 – Confronto dei tagli di piano tra struttura NC e struttura C – Direzione Y - SLV 2

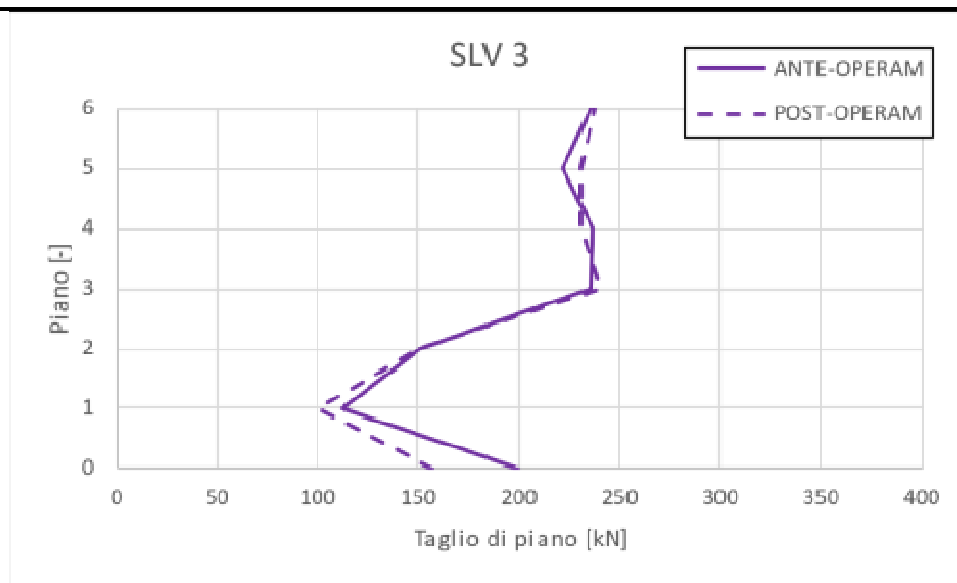


Figura 56 - Confronto dei tagli di piano tra struttura NC e struttura C – Direzione X - SLV 3

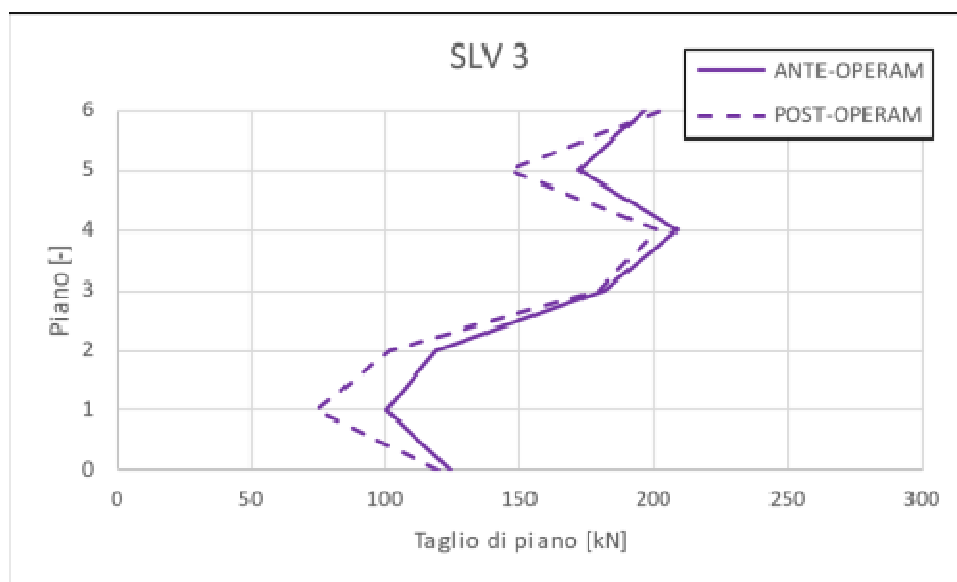


Figura 57 - Confronto dei tagli di piano tra struttura NC e struttura C – Direzione Y - SLV 3

Si osserva che grazie all'introduzione delle unità macchina Electro-Pro 20-x o similari sul piano di copertura dell'edificio si ottiene una riduzione diffusa dei tagli di piano.

LC	PIANO 1			PIANO 2		
	ANTE [kN]	POST [kN]	Δ [%]	ANTE [kN]	POST [kN]	Δ [%]
SLV_1	1727	1624	5.98%	1369	1291	5.70%
SLV_2	1920	1626	15.34%	560	520	7.22%
SLV_3	124	120	3.33%	101	75	26.06%

Tabella 11 – Confronto tagli di piano relativo ai primi due orizzontamenti – Direzione Y

LC	PIANO 1			PIANO 2		
	ANTE [kN]	POST [kN]	Δ [%]	ANTE [kN]	POST [kN]	Δ [%]
SLV_1	2686	1105	58.85%	2840	2198	22.59%
SLV_2	922	900	2.41%	412	335	18.53%
SLV_3	200	157	21.60%	112	100	10.39%

Tabella 12 – Confronto tagli di piano relativo ai primi due orizzontamenti – Direzione X

Il maggior beneficio si ha alla base del fabbricato in cui si hanno abbattimenti fino al 50 % del taglio sui pilastri. Si riporta un dettaglio più specifico dei valori di taglio ai primi due orizzontamenti per evidenziare l'effettivo miglioramento apportato (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Confronto in termini di bilancio energetico

Di seguito vengono riportate le comparazioni in termini di bilancio energetico relativi al padiglione in oggetto. Questo confronto è particolarmente importante perché permette di evidenziare il comportamento globale della struttura nei riguardi del danneggiamento strutturale e dell'energia dissipata dal sistema di controllo attivo.

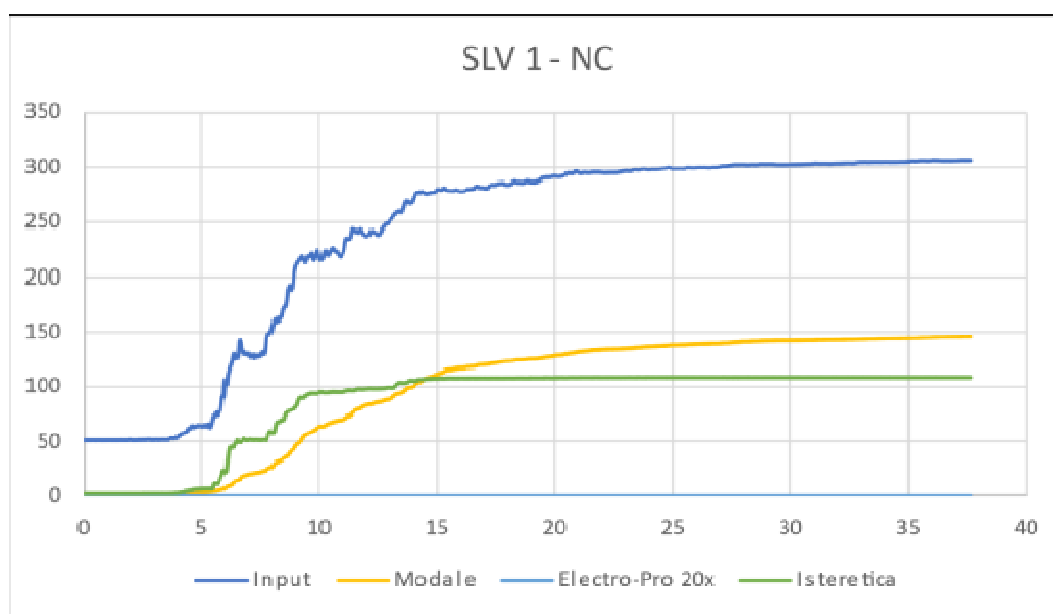


Figura 58 – Bilancio energetico della struttura NC – SLV 1

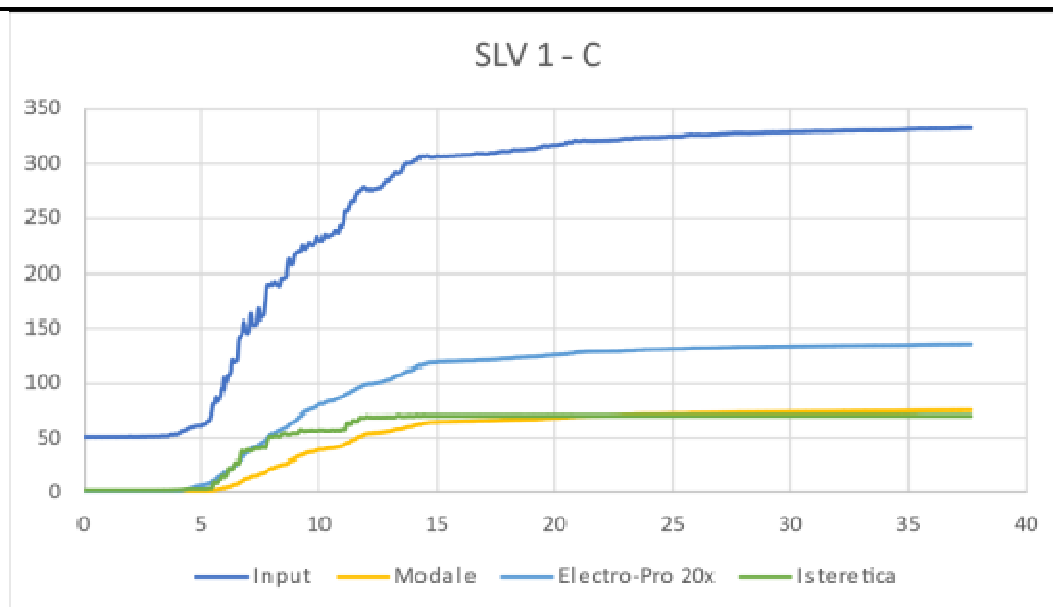


Figura 59 - Bilancio energetico della struttura C – SLV 1

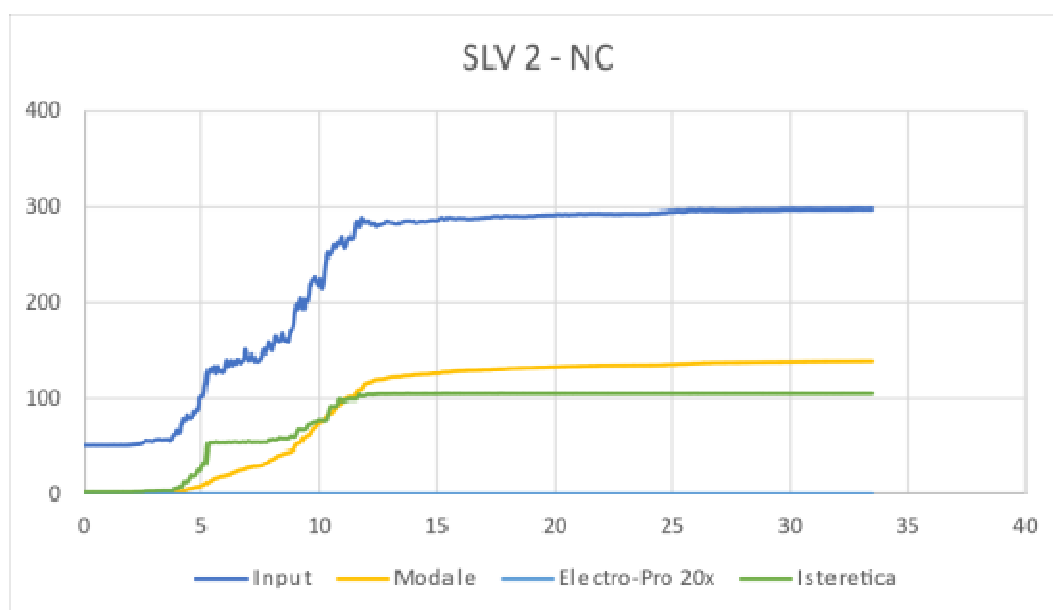


Figura 60 - Bilancio energetico della struttura NC – SLV 2

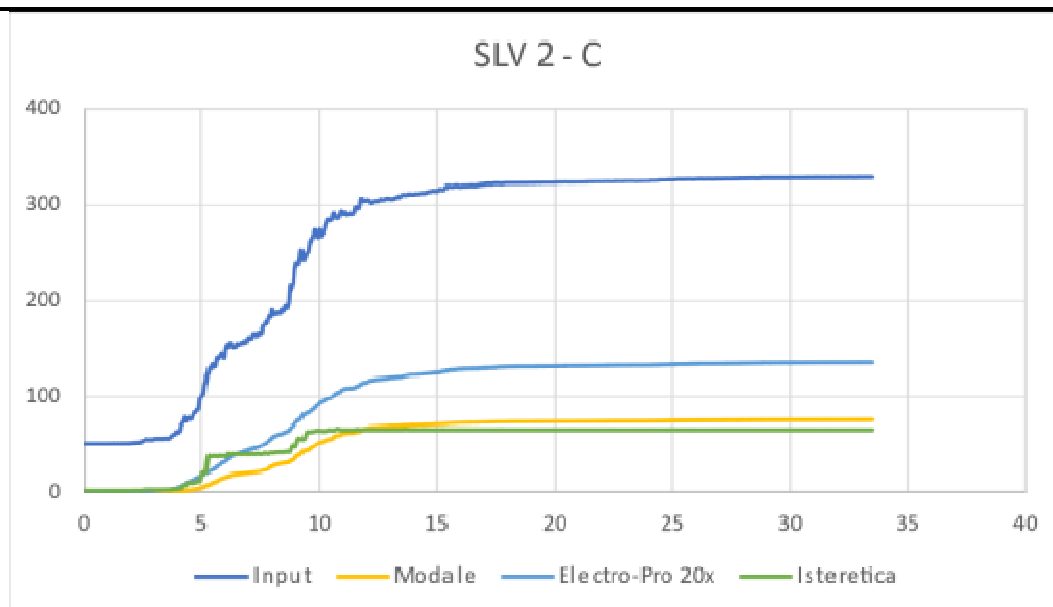


Figura 61 - Bilancio energetico della struttura C – SLV 2

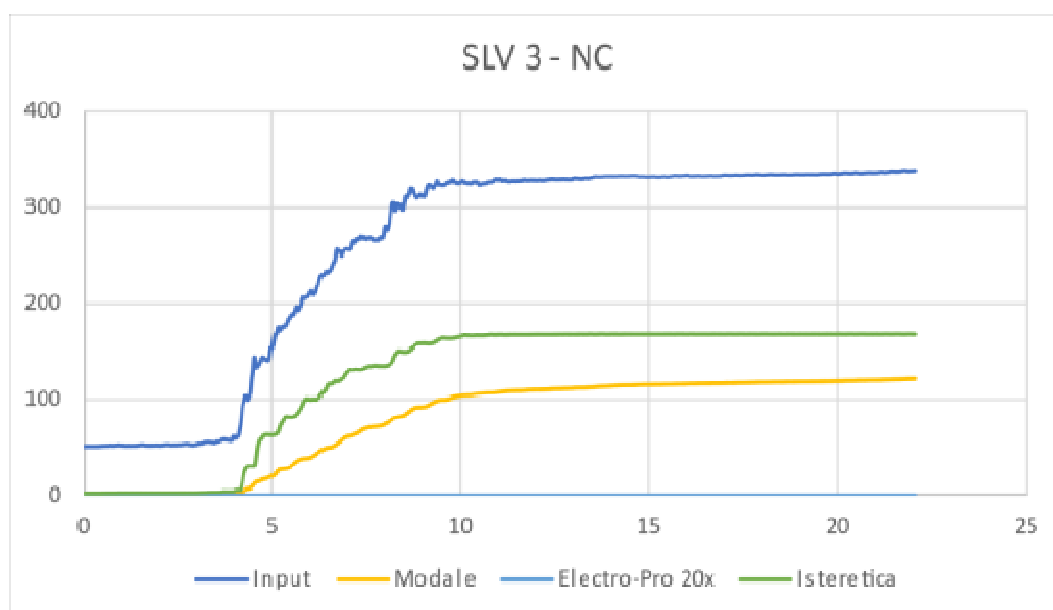


Figura 62 - Bilancio energetico della struttura NC – SLV 3

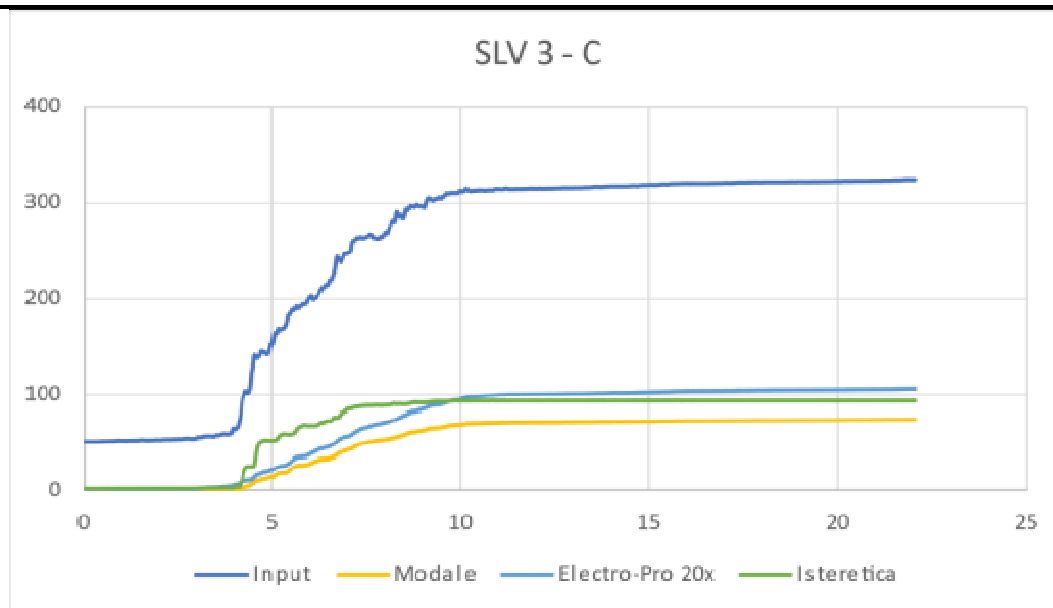


Figura 63 - Bilancio energetico della struttura C – SLV 3

Nei grafici riportati sopra, le curve rappresentano i seguenti contributi energetici:

- la linea blu indica l'energia di input che il sisma introduce all'interno della struttura;
- la linea gialla indica l'energia relativa allo smorzamento modale;
- la linea verde indica il contributo isteretico legato al danneggiamento strutturale;
- la linea azzurra indica il contributo energetico dissipato dal sistema di controllo attivo.

In tutti gli scenari studiati si osserva che l'introduzione del sistema attivo di protezione sismica produce:

- un abbattimento considerevole dell'energia dissipata per isteresi da parte della struttura. Questo si traduce con un minor danneggiamento strutturale a livello degli elementi strutturali e non strutturali.
- una riduzione significativa dell'energia di smorzamento modale. Anche questa tipologia di energia è legata, seppur in maniera indiretta, al danneggiamento degli elementi. Di conseguenza, un valore inferiore di tale aliquota è benefico per l'edificio.
- un contemporaneo aumento dell'energia di dissipazione introdotta dal sistema di controllo attivo che sgrava gli elementi strutturali di una percentuale importante di energia entrante.

Di fatto, il sistema attivo è in grado di ridurre la domanda sismica entrante. Questo è dimostrato anche dal fatto che l'energia di input all'interno dei grafici si abbassa per la struttura controllata.

Di seguito si riporta una tabella di sintesi che racchiude quanto detto sopra.

Tipo di Energia	SLV 1			SLV 2			SLV 3		
	% E _{INPUT}			% E _{INPUT}			% E _{INPUT}		
	NC	C	Δ [%]	NC	C	Δ [%]	NC	C	Δ [%]
Modale	47.85%	22.60%	-52.76%	47.08%	23.04%	-51.07%	36.14%	23.06%	-36.19%
Electro-Pro	0.00%	40.78%	40.78%	0.00%	41.14%	41.14%	0.00%	32.97%	32.97%
Isteretica	35.37%	21.20%	-40.08%	35.21%	19.82%	-43.71%	49.52%	28.76%	-41.92%

Tabella 13 – Confronto del bilancio energetico tra struttura NC e C

11.4. CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI CONTROLLO ATTIVO ELECTRO-PRO 20X O SIMILARE

Come riportato all'interno del Paragrafo 10.2, il numero totale di unità macchina per raggiungere le performance mostrate nei paragrafi precedenti è pari a 24, disposte in pianta secondo quanto raffigurato in Figura 41. All'interno di questa sezione si riportano le caratteristiche delle macchine e si mostra la verifica in post-processing dell'unità più sfruttata.

Le caratteristiche delle unità sono riportate sinteticamente all'interno della tabella seguente. In Figura 64 sono mostrate le storie temporali delle forze di controllo esercitate dalle macchine.

UNITÀ MACCHINA	DIREZIONE DI AZIONE	LARGHEZZA [mm]	ALTEZZA [mm]	LUNGHEZZA [mm]	PESO [kg]	GAIN [kNs/m]
1	X	680	500	3500	1000	860
2	X	680	500	3500	1000	
3	X	680	500	3500	1000	
4	X	680	500	3500	1000	
5	X	680	500	3500	1000	
6	X	680	500	3500	1000	
7	X	680	500	3500	1000	
8	X	680	500	3500	1000	
9	X	680	500	3500	1000	
10	X	680	500	3500	1000	
11	X	680	500	3500	1000	
12	X	680	500	3500	1000	
13	Y	680	500	3500	1000	
14	Y	680	500	3500	1000	
15	Y	680	500	3500	1000	
16	Y	680	500	3500	1000	
17	Y	680	500	3500	1000	
18	Y	680	500	3500	1000	
19	Y	680	500	3500	1000	
20	Y	680	500	3500	1000	
21	Y	680	500	3500	1000	
22	Y	680	500	3500	1000	
23	Y	680	500	3500	1000	
24	Y	680	500	3500	1000	

Tabella 14 – Caratteristiche unità macchina

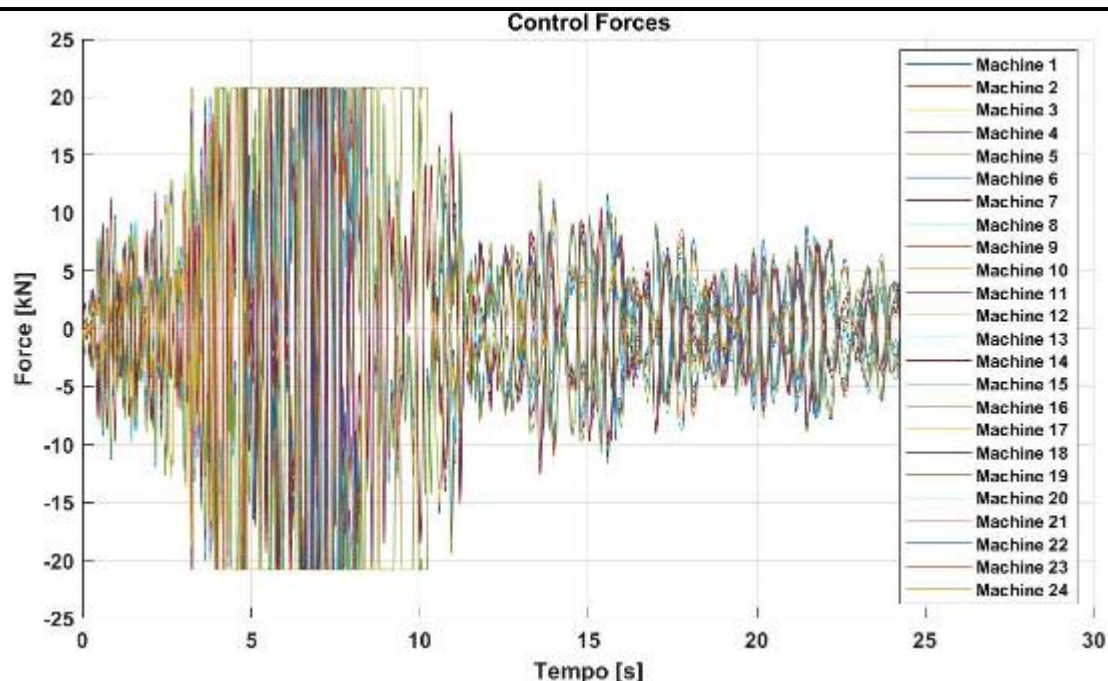


Figura 64 – Storia temporale delle forze di controllo delle macchine

Il parametro gain di progetto, uguale per tutte le macchine e pari a 860 kN s/m, è stato determinato per ottenere livelli di performance massimi nel rispetto dei limiti in tensione di corrente delle unità macchina. Nel caso specifico, la macchina che risulta essere più sfruttata durante le simulazioni numeriche è la n°2.

Nelle immagini seguenti, si riporta nell'ordine:

- storia temporale della forza di controllo della macchina n°2 (Figura 65);
- legge comportamentale forza-velocità della macchina n°2 (Figura 66);
- storia temporale della velocità della massa mobile della macchina n°2 (Figura 67);
- storia temporale dello spostamento della massa mobile della macchina n°2 (Figura 68);
- storia temporale della tensione di corrente della macchina n°2 (Figura 69);
-

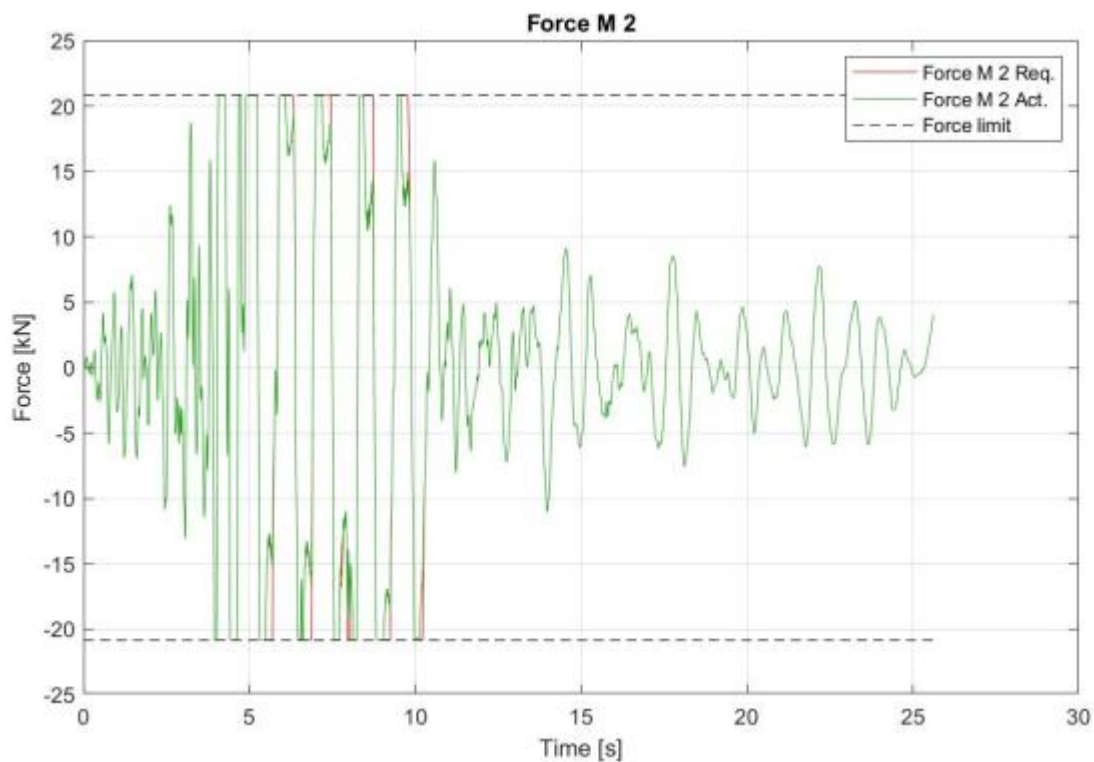


Figura 65 – Storia temporale della forza di controllo della macchina n°2 (simulata VS reale)

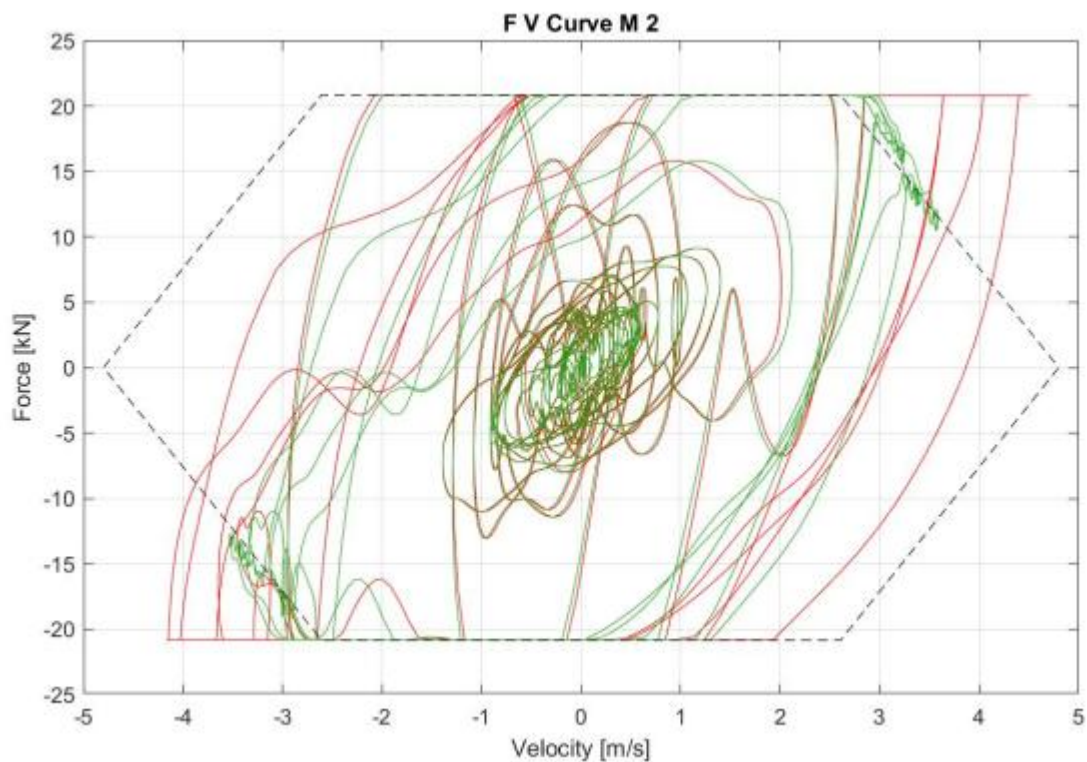


Figura 66 - Legge comportamentale macchina n°2

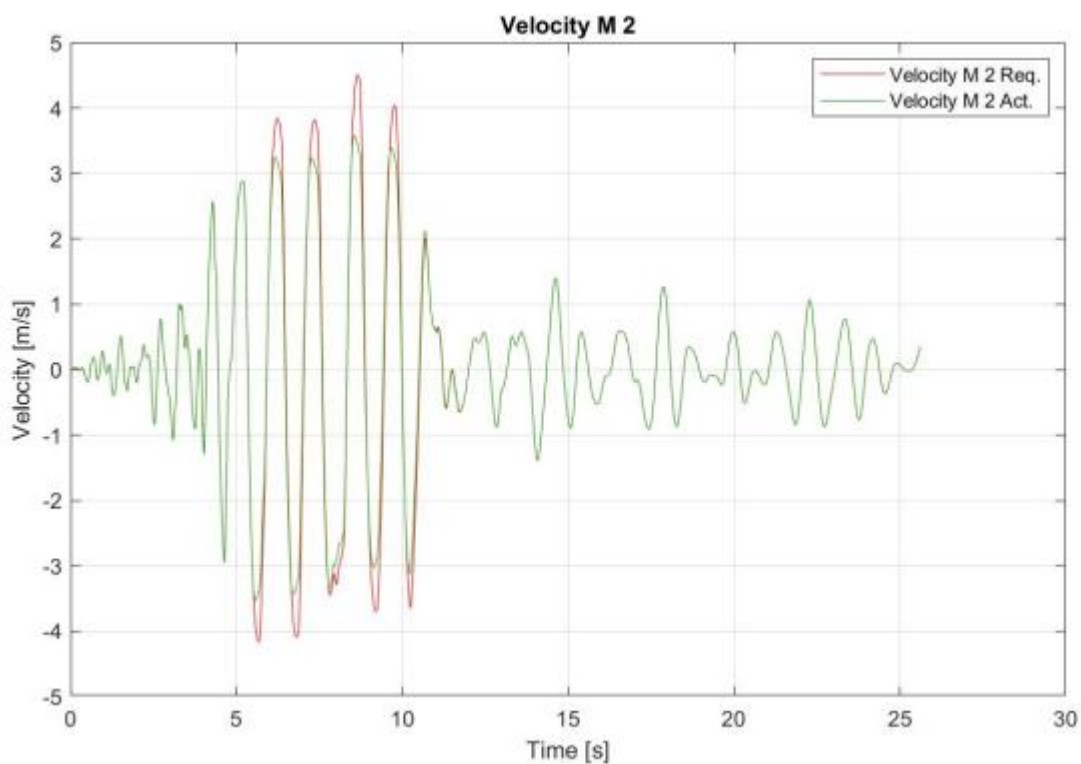


Figura 67 - Storia temporale della velocità della massa mobile della macchina n°2 (simulata VS reale)

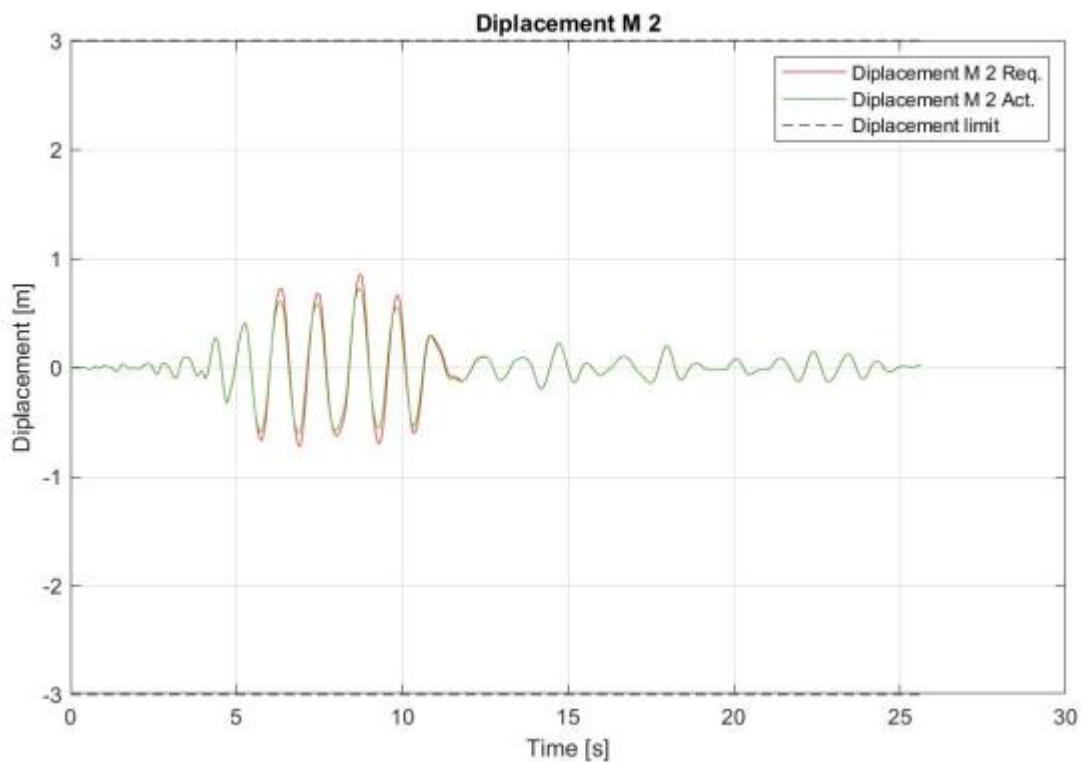
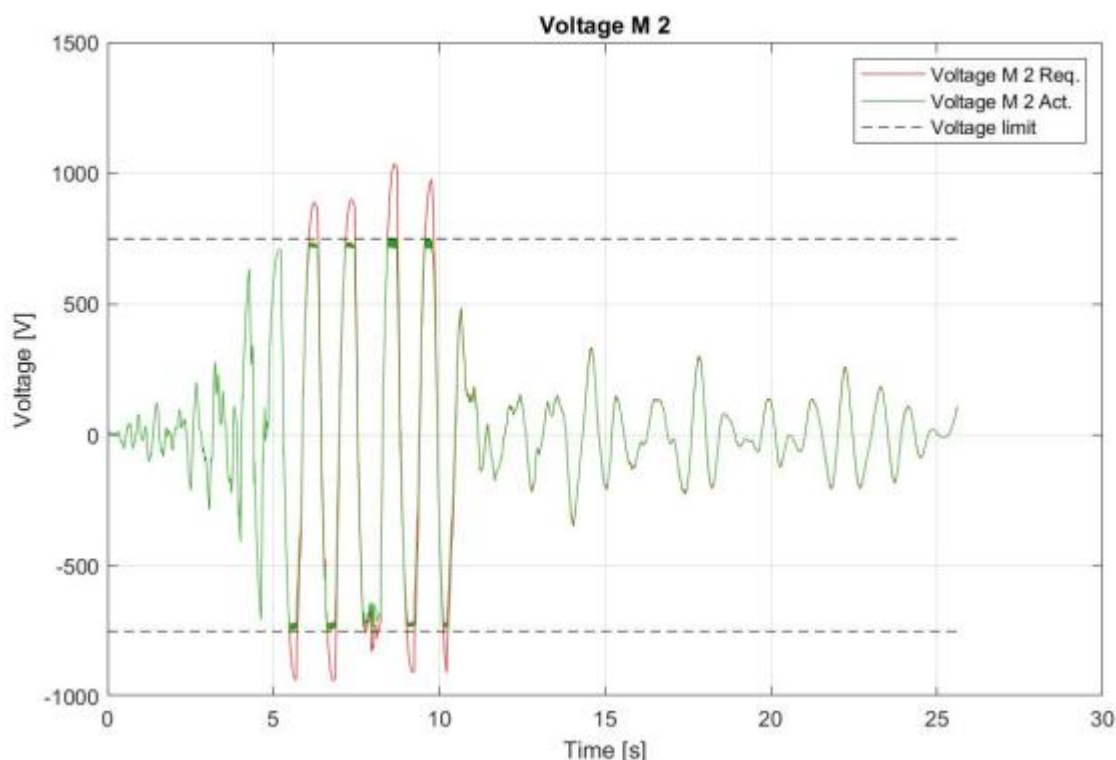


Figura 68 - Storia temporale dello spostamento della massa mobile della macchina n°2 (simulata VS reale)



-
- *Figura 69 - Storia temporale della tensione della macchina n°2 (simulata VS reale)*

Nei grafici sovrastanti si osserva che:

- la linea rossa indica la grandezza in questione richiesta durante la simulazione numerica;
- la linea verde indica la grandezza in questione effettivamente erogabile dalla macchina.

Maggiore è la sovrapposizione tra le linee e migliore è la stima che si ottiene nei riguardi del comportamento della macchina tra simulazione e realtà.

Si nota che tra la tensione di corrente simulata e quella reale vi è una leggera discrepanza. In questo caso specifico, tuttavia, si superano i limiti in prossimità di brevi istanti temporali. Quindi, ciò non costituisce un problema.

Si osserva, inoltre, che le curve riguardanti la storia temporale della forza di controllo, riportate in Figura 65 e Figura 64, sono praticamente coincidenti. Questo significa che quanto simulato è vicino al comportamento reale. Pertanto, i risultati ottenuti dalle analisi numeriche si ritengono affidabili nella descrizione del comportamento della macchina.

Tali verifiche sono state svolte per tutte le unità macchina inserite.

I dettagli del processo di ottimizzazione del parametro gain e della valutazione dei vincoli tecnologici delle macchine sono esplicitati attraverso la figura sottostante, che mostra il flusso di progettazione seguito.

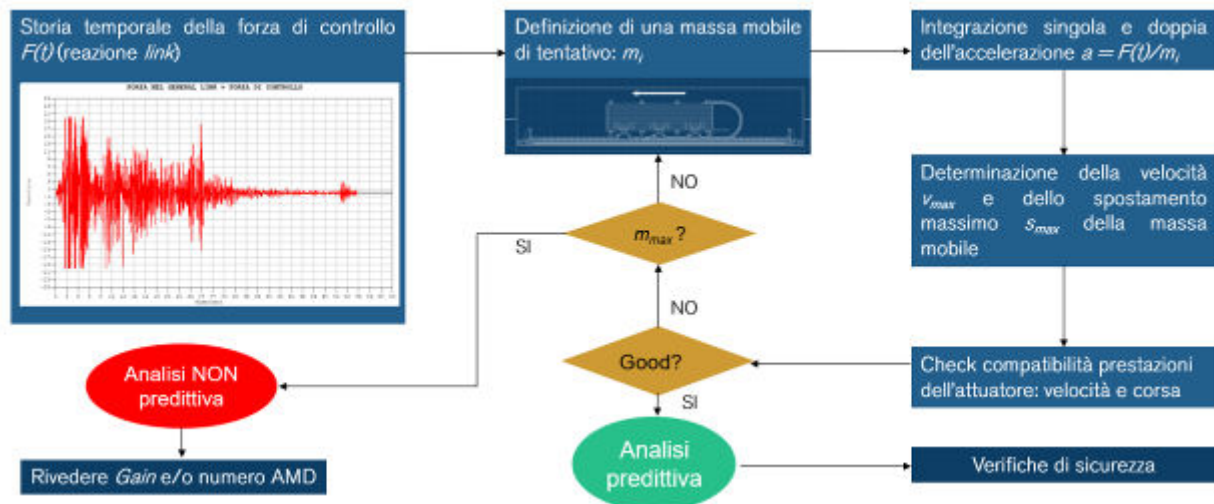


Figura 70 – Flusso di progettazione seguito per il sistema di controllo attivo

12. VERIFICHE DI RIGIDEZZA

In aggiunta all'analisi di vulnerabilità sismica trattata al Capitolo 11, si conducono le verifiche di sicurezza in termini di rigidità allo Stato Limite di Danno, andando a valutare gli spostamenti interpiano attraverso analisi dinamiche non lineari con integrazione diretta dell'equazione del moto. A favore di sicurezza si esegue la verifica come indicato al § 7.3.6.1 delle Norme Tecniche per tamponature fragili collegate rigidamente alla struttura, secondo la formula:

$$q \cdot d_r \leq 0,005 \cdot h$$

Dove:

- q è il fattore di comportamento, assunto pari ad 1,0;
- d_r è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore;
- h è l'altezza di interpiano.

Per tali verifiche, a favore di sicurezza, si utilizza un modello privo di tamponature.

È stata scelta una pilastrata di riferimento (Figura 71), ritenuta significativa, per il calcolo dei drift di interpiano nelle due direzioni principali.

Tale calcolo è stato svolto sia per la struttura non controllata che per quella controllata.

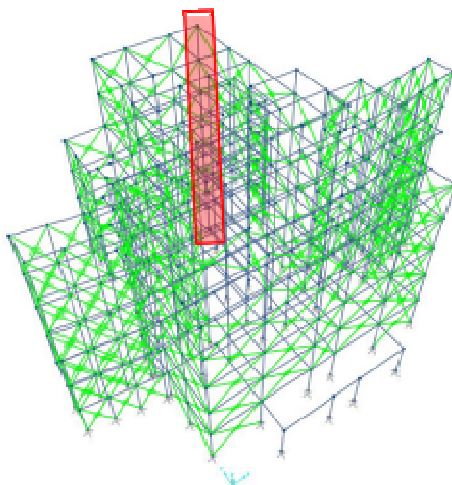


Figura 71 – Pilastrata di riferimento per il calcolo dei drift di interpiano

Di seguito si riportano i risultati in forma tabellare dei massimi valori ottenuti (in valore assoluto) dei drift ad ogni piano.

STRUTTURA NON CONTROLLATA					
DIREZIONE X					
Livello	SLD 1 [mm]	SLD 2 [mm]	SLD 3 [mm]	Limite [mm]	Verifica
0	0.0	0.0	0.0	15	VERIFICATO
1	9.3	8.2	8.4	15	VERIFICATO
2	5.9	5.0	5.2	15	VERIFICATO
3	4.1	4.0	4.0	15	VERIFICATO
4	3.2	3.5	3.2	15	VERIFICATO
5	3.0	3.0	3.7	15	VERIFICATO
6	2.2	2.5	2.9	15	VERIFICATO

Tabella 15 – Verifiche di rigidezza – Struttura NC – Direzione X

STRUTTURA NON CONTROLLATA					
DIREZIONE Y					
Livello	SLD 1 [mm]	SLD 2 [mm]	SLD 3 [mm]	Limite [mm]	Verifica
0	0.0	0.0	0.0	15	VERIFICATO
1	8.1	7.3	7.6	15	VERIFICATO
2	4.8	3.6	3.8	15	VERIFICATO
3	3.8	3.4	2.5	15	VERIFICATO
4	4.0	4.7	3.8	15	VERIFICATO
5	4.1	4.6	4.4	15	VERIFICATO
6	3.8	3.3	3.4	15	VERIFICATO

Tabella 16 - Verifiche di rigidezza – Struttura NC – Direzione Y

STRUTTURA CONTROLLATA					
DIREZIONE X					
Livello	SLD 1 [mm]	SLD 2 [mm]	SLD 3 [mm]	Limite [mm]	Verifica
0	0.0	0.0	0.0	15	VERIFICATO
1	7.2	5.2	5.5	15	VERIFICATO
2	4.3	3.0	3.4	15	VERIFICATO
3	3.2	3.1	3.2	15	VERIFICATO
4	2.4	2.8	2.9	15	VERIFICATO
5	2.5	2.7	2.9	15	VERIFICATO
6	2.3	2.6	2.7	15	VERIFICATO

Tabella 17 - Verifiche di rigidezza – Struttura C – Direzione X

STRUTTURA CONTROLLATA					
DIREZIONE Y					
Livello	SLD 1 [mm]	SLD 2 [mm]	SLD 3 [mm]	Limite [mm]	Verifica
0	0.0	0.0	0.0	15	VERIFICATO
1	6.6	5.3	5.0	15	VERIFICATO
2	3.6	2.3	2.3	15	VERIFICATO
3	3.0	1.9	2.0	15	VERIFICATO
4	3.2	2.5	2.2	15	VERIFICATO
5	2.9	2.7	3.2	15	VERIFICATO
6	3.1	2.3	3.2	15	VERIFICATO

Tabella 18 - Verifiche di rigidezza – Struttura C – Direzione Y

Dalla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e dalla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si osserva che le verifiche di rigidezza sono già soddisfatte per la struttura non controllata. Tuttavia, la **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e la **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** dimostrano i valori inferiori di drift interpiano ottenuti grazie all'introduzione del sistema di controllo attivo Electro-Pro 20x o similare.

Nelle tabelle seguenti sono esplicitati più in dettaglio i confronti nelle due direzioni.

DIREZIONE X			
Livello	Drift _{nc} [mm]	Drift _c [mm]	Δ [%]
0	0.0	0.0	/
1	9.3	7.2	23%
2	5.9	4.3	27%
3	4.1	3.2	22%
4	3.5	2.9	17%
5	3.7	2.9	23%
6	2.9	2.7	5%

Tabella 19 – Confronto drift interpiano – Direzione X

DIREZIONE Y			
Livello	Drift _{nc} [mm]	Drift _c [mm]	Δ [%]
0	0.0	0.0	/
1	8.1	6.6	19%
2	4.8	3.6	24%
3	3.8	3.0	19%
4	4.7	3.2	31%
5	4.6	3.2	30%
6	3.8	3.2	15%

Tabella 20 - Confronto drift interpiano – Direzione Y

Le stesse informazioni sono riportate in formato grafico nelle immagini seguenti.

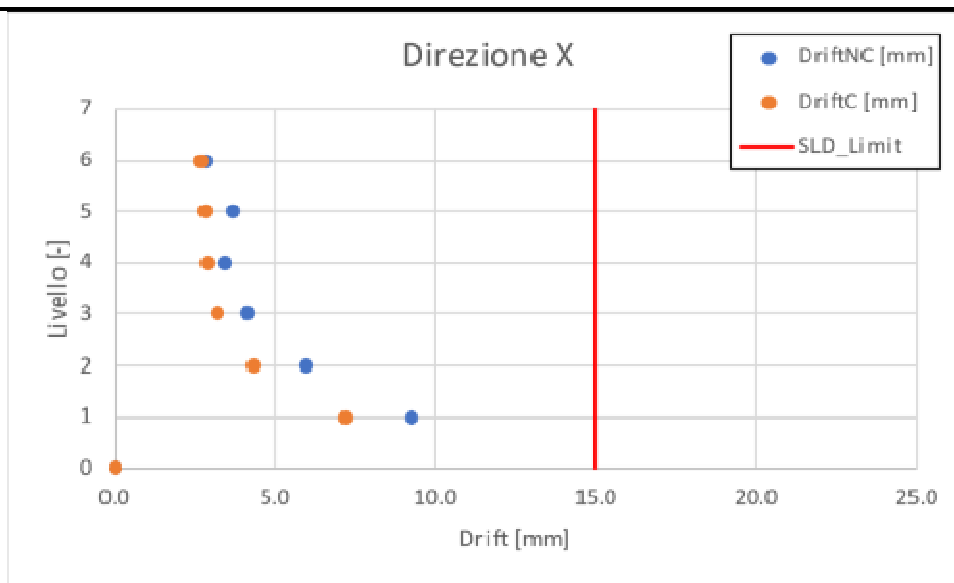


Figura 72 - Confronto drift interpiano – Direzione X

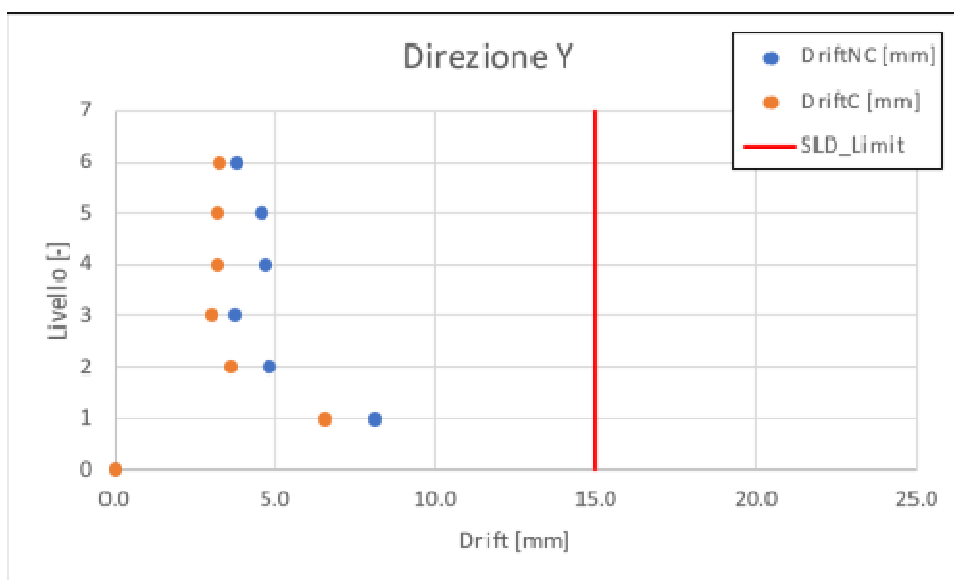


Figura 73 - Confronto drift interpiano – Direzione Y

I risultati ottenuti confermano la reale efficacia del sistema di controllo attivo che riduce i drift di interpiano in maniera significativa. Questo si traduce nel minor danneggiamento agli elementi strutturali, agli elementi non strutturali (come per esempio, i pannelli di tamponamento) ed al contenuto dell'edificio (occupanti, macchinari, ecc.) per sismi meno intensi ma più frequenti. Tale aspetto è fondamentale per una struttura ospedaliera come quella in oggetto.

13. CONCLUSIONI

La relazione di calcolo in oggetto costituisce il documento di supporto redatto con la profonda collaborazione di ISAAC s.r.l. per consentire la progettazione strutturale del *Padiglione specialità* del complesso ospedaliero San Martino di Genova in merito al miglioramento sismico del fabbricato attraverso l'inserimento del sistema attivo innovativo Electro-Pro 20x o similare.

Il presente documento consente di entrare nel dettaglio del processo seguito nei riguardi della progettazione del sistema attivo Electro-Pro 20x o similare con l'obiettivo di ottenere un livello di sicurezza ζ_E del fabbricato pari ad almeno 0.60.

La configurazione proposta per ottenere un comportamento sismico in linea con le performance richieste prevede l'installazione di 24 unità macchina distribuite planimetricamente sul piano di copertura dell'edificio come mostrato in Figura 74.

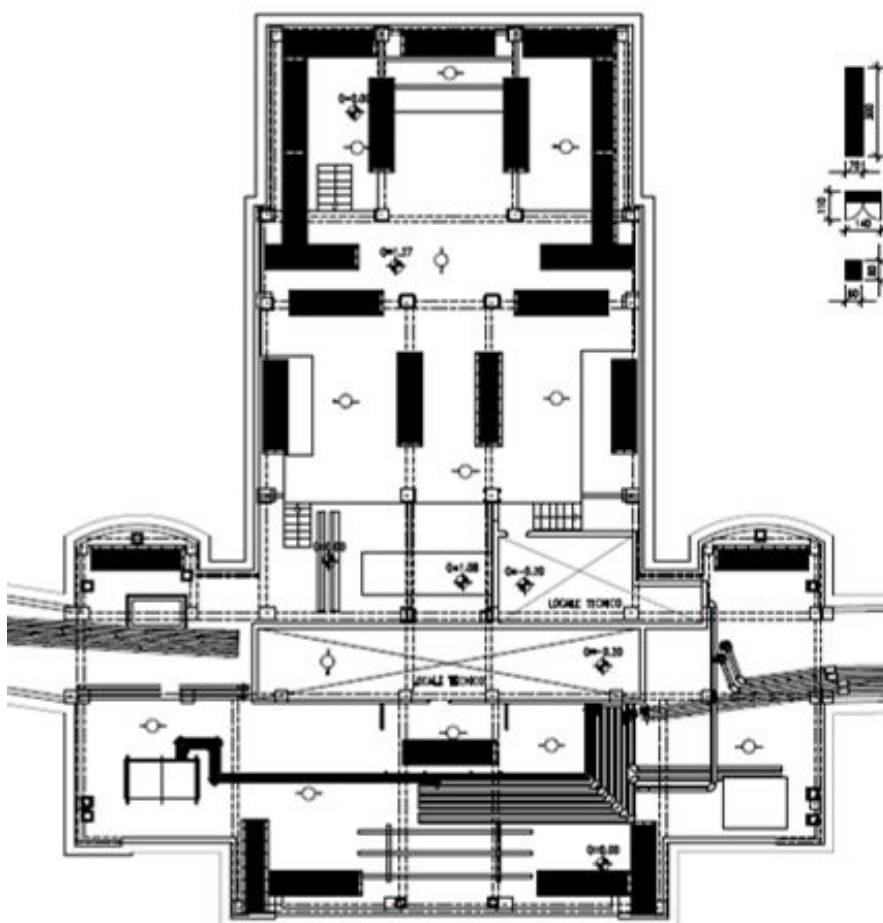


Figura 74 - Disposizione planimetrica delle 24 unità macchina del sistema attivo Electro-Pro 20x o similare

Le macchine presentano le seguenti caratteristiche geometrico-meccaniche:

UNITÀ MACCHINA	DIREZIONE DI AZIONE	LARGHEZZA [mm]	ALTEZZA [mm]	LUNGHEZZA [mm]	PESO [kg]	GAIN [kNs/m]
1	X	680	500	3500	1000	860
2	X	680	500	3500	1000	
3	X	680	500	3500	1000	
4	X	680	500	3500	1000	
5	X	680	500	3500	1000	
6	X	680	500	3500	1000	
7	X	680	500	3500	1000	
8	X	680	500	3500	1000	
9	X	680	500	3500	1000	
10	X	680	500	3500	1000	
11	X	680	500	3500	1000	
12	X	680	500	3500	1000	
13	Y	680	500	3500	1000	
14	Y	680	500	3500	1000	
15	Y	680	500	3500	1000	
16	Y	680	500	3500	1000	
17	Y	680	500	3500	1000	
18	Y	680	500	3500	1000	
19	Y	680	500	3500	1000	
20	Y	680	500	3500	1000	
21	Y	680	500	3500	1000	
22	Y	680	500	3500	1000	
23	Y	680	500	3500	1000	
24	Y	680	500	3500	1000	

Tabella 21 - Caratteristiche unità macchina

In aggiunta, è necessario procedere con la realizzazione di alcuni interventi locali mirati per il rinforzo di 8 elementi strutturali con l'obiettivo $\zeta_E = 0.60$ mentre con $\zeta_E = 0.58$ non è necessaria alcuna operazione.

Codice elemento	Tipo elemento	Tipo rottura
11	Pilastro	Flessionale
701	Pilastro	Flessionale
P1-1	Pilastro	Flessionale
P6-1	Pilastro	Flessionale
P9-1	Pilastro	Flessionale
P21-7	Pilastro	Taglio
T3-c-1	Trave	Taglio
T8-c-1	Trave	Taglio

Tabella 22 – Elementi da rinforzare localmente

L'introduzione del sistema di controllo attivo Electro-Pro 20x o similare per la protezione sismica del fabbricato in esame permette di ottenere:

- una diminuzione in termini di spostamenti nodali e una riduzione significativa dei drift di interpiano;
- un incremento dissipativo in termini energetici che permette un innalzamento dello smorzamento strutturale;
- una riduzione di energia isteretica e di smorzamento modale, che si traduce in un minor danno agli elementi strutturali e non strutturali;
- un abbattimento dei tagli di piano, con riduzioni maggiori ai piani bassi.

A.T.P.

Dott. Ing. Gianfranco Visconti

Dott. Ing. Bruno Boldrin

In sintesi, quindi, si asserisce che il sistema Electro-Pro 20x o similare permette di ottenere i livelli di sicurezza richiesti dalla committenza ($\zeta_E = 0.60$), previo il rinforzo di 8 elementi strutturali su 900 elementi totali e, senza alcun intervento, cioè senza interferire con le attività ospedaliere ottenere un livello di sicurezza praticamente identico e cioè $\zeta_E=0.58$. Inoltre, tale sistema consente di migliorare le proprietà dinamiche dell'edificio in oggetto salvaguardando gli elementi strutturali, gli elementi secondari e il contenuto. Quest'ultimo punto è di fondamentale importanza, in quanto il valore economico delle attrezzature all'interno del padiglione è estremamente elevato e proteggerle durante un evento sismico ne costituisce una priorità assoluta, fatto questo secondo solamente all'importanza di avere disponibile e funzionante una struttura sanitaria immediatamente dopo un evento richiedente attività di protezione civile.

Questo aspetto è garantito grazie all'introduzione del sistema di controllo antisismico attivo installato nel fabbricato.

Genova, 10 Marzo 2023

Dott. Ing. Gianfranco Visconti

Dott. Ing. Bruno Boldrin