



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA IN SCIENZE

DELL'INGEGNERIA CIVILE ED AMBIENTALE – CICLO XXIV

Sede amministrativa: Università degli Studi di Padova

TECNICHE INNOVATIVE PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI STORICO-MONUMENTALI

Direttore della scuola: Prof. **STEFANO LANZONI**

Supervisore: Prof. **ROBERTO SCOTTA**

Controrelatore: Prof. **GIANNI BARTOLI**

Dottorando: **LORENZO DE STEFANI**

Gennaio 2012

Ai miei genitori e ad Elena

Indice generale

Sommario	i
Summary	iii
Introduzione Miglioramento sismico di edifici storico-monumentali	1
I.1 Obiettivo della tesi	1
I.2 Introduzione all'isolamento e alla dissipazione energetica	3
I.2.1 L'isolamento sismico	4
I.2.2 La dissipazione energetica.....	10
I.3 Stato dell'arte degli interventi di protezione passiva su edifici storico-monumentali	18
I.3.1 Interventi di isolamento sismico	18
I.3.2 Interventi con dissipazione energetica.....	28
I.4 Riferimenti normativi	38
I.4.1 Costruzioni esistenti: Norme Tecniche 2008 ed Eurocodice 8	40
I.4.2 Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale.....	46
Riferimenti - Introduzione	55
Parte 1 Adeguamento sismico di telai in cemento armato esistenti.....	57
1.1 Introduzione	57
1.2 L'archeologia industriale in cemento armato	58
1.3 Comportamento al sisma di telai in cemento armato GLD.....	70
1.3.1 Principali problematiche	71
1.3.2 Principali ricerche e sperimentazioni	76
1.3.3 Comportamento ciclico dei nodi trave-colonna.....	85
1.3.4 Verifiche di accettabilità sismica [Eurocodice 8].....	94

1.3.5	Verifiche di accettabilità sismica secondo Priestley (1991).....	106
1.4	Tecniche di adeguamento e miglioramento sismico	110
1.4.1	Obiettivi	110
1.4.2	Interventi di tipo locale.....	113
1.4.3	Interventi di tipo globale	117
1.5	Adeguamento mediante controventi eccentrici	122
1.5.1	Caratteristiche e comportamento dei links.....	123
1.5.2	Adeguamento mediante controventi ad Y	127
1.5.3	Aspetti essenziali della ricerca condotta	127
1.5.4	Interazione tra telaio e controvento introdotto.....	130
1.5.5	Proposta di un metodo di progetto ottimizzato.....	135
1.5.6	Procedura utilizzata per il calcolo del performance-point	140
1.5.7	Proposta di un metodo analitico diretto per la stima della duttilità effettiva e del comportamento post-elastico	143
1.5.8	Applicazione ad un telaio piano regolare	147
1.5.9	Applicazione ad un telaio spaziale di interesse storico-artistico.....	168
1.6	Conclusioni – Parte 1	204
	Riferimenti - Parte 1	206
Parte 2	Miglioramento sismico di torri snelle in muratura.....	211
2.1	Introduzione	211
2.2	Stato dell'arte	213
2.2.1	Comportamento al sisma di torri snelle in muratura	213
2.2.2	Tecniche di miglioramento sismico	222
2.3	Torre di riferimento	228
2.3.1	Descrizione della torre esistente	229
2.3.2	Considerazioni sul criterio di rottura	229
2.3.3	Descrizione del modello FEM adottato	232
2.3.4	Analisi pushover della torre di riferimento	234
2.4	Cenni al calcolo energetico.....	235
2.4.1	Discretizzazione dei contributi di energia.....	237
2.5	La precompressione verticale.....	239
2.5.1	Analisi numeriche	239
2.6	Dispositivi SMAD e precompressione verticale	245
2.6.1	Analisi numeriche	246

2.7	Proposta di una nuova tecnica di miglioramento sismico: introduzione di dispositivi isteretici e precompressione parziale	251
2.7.1	Descrizione della tecnica proposta.....	251
2.7.2	Indici per la caratterizzazione della tecnica di miglioramento sismico	253
2.7.3	Analisi numeriche	254
2.7.4	Prove dinamiche su modello in scala	266
2.8	Conclusioni – Parte 2	289
	Riferimenti - Parte 2	290
Parte 3	Miglioramento sismico di edifici a pianta basilicale Caso studio: Il complesso monumentale di Concordia Sagittaria	293
3.1	Introduzione	293
3.2	Descrizione del complesso monumentale	294
3.3	Cenni storici.....	295
3.3.1	Storia del complesso monumentale in Piazza Cardinal Costantini	298
3.3.2	Interventi del secolo scorso.....	303
3.4	Stato di fatto.....	308
3.4.1	Dissesti statici	313
3.4.2	Il modello numerico della Basilica.....	317
3.4.3	Analisi statica per carichi verticali	320
3.4.4	Analisi modale dello stato di fatto	322
3.5	Proposta di intervento	326
3.5.1	Progetto del sistema di smorzamento passivo	329
3.5.2	Il modello numerico della basilica adeguata.....	331
3.5.3	Analisi modale della basilica adeguata.....	332
3.6	Analisi dinamiche non lineari	335
3.7	Conclusioni – Parte 3.....	343
	Riferimenti - Parte 3	344
	Conclusioni generali	346
Appendice A	Cenni teorici sul calcolo energetico.....	349
A.1	Equazione di bilancio energetico	349
A.2	Energia in input relativa ed assoluta	352
A.3	Espressione discreta dell'energia.....	355
A.3.1	Espressione discreta dell'energia di deformazione.....	356
	Riferimenti – Appendice A	357
Appendice B	Cenni teorici sui modelli strutturali.....	359

B.1	L'analisi dimensionale.....	359
B.1.1	Buckingham's Pi Theorem	359
B.1.2	Applicazione dell'analisi dimensionale ai modelli in scala	360
B.2	Fattori di scala per modelli sottoposti ad input dinamico.....	362
B.2.1	Fattori di scala per modelli "true replica models".....	364
B.2.2	Fattori di scala per modelli in scala distorta.....	365
	Riferimenti - Appendice B.....	365
	Ringraziamenti.....	367

Sommario

Nel presente lavoro vengono studiate e proposte tecniche innovative per la protezione sismica di edifici storico-monumentali basate sull'isolamento e la dissipazione energetica. Lo studio pur se di carattere generale è stato applicato in particolare a tre tipologie di costruzioni: i telai in cemento armato dell'edilizia industriale dei primi del '900, le torri snelle di muratura ed infine gli edifici monumentali (edifici di culto a pianta basilicale). Dopo una parte introduttiva che riassume lo stato dell'arte e le linee guida in merito agli interventi di miglioramento sismico per gli edifici storico-monumentali, la tesi è organizzata in tre parti riguardanti le tre tipologie di costruzioni citate.

La prima parte è dedicata all'adeguamento sismico di telai in cemento armato progettati per i soli carichi gravitazionali. In questa tipologia ricadono anche i telai storici in cemento armato dell'edilizia industriale dei primi anni del '900. La tecnica innovativa studiata nel dettaglio è l'adeguamento mediante introduzione di controventi eccentrici. Per tale tecnica è stato sviluppato un nuovo metodo di progetto e di verifica dell'adeguamento di facile applicazione e pertanto con possibili ricadute sulla pratica ingegneristica professionale. Il metodo di progetto e verifica dell'adeguamento mediante controventi eccentrici è stato validato mediante applicazione a due casi studio: un telaio piano in cemento armato e un telaio tridimensionale dell'edilizia industriale dei primi del '900 soggetto a tutela storico-artistica.

La seconda parte riguarda l'analisi delle possibili tecniche per il miglioramento sismico di torri snelle in muratura. Dopo lo studio del particolare comportamento dinamico di tali costruzioni, con riferimento ad un caso studio sono state verificate alcune classiche tecniche di miglioramento sismico già proposte in letteratura, quali la precompressione verticale e l'introduzione di dispositivi SMAD (dispositivi con leghe a memoria di forma). Comprovata la scarsa efficacia di tali metodologie di intervento, è stata sviluppata una nuova tecnica di miglioramento sismico mediante l'introduzione di dispositivi isteretici e precompressione parziale della canna della torre. Questa nuova tecnica è stata validata mediante analisi numeriche e test sperimentali su un modello in scala sottoposto ad input dinamico.

La terza parte consiste in una particolare applicazione delle tecniche di isolamento e dissipazione alla base ad un edificio di culto a pianta basilicale. Il caso di studio analizzato è la Cattedrale di Santo Stefano in Concordia Sagittaria (VE) che presenta una singolare configurazione strutturale allo stato di fatto. In questa terza parte, che è stata portata ad un grado di approfondimento inferiore rispetto alle altre due, vengono esposti i primi risultati ottenuti dallo studio di una possibile proposta di intervento. I risultati incoraggianti ottenuti suggeriscono la percorribilità di tali tecniche di intervento alla base degli edifici monumentali

aprendo nuove prospettive di ricerca in questo campo che, ad oggi, presenta ancora pochi contributi scientifici.

Le indagini relative alle tre tipologie di costruzioni studiate sono state condotte mediante l'ausilio di analisi, statiche e dinamiche, non-lineari per materiale e per geometria su modelli numerici ad elementi finiti. Mediante il post-processo dei risultati ottenuti dalle analisi numeriche si è valutata l'efficacia delle tecniche proposte anche mediante comparazioni energetiche fra gli esiti di una struttura esistente e la corrispondente post-adequamento. Nella parte inerente il miglioramento sismico di torri snelle in muratura si è ricorsi anche alla validazione sperimentale mediante modellazione in scala ridotta.

Summary

In this work new techniques for seismic protection of historical buildings based on energetic dissipation and seismic isolation are proposed. The research activity was applied to three different building typologies: RC industrial frames built in the early 20th century, slender masonry towers and, lastly, monumental buildings (place of worship with a basilica plan).

Introduction presents a literature review and an overview of current guidelines about seismic improving interventions for historical buildings. After that, the work is organized in three parts dealing with the three typologies of buildings above mentioned.

The first part concerns seismic retrofitting of historical RC frames designed only for dead loads. Industrial buildings built in the early 20th century belong to this category. In detail, the proposed innovative technique is a seismic retrofitting through eccentric bracing systems using a new method of design. The developed method is easy to apply and then it could be used by engineers freelancers. The procedure was validated by applying it to two case studies: a 2D RC frame and a 3D frame belonging to industrial historical buildings of the early 20th century.

The second part is a study about techniques for seismic improvement of slender masonry towers. Firstly, after analyzing the particular seismic behavior of these buildings, a literature overview about classic techniques of seismic improvement was presented. In particular, vertical pre-compression and introduction of SMAD devices (with shape memory alloy). Then, a new technique of seismic improvement through introduction of hysteretic devices together partial pre-compression of the tower was elaborated. The new method was validated by numerical analysis and experimental tests on a scale model subjected to seismic input.

The third part, although less developed than the other ones, deals with an application of seismic isolation and dissipation techniques at the base of a worship building with a basilica configuration. The analyzed case study is the Santo Stefano Cathedral in Concordia Sagittaria (VE), characterized by a particular structural system. In this part preliminary results of a possible seismic improvement intervention are presented.

The work on the three types of buildings was carried out by means of Finite Element Models using different analyses: dynamic, static, non-linear for material and for geometry. The post-processing of numerical results allowed to evaluate the efficiency of the proposed techniques also by means of energy comparisons between existing structure and structure after seismic retrofitting. In the study of slender masonry towers

the validation of the method was performed also using experimental tests on a tower model in reduced scale.

Introduzione Miglioramento sismico di edifici storico-monumentali

I.1 Obiettivo della tesi

Il presente lavoro riguarda lo studio di tecniche innovative per la protezione sismica di edifici storico-monumentali. Le tecnologie antisismiche di maggiore interesse, con maggiore possibilità di sviluppo e più recentemente introdotte sono quelle dell'isolamento sismico e della dissipazione energetica. Queste metodologie, la cui applicabilità è da verificare di volta in volta in funzione delle peculiarità architettoniche, strutturali, storiche e allo stato di conservazione dell'edificio su cui si interviene, possono presentare, quando consapevolmente e correttamente utilizzate, indubbi vantaggi rispetto ai tradizionali procedimenti di intervento, potendo anche risultare fortemente convenienti anche dal punto di vista economico-prestazionale.

In genere con l'isolamento si opera in modo di ridurre drasticamente le forze sismiche applicate alla sovrastruttura, mentre con la dissipazione energetica si cerca di aumentare gli effetti di smorzamento mediante la localizzazione delle deformazioni in appositi dispositivi. Tali risultati si possono ottenere mediante interventi concentrati in zone limitate dell'edificio, con ridotto impatto architettonico e ridotta invasività dell'intervento. Diversamente dai metodi di intervento tradizionali, essi risultano adatti anche per strutture irregolari in altezza, caratteristica che si riscontra spesso negli edifici monumentali, in quanto comportano l'attenuazione anche dei modi vibrazionali torsionali.

A tali vantaggi si può unire la possibilità di mantenere l'edificio pienamente operativo per tutta la durata dei lavori di miglioramento sismico. Altro aspetto fondamentale delle tecniche di isolamento e dissipazione è la maggiore garanzia di preservazione dei beni culturali e artistici contenuti all'interno degli edifici monumentali per l'effetto di riduzione delle accelerazioni, e quindi delle forze e delle distorsioni, introdotte dal moto del terreno nella struttura.

Nonostante tali indubbe potenziali favorevoli caratteristiche, le tecniche di isolamento e dissipazione sono scarsamente utilizzate e conosciute a livello nazionale, applicate in pochissimi casi sugli edifici nuovi, ed in maniera ancora minore negli edifici esistenti. Alcune statistiche dimostrano che l'Italia, pur essendo il paese che nel mondo ha il maggior numero di opportunità di applicazione di tali tecnologie al patrimonio monumentale, è quello che in misura minore le utilizza.

Pertanto in questo lavoro, con riferimento alle tipologie di costruzioni storico-monumentali fra le più ricorrenti in Italia quali i telai in cemento armato dell'edilizia industriale dei primi del '900, le torri snelle di muratura e gli edifici di culto a pianta basilicale, si è affrontato il tema dell'applicazione di queste tecniche.

Per ogni tipologia di costruzione, si sono studiate e proposte tecniche innovative di protezione passiva compatibili con le peculiarità architettoniche, strutturali e storiche della tipologia stessa. Pertanto negli interventi proposti si sono tenuti in considerazione i criteri fondamentali del restauro, nella fattispecie il "minimo intervento", la "compatibilità", la "reversibilità" e la "distinguibilità", che sono anche i criteri perseguiti dalle attuali disposizioni nazionali in merito alla riduzione del rischio sismico del patrimonio tutelato.

Nel caso dei telai storici, trattati nella prima parte della tesi, ci si è concentrati su un intervento, già proposto in letteratura, che prevede l'introduzione di controventi dissipativi in acciaio tra le campiture dei telai. L'intervento studiato è "reversibile" poichè i controventi introdotti possono essere facilmente rimossi senza creare variazioni alla configurazione esistente dell'opera, "distinguibile" poiché gli elementi in acciaio introdotti determinano un forte contrasto tra l'esistente e il nuovo e "compatibile" perché garantisce un incremento di rigidezza, resistenza e una buona duttilità, compatibilmente con le caratteristiche delle membrature esistenti. Tali interventi, in opportuna combinazione con interventi di rinforzo locale ai meccanismi fragili eventualmente necessari, possono risultare quantitativamente contenuti e pertanto anche il criterio del "minimo intervento" può essere rispettato.

Per le torri snelle in muratura, trattate nella seconda parte della tesi, si è proposta una nuova tecnica di miglioramento sismico che prevede la precompressione parziale della canna della torre e l'introduzione di dispositivi isteretici in acciaio di tipo BRAD. Anche questo intervento è "reversibile", "distinguibile", "compatibile" con la tipologia strutturale e rispettoso anche del criterio del "minimo intervento" poiché non va a modificare l'architettura e l'estetica del manufatto. I cavi di precompressione e i dispositivi utilizzati infatti rimangono nascosti all'interno della canna della torre. Inoltre l'intervento proposto è anche economico poiché sia i cavi di precompressione e anche i dispositivi isteretici in acciaio di tipo BRAD presentano costi contenuti.

Per gli edifici di culto a pianta basilicale, trattati nella terza parte della tesi, ci si è limitati allo studio della particolare situazione del complesso monumentale di Concordia Sagittaria. La basilica di Santo Stefano è già parzialmente isolata, poiché quasi totalmente sotto-fondata per mettere alla luce un mosaico paleocristiano al di sotto del piano di calpestio della basilica. La situazione attuale comporta una forte irregolarità in pianta e soprattutto la labilità alle azioni orizzontali del monumento. L'intervento proposto prevede la regolarizzazione della situazione attuale andando a sottofondare completamente la basilica e quindi l'introduzione di vincoli "dissipativi" alle azioni orizzontali. Data la situazione particolare del monumento, con l'intervento proposto è in questo caso difficile rispettare i criteri alla base del restauro poiché la situazione è già stata "compromessa" con gli interventi svolti nel passato. In ogni caso l'intervento proposto è "compatibile" e "distinguibile", ma non può essere "reversibile".

Di seguito è riportata una breve introduzione ai concetti di isolamento e dissipazione, e lo stato dell'arte derivante dall'esame dei lavori presenti nella letteratura scientifica attinenti agli interventi di protezione passiva su edifici storico-monumentali. Infine sono riportati i riferimenti alla normativa tecnica nazionale ed internazionale che disciplina gli interventi per il miglioramento sismico delle costruzioni esistenti ed in particolare degli edifici storico-monumentali.

I.2 Introduzione all'isolamento e alla dissipazione energetica

Il ruolo dell'isolamento alla base e della dissipazione supplementare d'energia nella protezione sismica delle strutture può essere più facilmente compreso inquadrando il problema in termini di bilancio energetico, secondo la nota trattazione di Uang e Bertero [1], qui brevemente richiamata e riportata in maniera esaustiva nell'appendice A.

Il bilancio energetico di una struttura soggetta all'azione sismica, al generico istante t , distingue nel modo seguente i vari contributi in cui si suddivide l'energia sismica immessa dal terremoto $E_{in}^r(t)$:

$$E_{in}^r(t) = E_k^r(t) + E_{es}(t) + E_{vd}(t) + E_h(t) \quad (I.1)$$

dove si ha: l'energia cinetica relativa della struttura $E_k^r(t)$, di deformazione della struttura $E_{es}(t)$ (energia potenziale elastica), di smorzamento viscoso $E_{vd}(t)$, di smorzamento isteretico dovuto al danneggiamento e/o plasticizzazione della struttura $E_h(t)$. I termini $E_k^r(t)$, $E_{es}(t)$ determinano la parte di energia restituibile, mentre i termini $E_{vd}(t)$ ed $E_h(t)$ costituiscono la parte di energia dissipata. L'equazione (I.1) trascura il lavoro fatto dalle forze statiche $E_{st}(t)$ costanti durante l'azione sismica (ad esempio i carichi gravitazionali).

All'istante t_r in cui termina l'evento sismico e si ripristinano le condizioni di quiete quindi, l'energia totale restituibile del sistema si annulla e della relazione (I.1) rimane solamente:

$$E_{in}^r(t_r) = E_{vd}(t_r) + E_h(t_r) \quad (I.2)$$

che esprime il fatto che l'energia in ingresso viene completamente trasformata in energia dissipata per viscosità o per danneggiamento e/o plasticizzazione della struttura (energia consumata dai cicli isteretici del materiale).

La dissipazione energetica agisce sui termini a secondo membro della (I.2), accrescendone fortemente l'entità mediante l'introduzione di opportune tecnologie di dissipazione supplementare all'interno della compagine strutturale.

Ciò può essere ottenuto agendo su $E_{vd}(t_r)$ attraverso dispositivi a comportamento viscoso, oppure su $E_h(t_r)$ con elementi dissipativi di tipo elasto-plastico, onde limitare, in entrambi i casi, la significatività del termine $E_h(t_r)$ da parte della struttura (che rimane così in campo elastico) nel bilanciare l'energia d'ingresso $E_i^r(t_r)$.

Altrimenti, sempre allo scopo di non impegnare la struttura in campo plastico, è possibile operare direttamente sul termine $E_i^r(t_r)$ riducendone considerevolmente l'entità tramite un sistema d'isolamento alla base. In questo secondo caso, comunque, il controllo degli spostamenti del piano mobile richiede di dotare il sistema di una certa capacità dissipativa, pervenendo di fatto, per la maggior parte delle soluzioni tecnologiche offerte dalla ricerca applicata e dalle industrie operanti in questo settore, a strategie miste d'isolamento e dissipazione alla base.

I.2.1 L'isolamento sismico

L'ingegneria sismica tradizionale è basata sulla gerarchia delle resistenze (capacity design) e fa affidamento perciò al concetto di duttilità (locale e globale) per garantire che la struttura non crolli, anche se gravemente danneggiata, per un terremoto di elevata intensità. Tuttavia alcune strutture progettate secondo questi criteri non hanno avuto un comportamento soddisfacente alle azioni sismiche. Un esempio è il parcheggio California State University che il 17 Gennaio 1994 ha subito il collasso a causa del terremoto di Northridge.



figura 1 – Immagini del collasso del parcheggio California State University a causa del terremoto di Northridge del 17/01/1994

Un'altra filosofia di pensiero è quella di ridurre al minimo il danneggiamento strutturale concentrando lo spostamento alla base: la tecnica che permette di ottenere questo è l'isolamento sismico.

Il concetto che sta alla base dell'isolamento sismico è molto semplice: consiste nella ricerca del disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno (figura 2). Interponendo infatti elementi strutturali di bassa rigidezza, denominati isolatori, tra le fondazioni e la sovra-struttura si riesce ad ottenere una forte riduzione delle accelerazioni orizzontali su quest'ultima.

L'introduzione degli isolatori determina un forte incremento del periodo proprio strutturale e lo porta al di fuori del range critico di frequenze che comportano le massime accelerazioni della località considerata. Inoltre si conferisce alla struttura una forma del primo modo di vibrazione che comporta la quasi totalità delle deformazioni localizzata nei nuovi elementi strutturali a bassa rigidezza introdotti, imponendo alla sovra-struttura un comportamento di moto rigido (caratterizzato dalla quasi totale assenza di deformazione e pertanto di danneggiamento).

Di conseguenza l'isolamento sismico permette di:

- evitare completamente il danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali;
- evitare anche il danneggiamento o la perdita di funzionalità delle apparecchiature o dei beni contenuti all'interno dell'edificio.

Si tiene a precisare che il concetto di isolamento sismico è totalmente indipendente da quello di smorzamento, anche se l'introduzione di un certo livello di smorzamento è molto utile al fine di ridurre possibili effetti di amplificazione delle accelerazioni in condizioni di risonanza con la frequenza imposta con l'isolamento. Un eccessivo smorzamento della frequenza di isolamento però può compromettere l'efficacia dell'isolamento poiché rende più importanti gli effetti delle frequenze più elevate.



figura 2 – Idea alla base dell'isolamento sismico: disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno

L'isolamento sismico è quindi particolarmente adatto per:

- edifici la cui funzionalità deve essere garantita immediatamente dopo il terremoto;
- edifici il cui contenuto ha più valore della struttura stessa;
- strutture particolarmente critiche per la sicurezza;
- edifici storici, in cui gli interventi con le tecniche tradizionali sarebbero troppo invasivi e/o non sufficienti.

I.2.1.1 Cenni teorici

Il comportamento di un edificio isolato può essere ottenuto utilizzando un semplice modello a due gradi di libertà in cui la massa m_s rappresenta la sovrastruttura e la massa m_b rappresenta la massa a livello del piano di isolamento. Tutti gli elementi strutturali si presume siano linearmente elastici con smorzamento viscoso lineare. Poiché la maggior parte dei sistemi di isolamento sono intrinsecamente non lineari, questa analisi sarà una approssimazione in cui la rigidità e lo smorzamento efficace dovrà essere stimato a partire da un processo di linearizzazione equivalente. I parametri del modello sono riportati in figura 3:

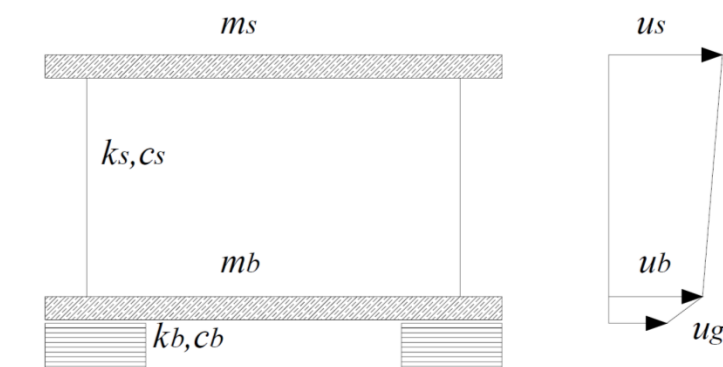


figura 3 – Sistema a due gradi di libertà per la schematizzazione di una struttura con isolamento sismico [2]

Una trattazione dettagliata del comportamento di questo modello sottoposto ad input sismico si trova in [2]. Vengono di seguito riassunti i risultati più significativi.

Si derivano gli spostamenti relativi da quelli assoluti riportati in figura 3, $d_s = u_s - u_b$ e $d_b = u_b - u_g$.

La pulsazione della struttura a base fissa è pari a $\omega_s = \sqrt{k_s/m_s}$, la pulsazione del sistema isolato è invece pari a $\omega_b = \sqrt{k_b/(m_s + m_b)}$, e si assume che queste siano molto distanti tra loro.

Il rapporto delle pulsazioni al quadrato $\varepsilon = \omega_b^2/\omega_s^2$, generalmente compreso tra 10^{-1} e 10^{-2} determina una misura della distanza tra le due pulsazioni. È necessaria anche la definizione di un rapporto tra le masse $\gamma = \frac{m_s}{m_s+m_b}$ in ogni caso sempre minore di 1.

I fattori di smorzamento per la sovra-struttura ed il sistema isolato sono rispettivamente $\beta_s = \frac{c_s}{2m_s\omega_s}$ e $\beta_b = \frac{c_b}{2\omega_b(m_s+m_b)}$ e sono in genere dello stesso ordine di grandezza di ε .

La figura 4 mostra le prime due forme di vibrazione del modello a due gradi di libertà che descrive il sistema con isolamento.

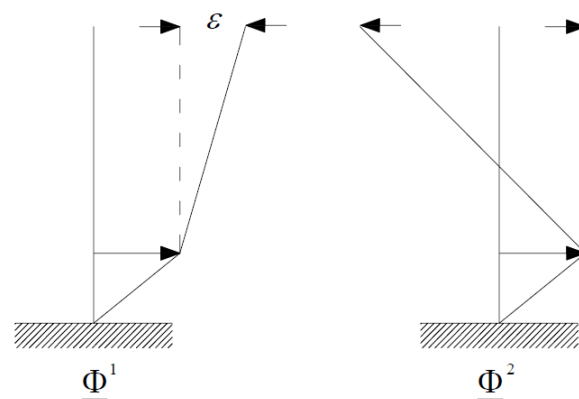


figura 4 – Prime due forme di vibrazione del sistema a due gradi di libertà per la schematizzazione di una struttura con isolamento sismico [2]

La sovra-struttura rimane quasi indeformata nella forma modale ϕ^1 , mentre la forma modale ϕ^2 determina deformazioni dello stesso ordine di grandezza per isolatore e sovra-struttura, ma in direzione opposta.

La prima forma modale mette in luce l'efficacia dell'isolamento, se si introduce una rigidezza sufficientemente piccola le deformazioni sulla sovra-struttura sono molto ridotte. La seconda forma modale invece evidenzia che elevate accelerazioni che eccitano il secondo modo di una struttura isolata non sono accompagnate da un taglio alla base proporzionale alla somma delle masse, poiché queste si muovono in contrapposizione.

1.2.1.2 Cenni storici

Una trattazione più dettagliata dell'evoluzione storica dell'isolamento sismico si può trovare in [3], in questo paragrafo ne vengono riassunti brevemente i punti principali.

La prima idea di isolamento sismico risale forse a 2500 anni fa. Molti tempi greci infatti furono costruiti su strati di terreno soffice per la protezione dai terremoti, i principali esempi sono:

- il tempio di Artemide ad Efeso (eretto nel VI secolo a.C. e riedificato nel 416 a.C. dopo un incendio), fu costruito su strati alterni di carbone e velli di lana;

- il tempio Heraion di Olimpia (VI secolo a.C.) anche questo costruito su strati alterni di carbone e velli di lana;
- il tempio di Atena ad Ilion (III secolo a.C.) costruito su strati di sabbia e pietrisco.

La tecnica dell'isolamento sismico mediante l'interposizione di strati di terreno soffice in fondazione era ben conosciuta anche alla popolazione Inca del Perù, ne sono un esempio:

- le maestose mura della città di Cuzco (XIII secolo) le cui fondazioni sono realizzate su uno strato isolante di sabbia e sassi profondo all'incirca un metro;
- il suggestivo monastero di Santa Catalina ad Arequipa (XVI secolo) anche questo con fondazioni realizzate su uno strato isolante di sabbia e sassi.

Nel 1870 Touvaillon progettò un edificio residenziale, inserendo tra la sovrastruttura dalla fondazione dei rulli, che potevano scorrere in apposite nicchie di geometria ellittica al fine di garantire il ritorno alla posizione iniziale in caso di rotolamento del rullo.

Nel 1885 l'inglese John Milne progettò e realizzò una costruzione dotata di un particolare dispositivo di isolamento sismico costituito da sfere che permettevano lo scorrimento della struttura.

Nel 1906 Jacob Bechtold propose una struttura sismoresistente, consistente in una piastra indeformabile, capace di sostenere l'edificio, semplicemente appoggiata su corpi sferici di materiale rigido.

Nel 1909 il medico inglese Jhoannes Avetican Calantarientes prevede l'interposizione di uno strato di talco fra la struttura e le sue fondazioni capace di disaccoppiare il moto della struttura da quello del suolo. Con tale tecnica ottenne una cospicua riduzione delle accelerazioni pur se con rilevanti spostamenti.

In Italia, intanto, il famoso terremoto del 1908 distrusse Messina e Reggio Calabria, con ingente tributo in vite umane e spinse il governo italiano a ricercare una soluzione per preservare i tipici edifici in muratura del meridione da futuri eventi. Fu anche presa in considerazione l'ipotesi di dotare le costruzioni di dispositivi d'isolamento sismico, ricalcando i metodi utilizzati in tempi antichi, ovvero strati di sabbia e pietrisco tra suolo e struttura o anche sistemi di rulli interposti fra fondazione e sovrastruttura che ne permettessero lo scorrimento, ma non fu seguita, preferendo la via della rigidità e della resistenza, ossia quella di progettare edifici incastrati alla base, imponendo severe limitazioni in altezza e tenendo conto degli effetti del sisma attraverso una certa azione orizzontale.

Al contrario, Frank Lloyd Wright progettò l'Imperial Hotel a Tokyo, la cui costruzione fu completata nel 1921, prevedendo fondazioni su uno strato di terreno compatto, spesso poco più di 2 m, che a sua volta poggiava su uno strato di limi melmosi, profondo circa 20 m.

La prima applicazione moderna dell'isolamento sismico è quella della scuola Pestolazzi di Skopje in Macedonia, ricostruita a seguito di un sisma nel 1960. Il sistema di isolamento utilizzato rappresenta il prototipo degli attuali dispositivi elastomerici.

Con la costruzione di impianti nucleari si rese indispensabile l'adozione di sistemi di protezione sismica di massima sicurezza e affidabilità. È in quest'ottica che nascono le prime applicazioni dell'era moderna dell'isolamento sismico. Si ricorda infine la prima applicazione italiana del 1981: la stazione dei vigili del fuoco di Napoli.

I.2.1.3 Tipologie di isolatori

Le principali tipologie di isolatori in commercio sono di seguito elencate:

- *Isolatori elastomerici*: Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero (gomma) collegati tra loro mediante vulcanizzazione. Sono realizzati con mescole elastomeriche ad alto smorzamento e garantiscono mediamente uno smorzamento viscoso equivalente del 10% e una deformazione a taglio del 100%.

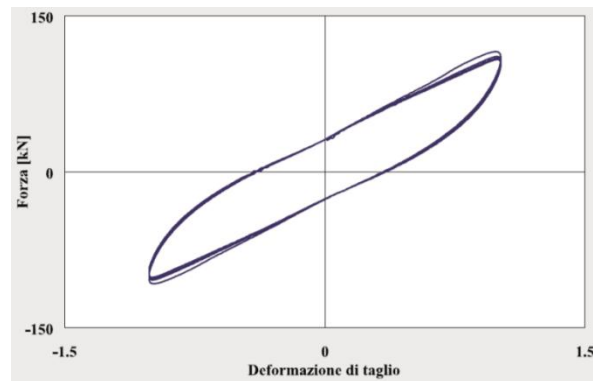


figura 5 – Isolatore elastomerico e relativo ciclo isteretico [4]

- *Isolatori elastomerici con nucleo in piombo*: Sono sempre sono costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero (gomma) collegati tra loro mediante vulcanizzazione, in aggiunta presentano un nucleo centrale di forma cilindrica in piombo. La plasticizzazione del nucleo permette di raggiungere uno smorzamento viscoso equivalente del 30% circa.

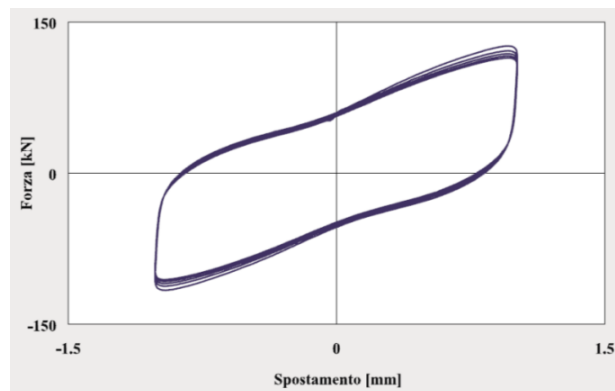
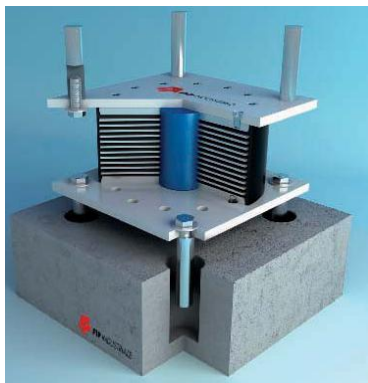


figura 6 – Isolatore elastomerico con nucleo in piombo e relativo ciclo isteretico [4]

- *Isolatori a scorrimento a superficie curva*: Gli isolatori a scorrimento a superficie curva usano la forza di gravità come forza di ricentraggio. Il loro funzionamento è analogo a quello del pendolo, infatti la loro applicazione impone il periodo proprio strutturale che sarà funzione del raggio di curvatura della superficie utilizzata. La dissipazione energetica è fornita dall'attrito della superficie di scorrimento. Nel caso di spostamenti elevati si possono avere isolatori con doppia superficie curva.

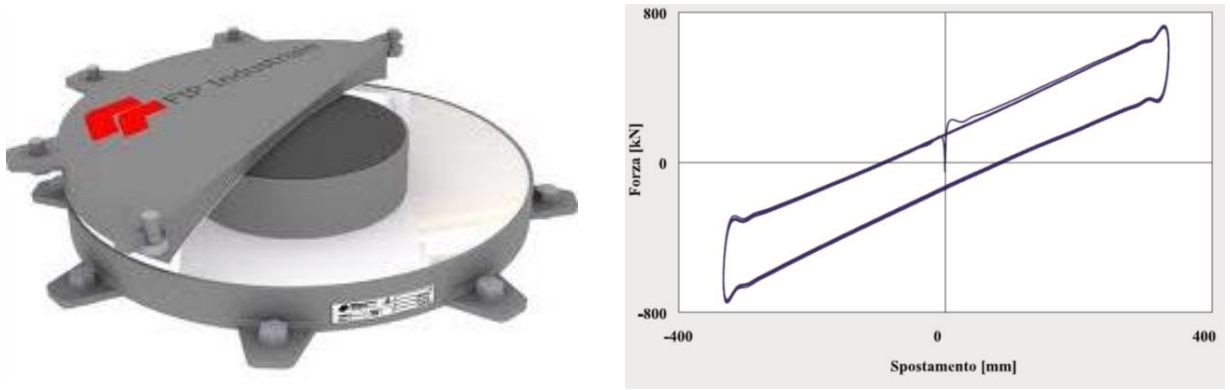


figura 7 – Isolatore a scorrimento a superficie curva e relativo ciclo isteretico [4]

I.2.2 La dissipazione energetica

L'obiettivo dell'introduzione di dissipazione energetica supplementare nelle costruzioni di nuova concezione ed in quelle esistenti è quello di dissipare gran parte dell'energia indotta dal sisma mediante i dispositivi introdotti e preservare il resto della struttura in modo che questa garantisca la resistenza alle azioni gravitazionali anche dopo il sisma.

I sistemi di dissipazione energetica si distinguono in due grandi categorie: dissipatori dipendenti dallo spostamento e dissipatori dipendenti dalla velocità.

I principali sistemi di dissipazione dipendenti dallo spostamento sono quelli basati sullo snervamento dei metalli e quelli basati sull'attrito i cui cicli isteretici sono riportati in figura 8.

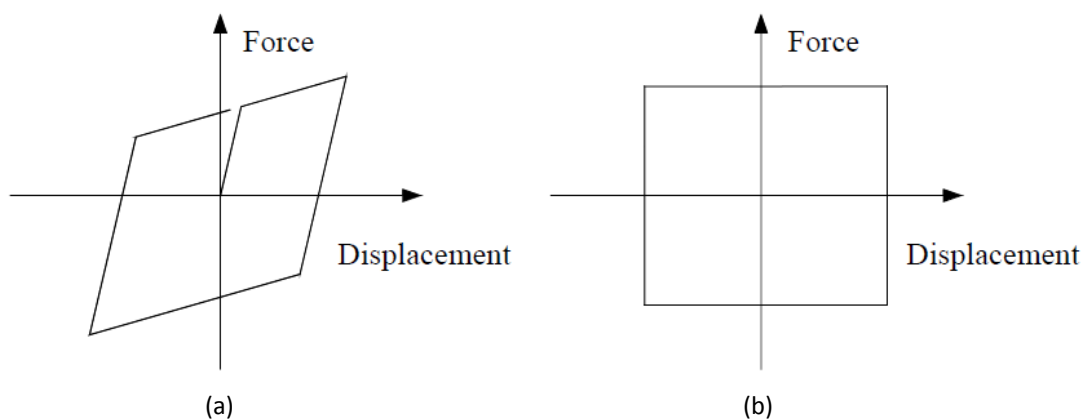


figura 8 – Cicli isteretici dissipatori: (a) ciclo di un dissipatore elasto-plastico , (b) ciclo di un dissipatore ad attrito [5]

I principali sistemi di dissipazione dipendenti dalla velocità sono quelli basati sulla deformazione di materiale solido visco-elastico e quelli basati sul passaggio forzato di fluido viscoso attraverso appositi orifizi. In figura 9 sono riportati i cicli isteretici dei dissipatori dipendenti dalla velocità:

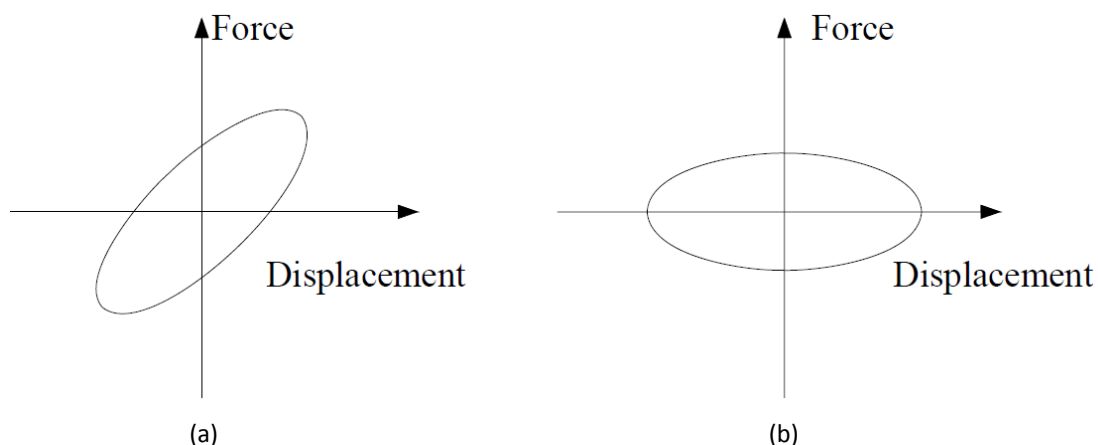


figura 9 – Cicli isteretici dissipatori: (a) dissipatore visco-elastico; (b) dissipatore fluido-viscoso [5]

Gli smorzatori visco-elastici solidi si avvalgono di materiali polimerici o vetrosi che dissipano energia per effetto delle deformazioni tangenziali (questa tipologia di dissipatori è ormai superata poiché permette

una limitata dissipazione), mentre quelli fluido-viscosi si basano sulla deformazione di oli siliconici e dal passaggio degli stessi attraverso appositi orifici.

I.2.2.1 Dissipazione dipendente dallo spostamento

Un sistema efficace per dissipare l'energia in input data dal sisma è sfruttare le proprietà di deformazione plastica di elementi metallici. I classici criteri di progettazione antisismica delle strutture prevedono che la dissipazione energetica avvenga in determinati elementi strutturali della costruzione, denominati anche fusibili strutturali. Pertanto con una corretta progettazione si vanno a localizzare le deformazioni in questi fusibili permettendo così alla struttura di dissipare l'energia immessa dal terremoto. La figura 10 mostra due tipologie di dispositivi isteretici elasto-plastici.

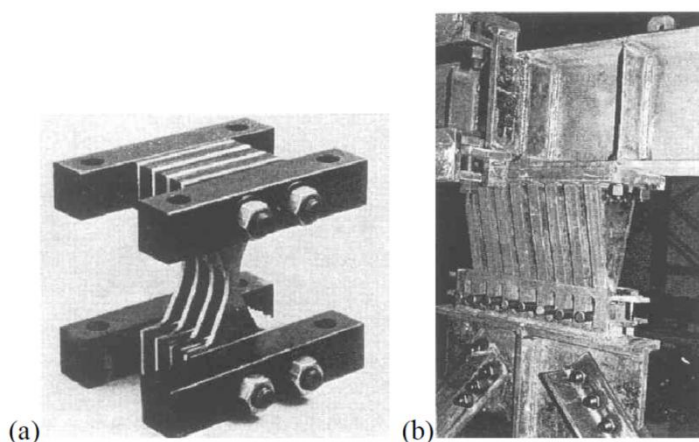


figura 10 – Dissipatori isteretici elastoplastici: (a) dissipatore a X; (b) dissipatore triangolare

La figura 11 mostra alcuni cicli isteretici sperimentali relativi agli elementi in figura 10 (a). Questi mettono in evidenza la capacità di dissipare energia di tali dispositivi oltre il limite elastico.

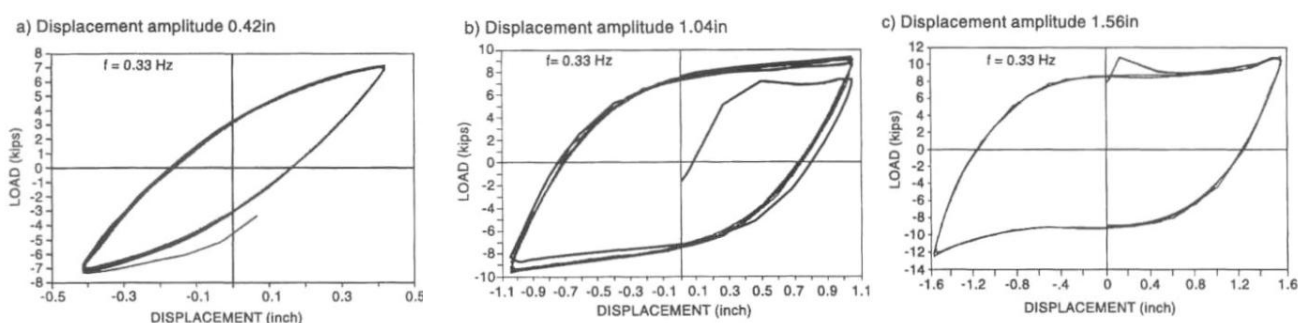


figura 11 – Cicli dissipatore isteretico elasto-plastico al variare dell'ampiezza di spostamento

Lo studio del comportamento dei dissipatori isteretici elasto-plastici presuppone la conoscenza delle proprietà meccaniche del materiale impiegato. In figura 12 viene riportato il classico legame elasto-plastico tensione-deformazione di una barra di acciaio sottoposta a trazione. L'estensione dei modelli monotoni ad azioni di tipo ciclico determina la definizione di opportune leggi di carico e scarico. In questo contesto l'assegnazione del punto Y' in figura 13 in cui avviene lo snervamento lungo il ramo di compressione è condizionata dal cosiddetto effetto Bauschinger.

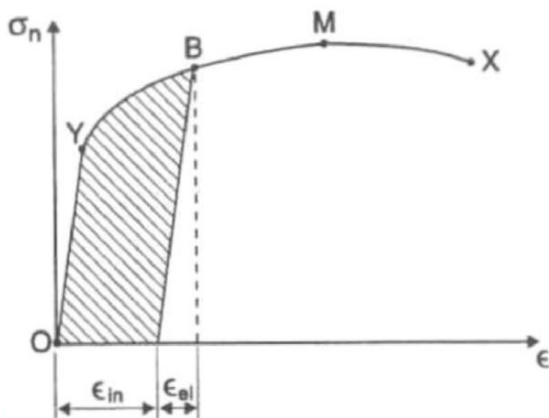


figura 12 – Legame tensione deformazione di una barra di acciaio sottoposta a trazione monotona

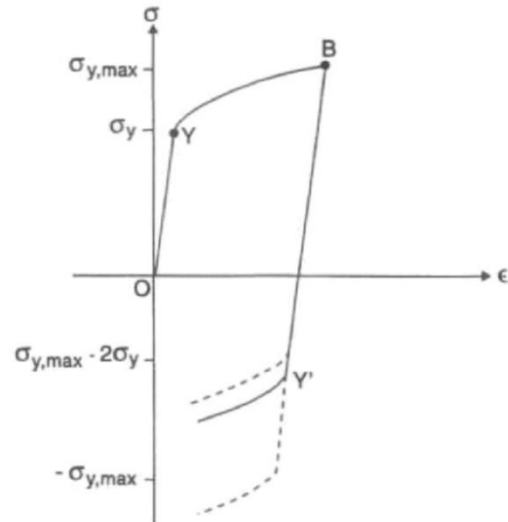
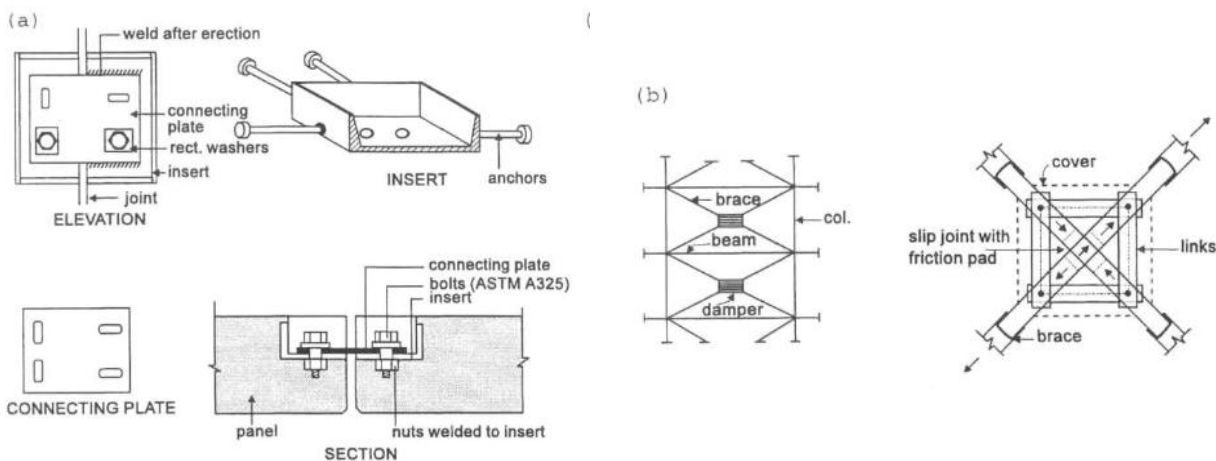


figura 13 – Snervamento a compressione influenzato dall'effetto Bauschinger

È inoltre importante tenere in considerazione due aspetti fondamentali:

- una parte rilevante della dissipazione isteretica è convertita in calore che determina il surriscaldamento dello smorzatore metallico stesso. Questo surriscaldamento può compromettere le prestazioni dei metalli le cui proprietà meccaniche sono influenzate dalla temperatura.
- bisogna escludere la crisi del materiale durante i cicli isteretici. È fondamentale tutelarsi dalla crisi per fatica oligociclica, ossia per numero limitato di cicli oltre il limite elastico.

Un'altra tipologia di dissipazione dipendente dallo spostamento, molto applicata in campo sismico, è quella ottenuta con i dissipatori ad attrito. Questi dissipano energia attraverso il meccanismo di attrito che si sviluppa all'interfaccia di due superfici solide che scorrono relativamente l'una sull'altra. La figura 14 mostra alcuni smorzatori ad attrito: (a) Limited Slip Bolted (SLB) joint; (b) X-braced, lo smorzatore inserito nel punto d'incrocio di diagonali ad X; (c) Sumitomo Frinction Damper (SFD) e (d) Energy Dissipation Restraint (EDR) sono dissipatori mono-assiali; (e) Slotted Bolted Connection.



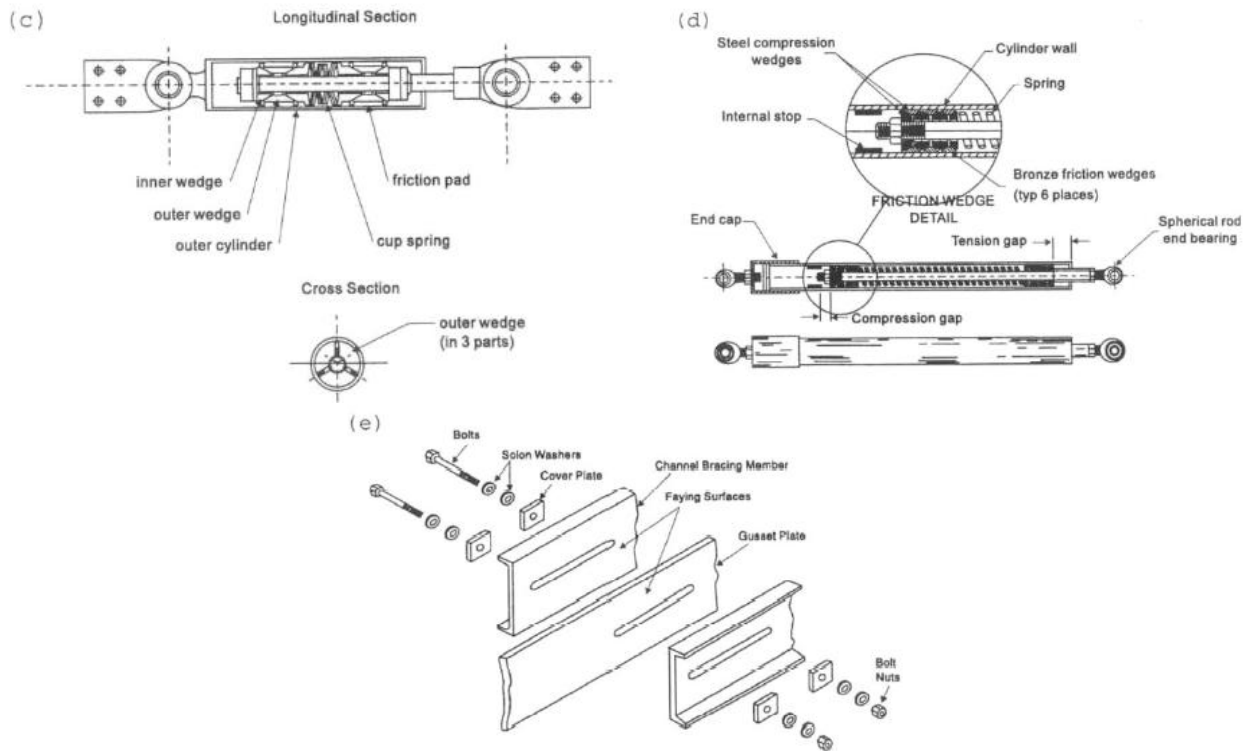


figura 14 – Dissipatori isteretici ad attrito

In figura 16 sono riportati i cicli isteretici del dissipatore ad attrito SLB in figura 15(a) a seconda del trattamento della superficie di attrito.

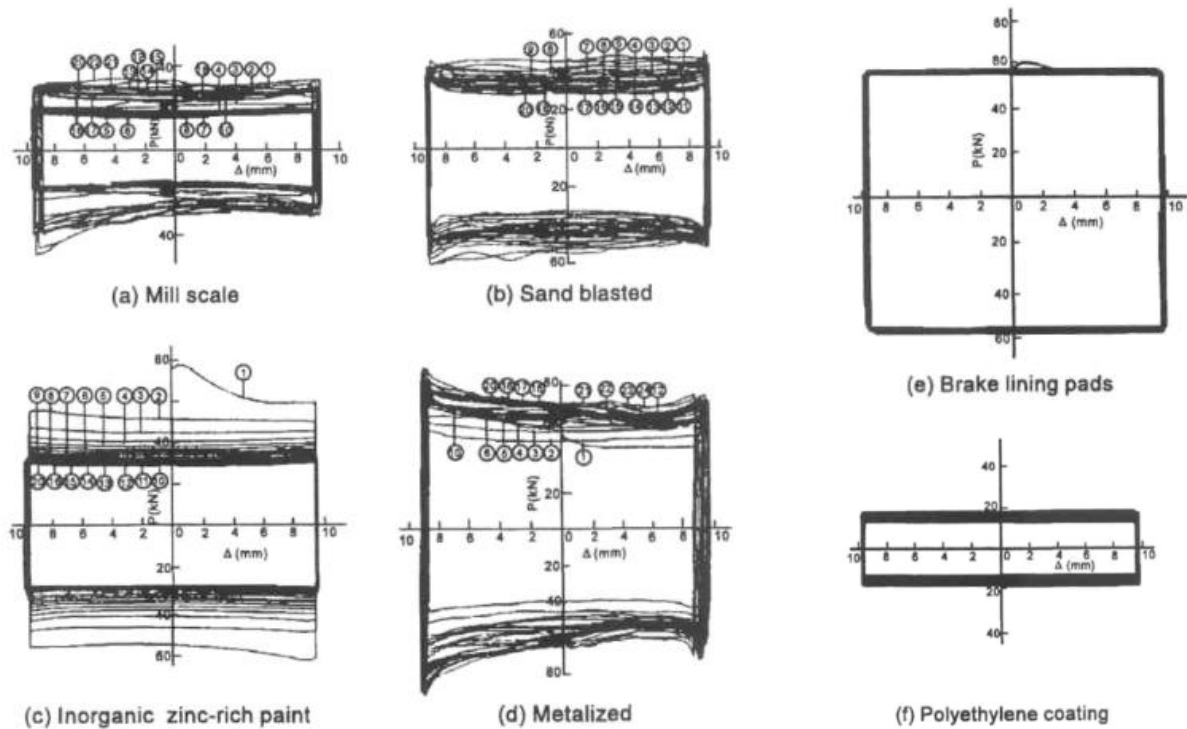


figura 15 – Cicli isteretici del dissipatore SLB in figura 15(a)

Il funzionamento dei dissipatori ad attrito si basa sul lavoro delle forze di attrito definite, a livello macroscopico, della teoria di Coulomb. Analizzando l'attrito a scala microscopica, esso è dovuto all'irregolarità delle superfici a contatto e risente moltissimo della formazione di stratificazioni osside o d'impurità superficiali.

Durante lo scorrimento relativo, le asperità delle superfici a contatto subiscono fenomeni locali di deformazione elastica, elasto-plastica e visco-elastica, eventualmente influenzati dai fenomeni termici associati alla dissipazione energetica. Le proprietà del materiale e delle stratificazioni superficiali determinano in particolare deformazioni duttili o rotture fragili che modificano lo stato delle superfici a contatto.

I.2.2.2 Dissipazione dipendente dalla velocità

Gli smorzatori visco-elastici si avvalgono di materiali polimerici o vetrosi che dissipano energia per effetto delle deformazioni tangenziali. La figura 16 mostra un dispositivo visco-elastico che, inserito nella struttura, dissipa energia quando le vibrazioni strutturali producono scorrimenti relativi fra la piastra centrale e le flangie laterali.

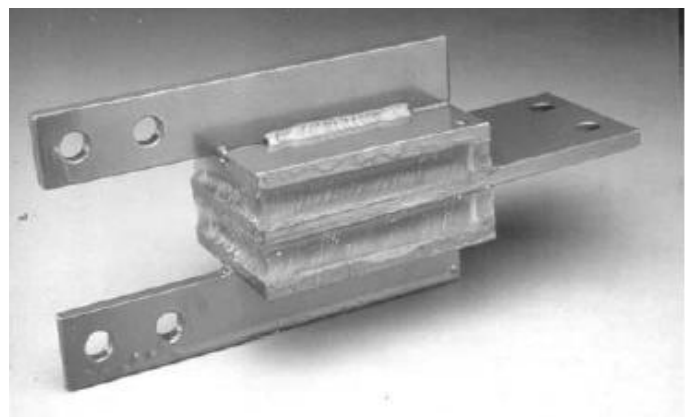
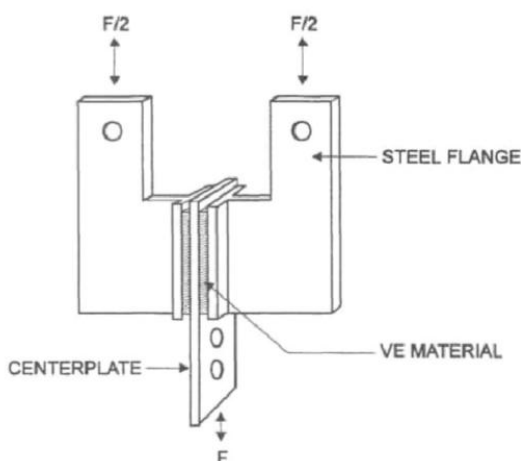


figura 16 – Dissipatore visco-elastico [6]

Le prime applicazioni in campo civile riguardano la mitigazione delle vibrazioni indotte dal vento. Le applicazioni degli smorzatori visco-elastici in campo sismico sono più recenti e presentano maggiori problematiche poiché la protezione sismica delle strutture richiede una dissipazione di grandi quantità d'energia che non sempre si riescono a raggiungere con questi dispositivi. Inoltre la risposta di questi materiali visco-elastici sotto carichi dinamici dipende dalla frequenza delle vibrazioni, dal livello di deformazione e dalla temperatura ambientale.

I dissipatori fluido-viscosi invece sono solitamente realizzati mediante sistemi oleodinamici costituiti da un pistone che si muove in un cilindro riempito di olio silconico [7].

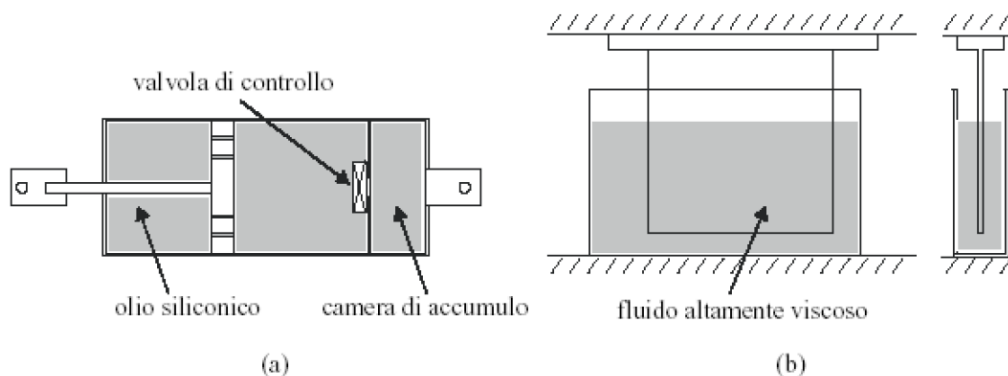


figura 17 – Soluzioni tipiche per dissipatori viscosi: (a) dispositivo oleodinamico; (b) parete viscosa [8]

La testa del pistone suddivide il cilindro in due camere comunicanti attraverso degli orifizi opportunamente progettati. La presenza del braccio del pistone provoca una compressione del fluido nel passaggio da una camera all'altra, che determina un comportamento complessivo non puramente viscoso, ma visco-elastico (figura 17a).

Questo determina una riduzione dell'efficienza dissipativa del dispositivo, che può essere evitata mediante l'utilizzo di un apposito sistema, costituito da una camera di accumulo e da una valvola di controllo, in modo da rendere nulla la forza di richiamo del fluido.

In figura 18 si riporta un classico dissipatore a pistone, ed in figura 19 si riportano i cicli isteretici dello stesso al variare delle temperatura e della frequenza di eccitazione [7].

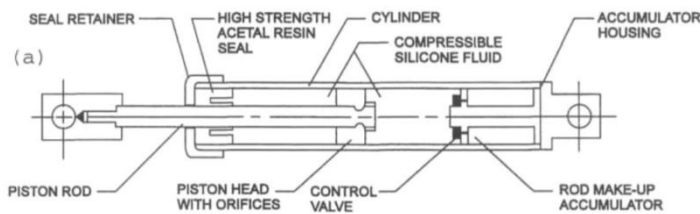


figura 18 – Dissipatore fluido-viscoso a pistone con oli siliconici [7]

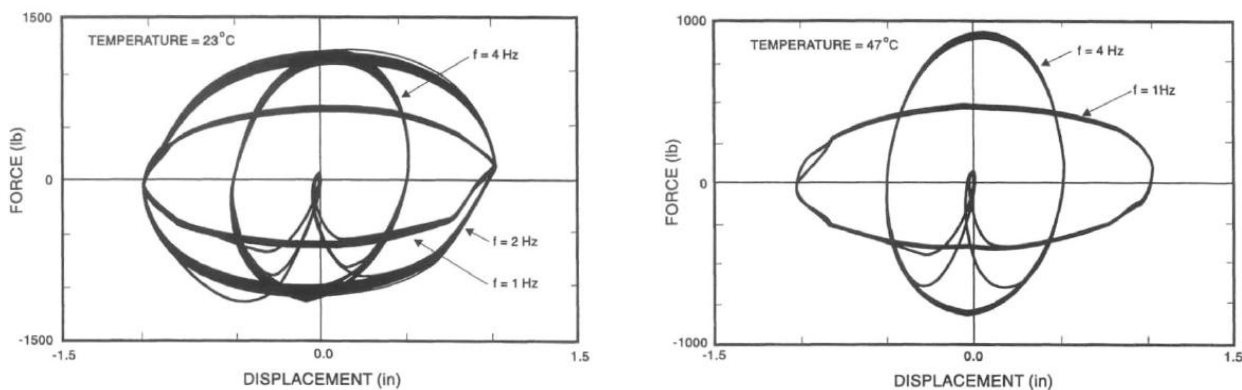


figura 19 – Ciclo isteretico dissipatore fluido-viscoso [7]

Una differente tipologia di dissipatori viscosi [9] è quella basata sulla deformazione di un fluido altamente viscoso, disposto in un contenitore al cui interno è forzata a muoversi una piastra di acciaio (figura 17b). Per l'efficienza del dispositivo, inseribile nelle maglie di un telaio (figura 20) e tale da agire sugli spostamenti d'interpiano [10] si richiedono grandi volumi di fluido, che presentano, però, una forte dipendenza dalla temperatura ambientale e dalla frequenza di carico.

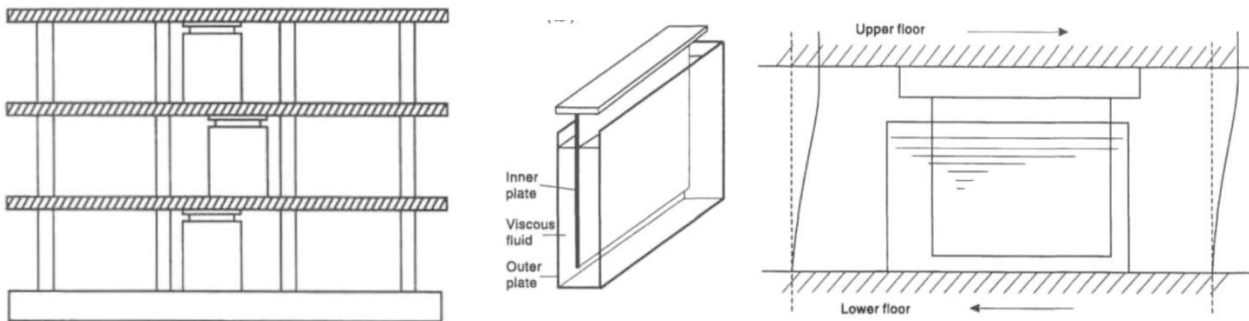


figura 20 – “Viscous damping wall” (VDW) prodotto da Sumitomo Construction Company [10]

I.2.2.3 Tipologie di dissipatori

Le principali tipologie di dissipatori in commercio sono di seguito riportate:

- Dissipatori viscosi: sono dei dispositivi in cui la laminazione di un fluido siliconico attraverso un idoneo circuito idraulico permette la dissipazione energetica. Il legame è non-lineare ed è descritto dalla seguente relazione $F = C v^\alpha$, dove F è la forza, C è la costante di smorzamento e v è la velocità e $\alpha = 0,15 \div 1,0$ è l'esponente che regola la non-linearità del dispositivo.

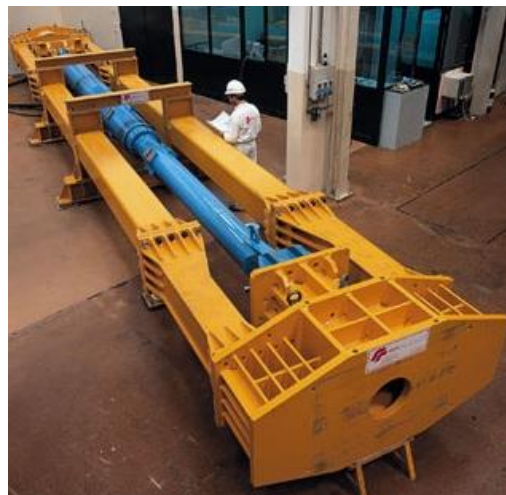


figura 21 – Dissipatore fluido-viscoso [4]

- Dissipatori isteretici in acciaio: sfruttano la plasticizzazione di elementi in acciaio di forma opportuna, progettata per garantire un comportamento ciclico stabile. Ne esistono di varie tipologie:
 - elementi a falce di luna,
 - a piolo,
 - assiali ad instabilità impedita (BRAD).

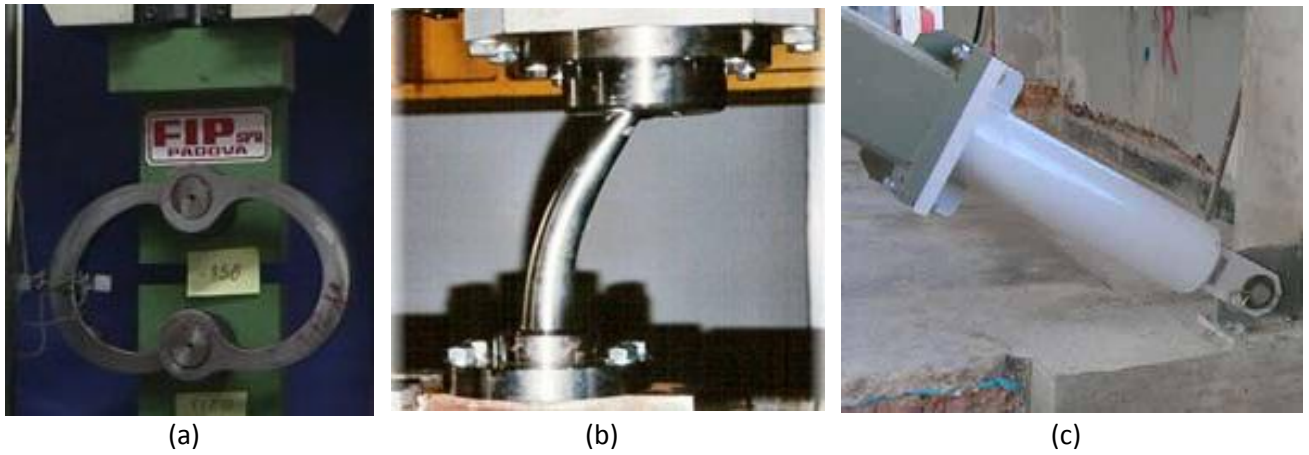


figura 22 – Dissipatori isteretici in acciaio: (a) elementi a falce di luna; (b) a piolo; (c) BRAD [4]

- Dispositivi in lega a memoria di forma SMAD: sono dispositivi assiali di vincolo che sfruttano le proprietà super-elastiche delle leghe a memoria di forma. La curva forza-spostamento, è caratterizzata da uno o più plateaux permette di limitare la forza massima trasmessa alla struttura a cui sono connessi.

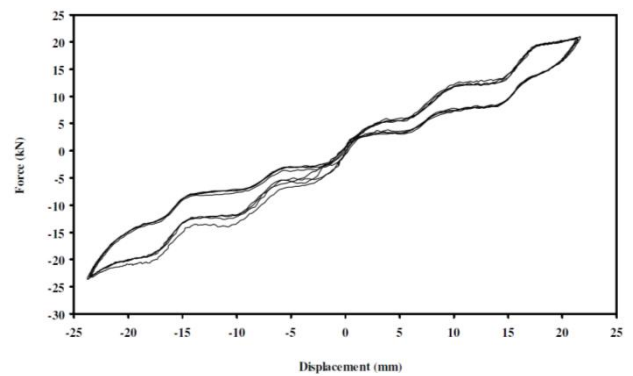


figura 23 – Dispositivi in lega a memoria di forma SMAD [4]

I.3 Stato dell'arte degli interventi di protezione passiva su edifici storico-monumentali

La letteratura scientifica in merito agli interventi di protezione passiva eseguiti su edifici storico-monumentali presenta pochi contributi a conferma che il tema dell'applicazione di queste tecniche è un argomento attuale e ancora non del tutto investigato. In questo paragrafo viene riportato un breve riassunto dei contributi più interessanti. Questi vengono suddivisi secondo le due categorie di protezione passiva: isolamento sismico e dissipazione energetica.

I.3.1 Interventi di isolamento sismico

I principali lavori relativi all'isolamento sismico di edifici storico monumentali sono dovuti a De Luca e altri [11], Manos e altri [12] e Sendova e altri [13].

Il lavoro di De Luca e altri [11] consiste in una campagna di prove pseudo-dinamiche effettuate su un modello in scala reale (figura 24) di un sotto-assemblaggio del monastero San Vicente de Fora (un monumento tipico di Lisbona, eretto tra la fine del XVI e l'inizio del XVIII secolo) dotato di un sistema di isolamento sismico.



figura 24 – Modello in scala reale di un sotto-assemblaggio del monastero San Vicente de Fora [11]

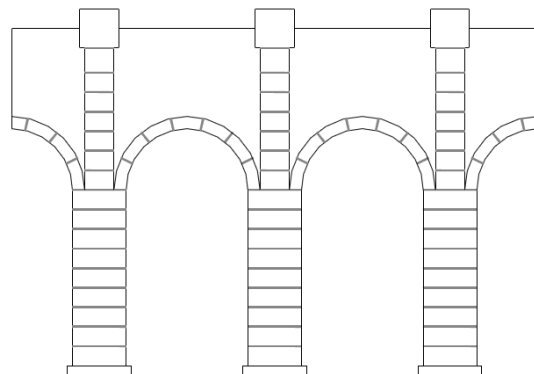


figura 25 – Schema del sotto-assemblaggio del monastero San Vicente de Fora [11]

Il modello consiste di una successione di archi e colonne in muratura e rappresenta un elemento architettonico-strutturale molto ricorrente negli edifici monumentali, in particolare nelle chiese (figura 25). Le prove sono state realizzate presso l'European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) del Centro di Ricerca della Commissione Europea (JRC) ad Ispra. Per simulare le effettive condizioni al contorno con spostamenti relativi verticali ed orizzontali delle due estremità pari a zero, è stato applicato alle due estremità del modello un post-tensionamento orizzontale.

L'effetto del carico verticale risultante dalla parte superiore del monumento, non incisa nel modello di prova, è stato simulato attraverso attuatori verticali disposti in prossimità delle colonne. Alla base di ciascuna colonna si registra per effetto degli attuatori e del peso proprio della struttura un valore del carico

verticale pari ad 824 kN. La massa totale inerziale che oscilla con la trave di muratura è stata stimata in 400 t che includono le masse delle altre parti del monumento che non poggiano sulle colonne. Il primo periodo del sotto-assemblaggio calcolato dopo la fessurazione dovuta all'applicazione del carico ciclico è pari a 0,87s. I dispositivi scelti per il sistema di isolamento sono costituiti da supporti elastomerici ad alto smorzamento (HDRB). Per introdurre il sistema di isolamento, è stata predisposta una connessione rigida tra le basi delle colonne attraverso una trave in calcestruzzo armato 0.40 x 0.80 m, come riportato nello schema di figura 26.

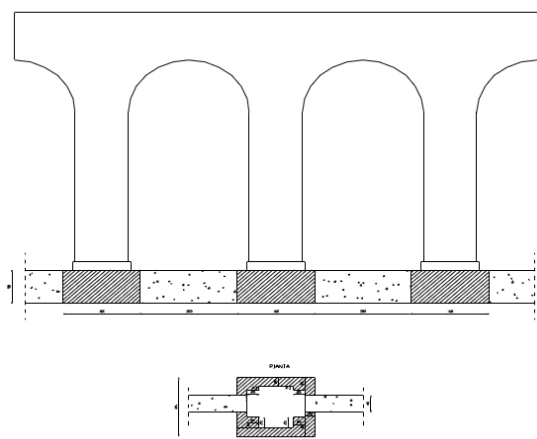


figura 26 – Schema della trave in cemento armato che connette le colonne [11]

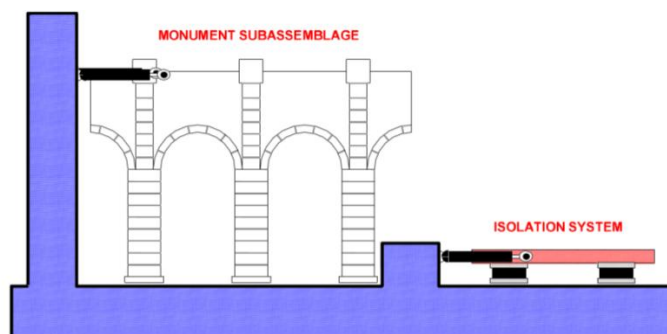


figura 27 – Metodo di sottostrutturazione adottato nelle prove pseudo-dinamiche [11]

Il sistema di isolamento scelto alla fine del progetto consiste di 3 HDRBs, uno sotto ciascuna colonna, con un diametro di 400 mm e una altezza totale di gomma di 108mm. L'elastomero è caratterizzato da un modulo di taglio G pari a 0.8MPa, e la tensione di lavoro sotto i carichi verticali è di 6.7 MPa. Tale sistema di isolamento, per una deformazione tagliante γ pari al 100% dell'altezza in gomma, consente di portare il primo periodo del sotto-assemblaggio a 2.5 s.

Nelle prove pseudo-dinamiche è stato utilizzato un metodo di sotto-strutturazione (figura 27) sicchè i dispositivi di isolamento non sono stati direttamente collocati al di sotto del sotto-assemblaggio in muratura: le due parti del modello isolato alla base B.I. (muratura ed isolatori) sono state testate separatamente ed è stata considerata analiticamente l'interazione tra di esse. Grazie alla soluzione della sottostrutturazione, sono state utilizzate nel modello di prova scale differenti per le due parti (muratura ed isolatori): il sottoassemblaggio monumentale è in scala reale, mentre per il sistema di isolamento sono stati utilizzati 4 HDRBs con un diametro di 250 mm ed una altezza totale di gomma di 66 mm invece dei tre isolatori $\Phi 400$ progettati con altezza totale in gomma di 108 mm.

Le forze e gli spostamenti misurati sono stati corretti numericamente durante le prove per tener conto delle scale differenti delle due parti costituenti il modello. La strategia della sottostrutturazione adottata nelle prove pseudo-dinamiche consente anche di considerare differenti valori del modulo di taglio G , così nelle prove sono stati simulati due differenti rigidezze per l'elastomero: una gomma "rigida" caratterizzata da $G=0.8$ MPa che porta il periodo a 2.5 s, e una gomma "deformabile" con $G=0.4$ MPa, che porta il periodo a 3.5 s.

Le prove pseudo-dinamiche sono state effettuate con due accelerogrammi, riportati in figura 28, già utilizzati anche per le prove sul modello in muratura a base fissa, e corrispondono rispettivamente ad un

terremoto di moderata intensità (periodo di ritorno 174 anni) e ad uno di elevata intensità (periodo di ritorno 975 anni). Nelle prove l'accelerogramma di elevata intensità è stato applicato al modello con un fattore di scala pari ad 1,5.

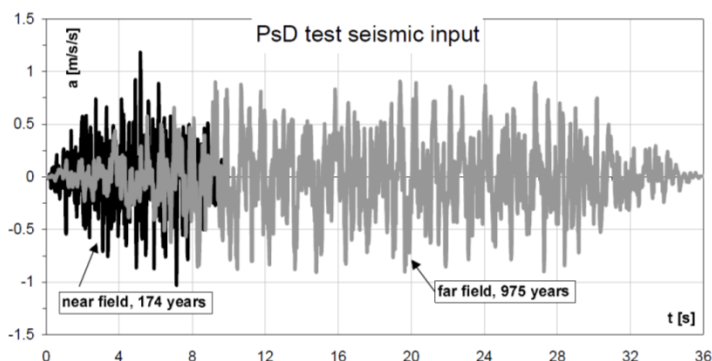


figura 28 – Accelerogrammi utilizzati [11]

Nella figura 29 è riportata la risposta ciclica sperimentale in termini di forza resistente globale e di spostamento relativo tra gli isolatori ed il sotto-assemblaggio in muratura. Negli stessi diagrammi sono riportate le analoghe risposte sperimentali ottenute dalle prove sul modello a base fissa. Il confronto tra la risposta del modello isolato alla base (B.I.) e la risposta del modello a base fissa (F.B.) permette di valutare quantitativamente i vantaggi derivanti dall'introduzione del sistema di isolamento alla base.

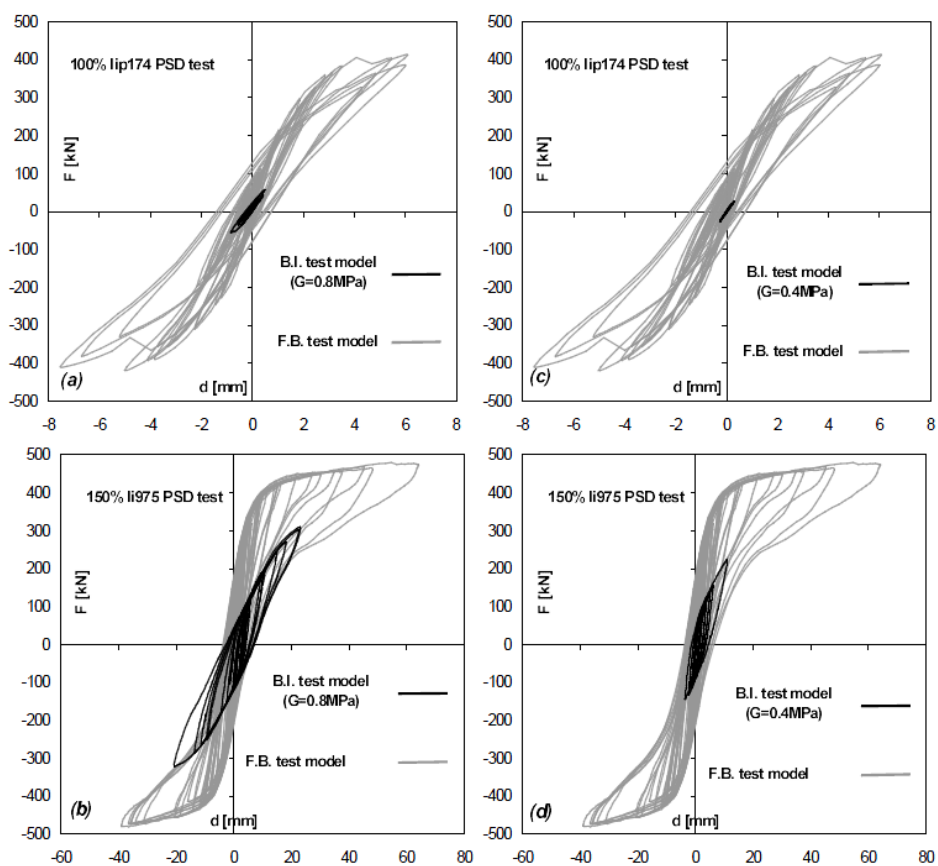


figura 29 – Risposta ciclica forza-spostamento: confronto tra il modello a base fissa e quello con isolamento alla base [11]

Il lavoro di Manos e altri [12] presenta i risultati di una serie di analisi numeriche sul comportamento dinamico di due chiese di tipo bizantino della Macedonia Occidentale:

- La chiesa di “Metamorfosi tou Sotiros” in Zavorda con pianta a forma di croce e cupola centrale (figura 30, figura 31);
- La chiesa di “Virgin Mary” in Tourniki con pianta a forma rettangolare (figura 37 e figura 38).

La chiesa di “Metamorfosi tou Sotiros” in Zavorda

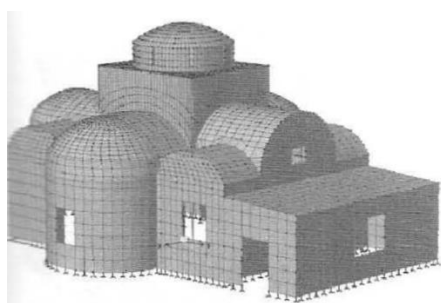


figura 30 – Chiesa di Metamorfosi tou Sotiros in the monastic complex of Zavorda [12]

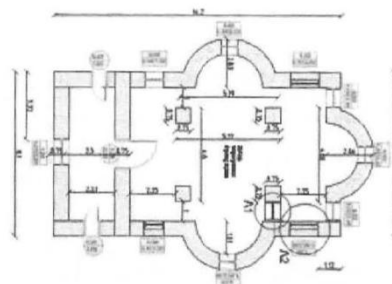


figura 31 – Pianta della chiesa di Metamorfosi tou Sotiros in the monastic complex of Zavorda [12]

La chiesa di “Metamorfosi tou Sotiros” in Zavorda è stata costruita nel XVI secolo e presenta dimensioni in pianta pari a 10.5 m x 7.4 m. Gli absidi in direzione nord-sud hanno diametro pari 4.44m e altezza pari a 2 m, mentre quello a sud presenta diametro pari a 3.85 m e altezza pari a 1.90 m. I muri perimetrali sono di spessore pari a 75 cm. La cupola ha diametro pari a 3.5m, altezza di 1.86 m e spessore pari a 0.3 m. Le indagini sono state effettuate mediante analisi elastiche lineari su modello agli elementi finiti. Il materiale presenta modulo elastico pari a 2500MPa e coefficiente di Poisson pari a 0.2.

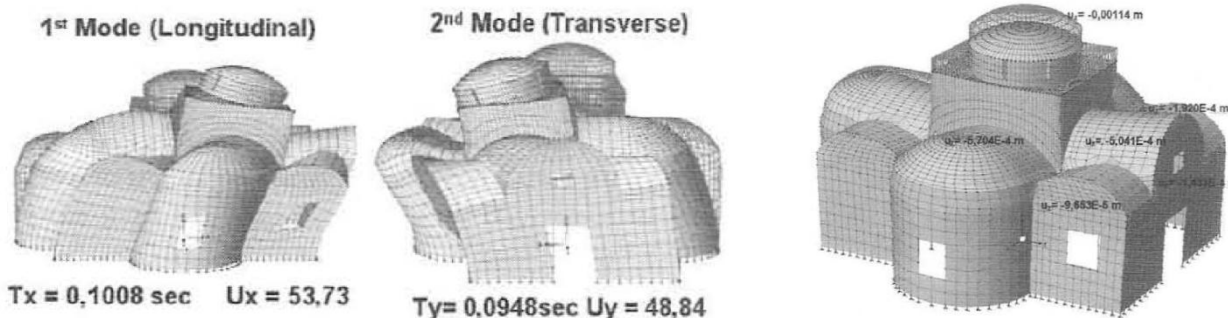


figura 32 – Prime due forme modali della chiesa [12]

figura 33 – Deformazione dovuta ai carichi gravitazionali. Spostamento verticale massimo 1.14 mm [12]

L’analisi modale determina le due prime forme di vibrazione, di periodo pari a circa 0.1 secondi. Le forme modali in figura 32 sono traslazionali nelle due direzioni e mobilitano essenzialmente la massa della cupola centrale, quella delle volte e una parte ridotta di quella dei muri perimetrali (figura 32). La cupola è infatti un sottosistema flessibile e molto pesante.

Il carico gravitazionale della cupola e delle volte determina la flessione fuori piano delle pareti perimetrali come mostrato in figura 33. Se gli absidi non fossero presenti, le azioni sismiche sarebbero contrastate dalla sola rigidità nel piano dai muri perimetrali. Con gli absidi viene incrementata la rigidità fuori piano e

pertanto le azioni sismiche sono equamente ripartite in sollecitazioni nel piano e fuori piano nei muri perimetrali, come evidenziato in figura 34 e figura 35, dove sono riportate le deformazioni della struttura sottoposta alla combinazione dei carichi gravitazionali con quelli sismici nelle due direzioni rispettivamente.

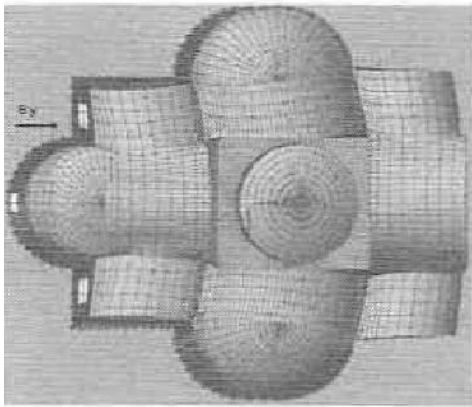


figura 34 – Deformazioni in combinazione sismica: spostamento massimo in sommità della cupola pari a 4.49mm [12]

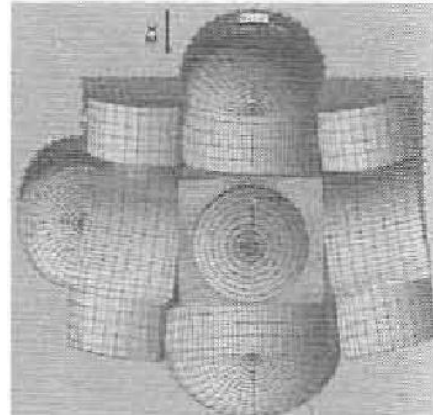


figura 35 – Deformazioni in combinazione sismica: spostamento massimo in sommità della cupola pari a 3.63mm [12]

Per evidenziare i punti della struttura che vanno in crisi per stress di trazione, compressione o taglio, i valori delle tensioni determinati mediante analisi lineari sono stati tagliati quando la tensione agente supera i seguenti limiti:

- la tensione normale supera la resistenza a compressione della muratura assunta pari a 3,85 MPa;
- la tensione normale supera la resistenza a trazione della muratura assunta pari a 0,192 MPa;
- la tensione tangenziale supera la resistenza a taglio della muratura, determinata con la seguente relazione $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$.

In figura 36 è riportato il risultato del processo di confronto tra capacità e domanda nel quale sono evidenziate le zone critiche.

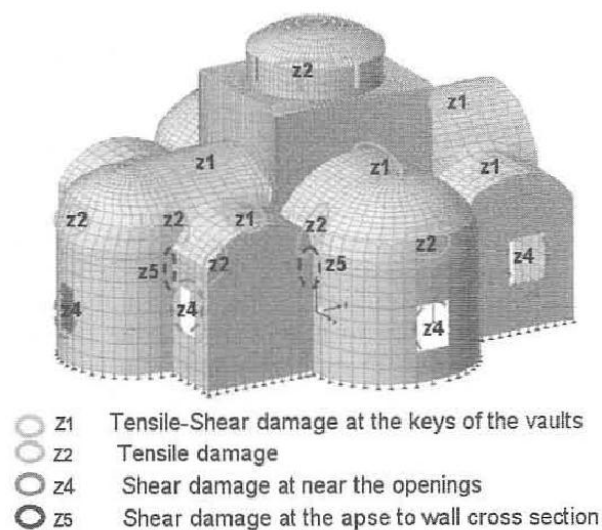


figura 36 – Potenziali zone di danneggiamento [12]

Sulla base dei risultati sintetizzati in figura 36, si può affermare che oltre il danno di taglio (z4), che è previsto sulle pareti periferiche vicino alle aperture, regioni con diffusi danni di trazione-taglio (z1) sono presenti presso le chiavi delle volte. Danneggiamento a trazione (z2) o solamente a taglio (z3) è previsto agli attacchi delle volte e delle absidi con le pareti periferiche. Tutte le zone critiche di potenziale danneggiamento riportate in figura 36 sono credibili, e sono confermate dai danni reali rilevati in sito dopo il forte terremoto del 1995.

La chiesa di “Virgin Mary” in Tourniki

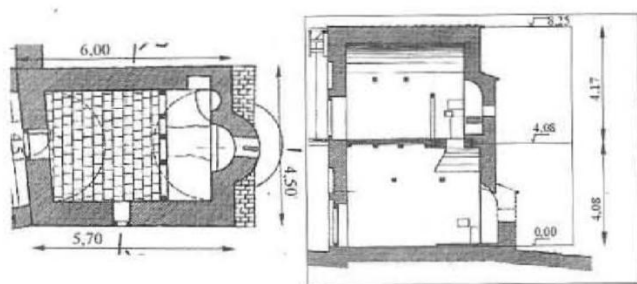


figura 37 – Pianta e sezione della chiesa di “Virgin Mary” in Tourniki [12]

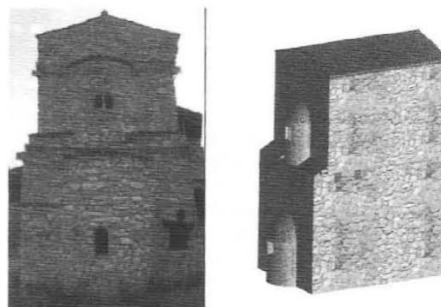


figura 38 – Chiesa di “Virgin Mary” in Tourniki [12]

La chiesa di “Virgin Mary” in Tourniki è stata costruita nel XI secolo, e presenta pianta rettangolare di dimensioni pari a 6 m x 4.5 m circa, lo spessore dei muri è pari a 70 cm. È organizzata in 2 piani e nella parte est sono presenti due absidi: uno per piano come evidenziato in figura 37 e figura 38. Le indagini sono state effettuate mediante analisi elastiche lineari su modello agli elementi finiti. Il materiale presenta modulo elastico pari a 2500MPa e coefficiente di Poisson pari a 0.2.

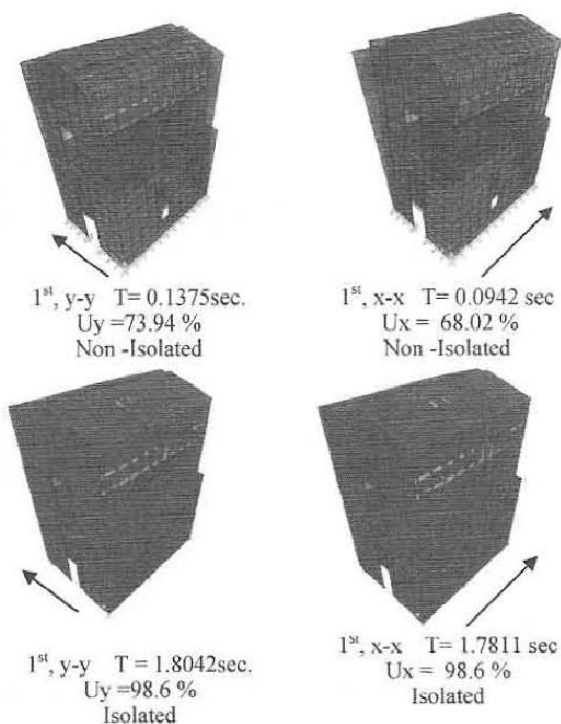


figura 39 – Periodi e forme di vibrazione [12]

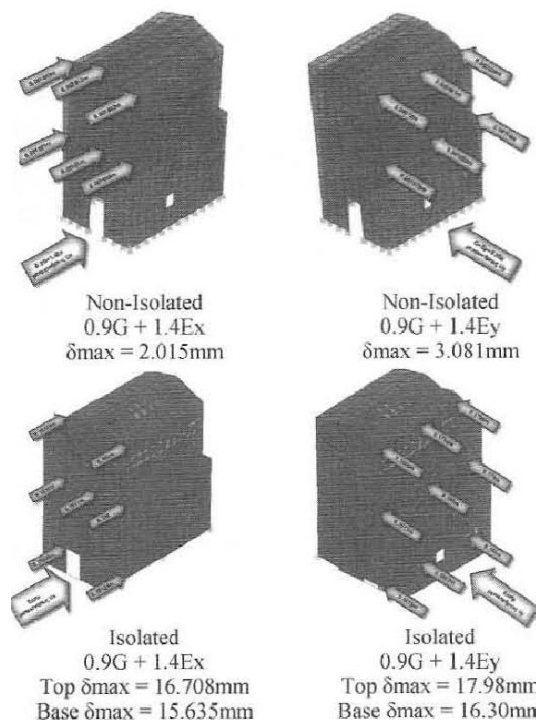


figura 40 – Deformazioni in combinazione sismica [12]

L'indagine numerica per questa chiesa è stata condotta anche per considerare un possibile intervento di isolamento alla base mediante sei isolatori con un diametro di 300 mm ciascuno, situati ai quattro angoli e al centro delle pareti longitudinali.

La figura 39 mostra i modi di vibrare nelle due direzione della chiesa allo stato di fatto e di quella con intervento di isolamento sismico. Mediante l'intervento si passa da un periodo di 0.12 secondi ad uno di 1.8 secondi. In figura 40 invece vengono riportate le deformazioni dovute alla combinazione dei carichi gravitazionali con l'azione sismica secondo le combinazioni riportate. Si può notare come la struttura isolata si sposti molto di più rispetto a quella nello stato di fatto, con gran parte dello spostamento però concentrato sui dispositivi introdotti. Mediante l'intervento di isolamento è determinata invece la riduzione degli spostamenti relativi della sovra-struttura.

Il procedimento per la valutazione delle zone critiche di tensione è lo stesso effettuato per la chiesa precedente. Per la struttura non-isolata la domanda di tensione normale alla base è molto superiore alla capacità, mentre per la struttura isolata la domanda viene notevolmente ridotta ed è compatibile con il limite assunto. Lo stesso vale anche per lo sforzo di taglio, anche se in alcuni punti la domanda è ancora superiore alla capacità (figura 41).

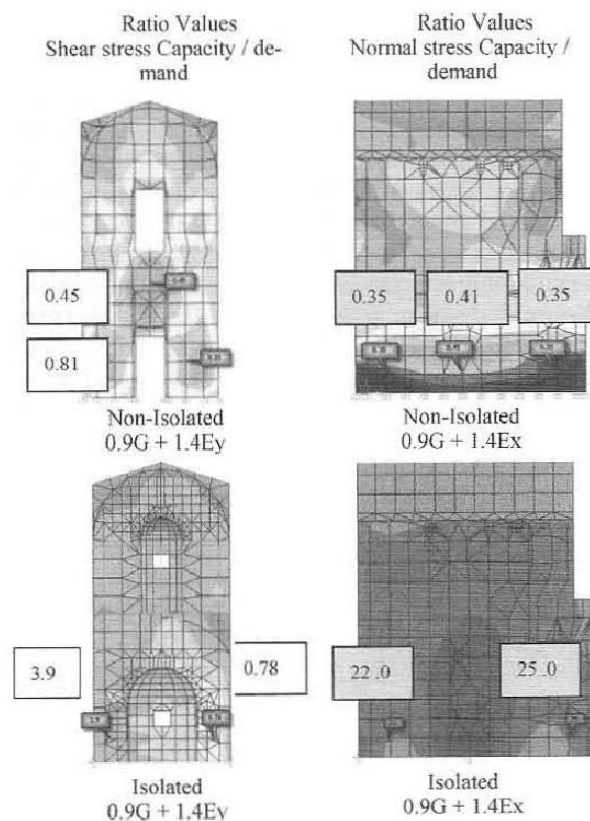


figura 41 – Confronto domanda capacità in termini di tensione normale e tangenziale [12]

Nel lavoro di Sendova e altri [13] vengono effettuate delle prove sperimentali su un modello in scala per testare l'efficienza dell'isolamento sismico applicato agli edifici monumentali. Il caso studio è la chiesa di S.Nikita in Macedonia che vuole rappresentare un prototipo delle chiese bizantine della zona. Il modello è realizzato in scala 1:2,75 (figura 42) ed è stato testato su tavola vibrante nel laboratorio dell'IZIIS di Skopje in Macedonia, in tre configurazioni:

- configurazione che rappresenta lo stato di fatto (M-SN-EXIST);
- configurazione che simula un rinforzo con tiranti ed iniezioni (M-SN-STR);
- configurazione con isolamento sismico alla base (M-SN-BIC).



figura 42 – Modello della chiesa di Santa Nikita in configurazione (M-SN-BIC) [13]

Il sistema di isolamento è realizzato mediante 8 isolatori elastomerici in gomma. Inoltre, per precauzione sono stati installati dei dispositivi di fine corsa che limitano lo spostamento entro un valore massimo, compatibile con il limite di spostamento ultimo degli isolatori. In tabella 1 sono riportate le caratteristiche degli isolatori utilizzati (figura 43).

tabella 1 – Caratteristiche degli isolatori sismici [13]

Circular cross-section, $D = 13.1$ cm	$F = 134.7$ cm ²
Total height	$H = 15.1$ cm
No. of rubber elements	$N_g = 10$
No. of steel sheets	$N_c = 9$
Thickness of rubber element	$D_g = 1.06$ cm
Thickness of steel sheet	$D_c = 0.5$ cm
Sliding modulus of rubber	$G \cong .20$ kN/cm ²
Stiffness of an isolator	$K = 2.5$ kN/cm
Stiffness of a system of 8 isolators	$K_8 = 20$ kN/cm
Mass of the church model	$m = 29.6$ t
Expected (designed) period of the model M-SN-BIC	$T = 0.80-1.0$ sec

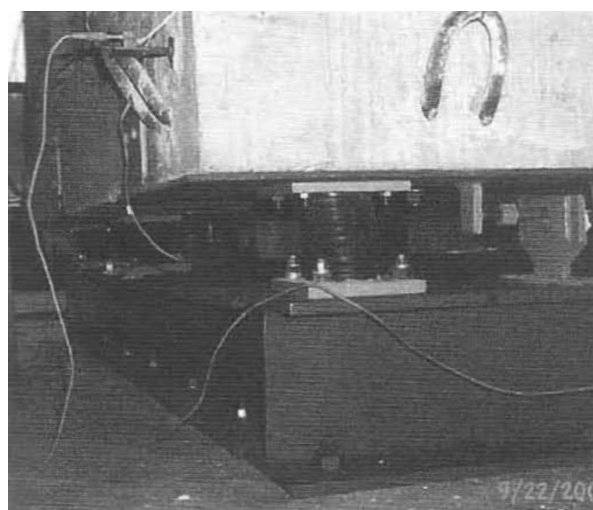


figura 43 – Immagine degli isolatori elastomerici [13]

In tabella 2 sono riportati i risultati in termini di spostamenti e accelerazioni massime ottenute per il modello (M-SN-BIC) sottoposto al sisma El-Centro scalato nelle varie accelerazioni riportate. Nella tabella 3 viene riportato il confronto con i modelli nelle altre due configurazioni analizzate, sempre al variare dell'intensità sismica considerata e del sisma considerato.

tabella 2 – Risultati in termini di accelerazione e spostamento - modello M-SN-BIC (sisma El Centro) [13]

Input		Foundation		Top of the dome	
Acc (g)	Disp (mm)	Acc (g)	Disp (mm)	Acc (g)	Disp (mm)
0.17	9.0	0.07	11.0	0.10	12.0
0.30	18.0	0.10	23.0	0.16	35.0
0.40	27.0	0.19	32.0	0.22	40.0
0.49*	33.0	0.24	44.0	0.39	65.0
0.54*	36.0	0.27	48.0	0.68	73.0
0.60*	42.0	0.30	63.0	0.82	97.0

tabella 3 – Confronto dei risultati in termini di accelerazione per le tre configurazioni del modello [13]

Earthquake	Input acc (g)	Output acceleration (in g) for the church models					
		M-SN-EXIST		M-SN-STR		M-SN-BIC	
		lev 1	lev 2	lev 1	lev 2	lev 1	lev 2
El Centro	0.17	0.29	0.55	0.20	0.47	0.08	0.10
El Centro	0.30	-	-	0.65	1.10	0.11	0.16
El Centro	0.49	-	-	0.91	1.59	0.26	0.39
El Centro	0.54	-	-	0.77	1.41	0.35	0.68
El Centro	0.60	-	-	-	-	0.42	0.82
Petrovac	0.19	0.39	0.76	0.27	0.48	0.09	0.15
Petrovac	0.40	-	-	0.77	1.36	0.15	0.28
Breginj	0.28	-	-	0.20	0.40	0.10	0.16
Breginj	0.38	-	-	0.34	0.79	0.14	0.23

lev 1 – Base of the tambour, lev 2 – Top of the dome.

Dal confronto dei risultati sperimentali possono essere fatte le seguenti considerazioni:

- con l'isolamento alla base si è ottenuta una riduzione del 50% delle accelerazioni;
- il modello isolato non ha subito danni per sismi di piccola e media intensità, mentre per i sismi di elevata intensità ($a_g=0.5g$) il danno è stato minimo e riparabile con interventi di modesta entità;
- poiché la struttura è simmetrica solo rispetto l'asse longitudinale, l'eccitazione applicata ai modelli in direzione trasversale determina una risposta caratterizzata da torsione, questo accade anche nel modello isolato poiché la disposizione degli isolatori non permette di far coincidere il baricentro delle masse con quello delle rigidezze;
- per i sismi più elevati nel modello (M-SN-BIC) si raggiungono spostamenti pari a 63 mm alla base, che diventano 25 cm se portati in scala reale.

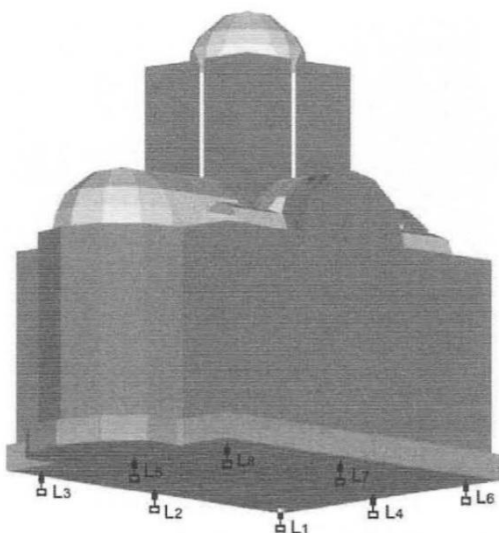


figura 44 – Modello numerico con isolatori [13]

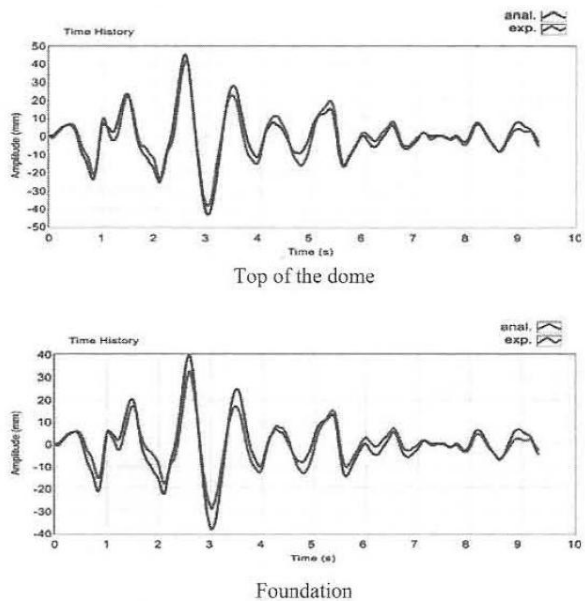


figura 45 – Confronto tra i risultati del modello numerico e i risultati sperimentali (sisma El Centro con $a_g=0.4g$) [13]

Per confermare i risultati ottenuti per via sperimentale, i tests sono stati simulati per via numerica mediante il modello riportato in figura 44, ottenendo una buona corrispondenza come si evince dal confronto degli spostamenti riportato in figura 45 ottenuti per il sisma El Centro con $a_g=0.4g$. Il modello numerico ha riprodotto con precisione il comportamento ottenuto dalle analisi sperimentali. Gli spostamenti alla base del modello isolato mettono in evidenza un forte componente torsionale (in figura 46 è riportato il confronto degli spostamenti degli isolatori L1 ed L3 per il sima El Centro con $a_g=0.6g$).

Per ridurre gli spostamenti e gli effetti torsionali evidenziati è stata simulata mediante modello numerico (figura 47) l'introduzione di dissipatori viscosi a livello del piano di base. Mediante l'introduzione dei dissipatori fluido-viscosi si è abbattuto lo spostamento alla base del 40% e si sono annullati anche gli effetti torsionali come riportato in figura 48.

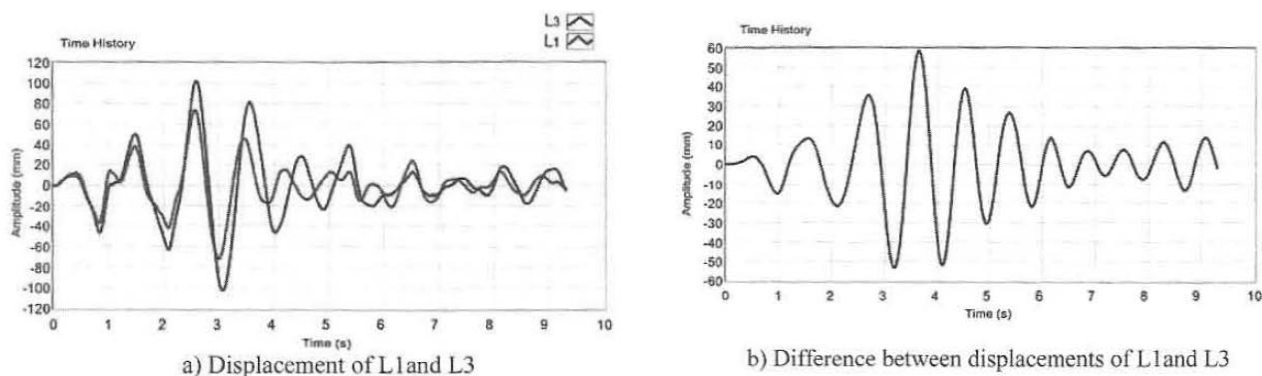


figura 46 – Confronto tra gli spostamenti dell'isolatore L1 e quelli dell'isolatore L3, modello con isolatori (sisma El Centro con $a_g=0.6g$) [13]

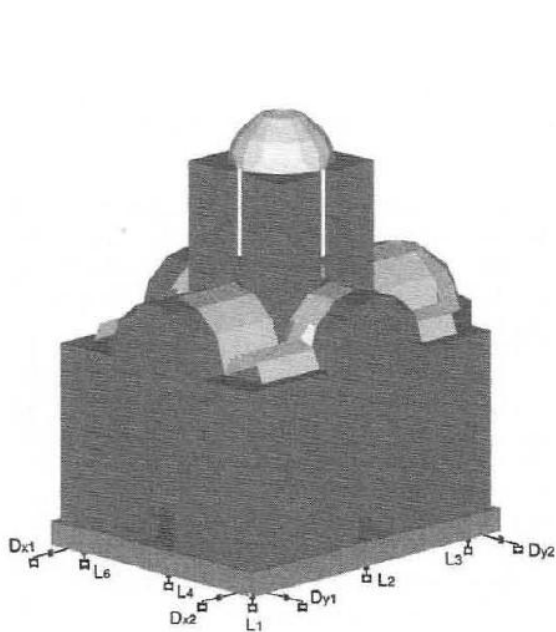


figura 47 – Modello numerico con l'introduzione degli smorzatori fluido-viscosi [13]

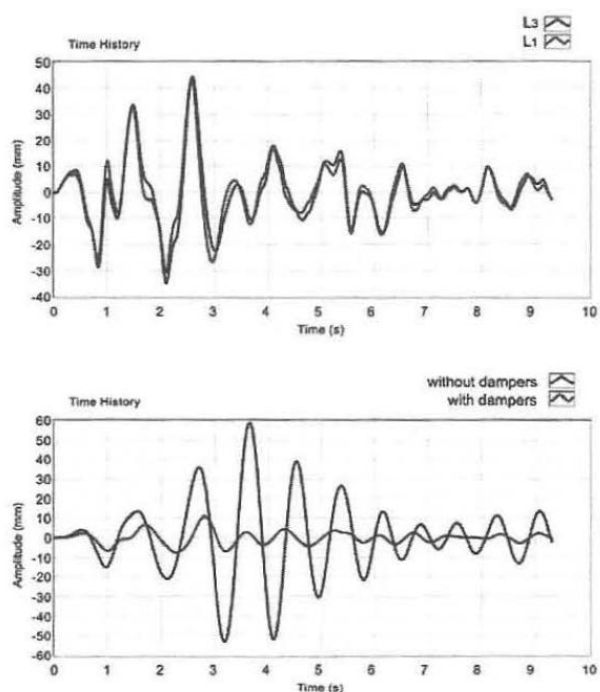


figura 48 – Confronto tra gli spostamenti dell'isolatore L1 e quelli dell'isolatore L3, modello dissipatori fluido-viscosi (sisma El Centro con $a_g=0.6g$) [13]

1.3.2 Interventi con dissipazione energetica

I principali lavori relativi ad interventi che prevedono l'introduzione di dissipazione energetica supplementare in edifici storico-monumentali sono dovuti a Castellano e altri [14], Azevedo e altri [15] e Castellano [16]. Essi riguardano la messa in sicurezza di meccanismi locali di collasso di edifici monumentali, ma non interessano la struttura nel suo complesso.

Il lavoro di Castellano e altri [14] presenta un recente intervento di protezione sismica effettuato sul Duomo di Siena per evitare il ribaltamento fuori piano del timpano della facciata principale (figura 49 e figura 50). Il timpano è una parete triangolare con base pari a 10m e altezza pari a 9m e spessore di 1m. è realizzato in muratura e rivestito sul retro con una lastra di marmo e di fronte con un mosaico, inoltre il timpano sorregge in sommità una statua in pietra. Il timpano quindi è molto pesante e pertanto vulnerabile alle azioni sismiche.



figura 49 – Duomo di Siena (vista frontale)[14]



figura 50 – Duomo di Siena (vista laterale)[14]

Alcune indagini hanno messo in evidenza che i due tiranti in acciaio esistenti installati probabilmente nel 1878 per evitare il ribaltamento del timpano verso l'esterno non sono efficaci.

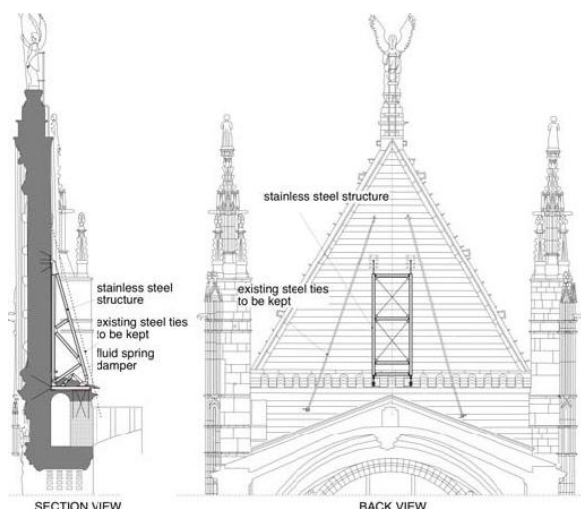


figura 51 – Applicazione del nuovo sistema di ritenuta al timpano del duomo di Siena [14]

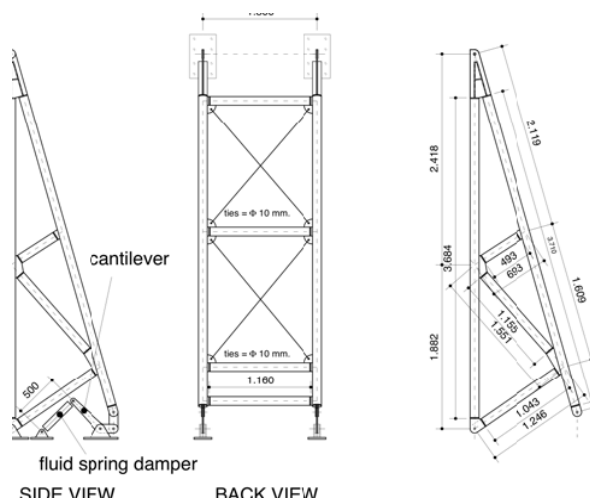


figura 52 – Nuovo sistema di ritenuta del timpano [14]

Pertanto è stato progettato un nuovo sistema di ritenuta che garantisce la distribuzione uniforme delle forze attraverso il sistema di ancoraggio, si oppone anche al ribaltamento verso l'interno e permette di dissipare energia (figura 51).

Il nuovo sistema di ritenuta (figura 52) ha inoltre permesso di incrementare il periodo proprio di vibrazione del timpano in modo da ridurre l'accelerazione in input. Il sistema progettato è una struttura composta da profili circolari in acciaio inox e dispositivi fluido-viscosi. Mediante un sistema di leve viene amplificato lo spostamento sui damper in modo da dissipare una elevata percentuale dell'energia in input data dal sisma.

L'intervento è pertanto compatibile con il monumento storico poiché rispetta il principio del minimo intervento, rispetta il principio di distinguibilità dei nuovi elementi strutturali introdotti rispetto a quelli esistenti ed è anche reversibile poiché può essere rimosso o modificato in qualsiasi momento senza danneggiare il monumento. Il ciclo isteretico dei dissipatori fluido-viscosi adottati è riportato in figura 53.

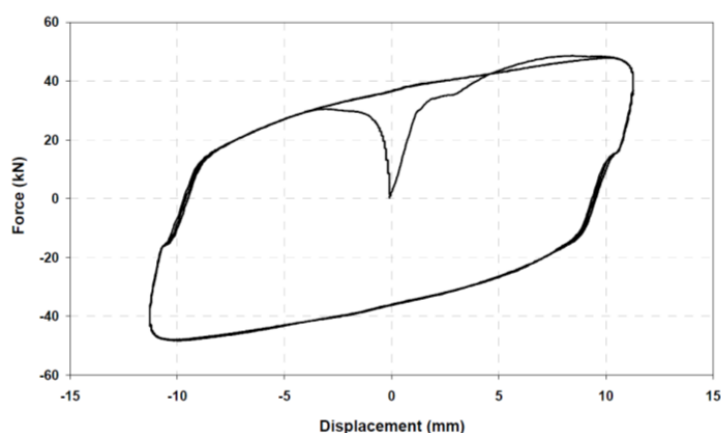


figura 53 – Ciclo isteretico dei dissipatori fluido-viscosi installati [14]

Nel lavoro di Azevedo e Sincaian [15] viene analizzato mediante analisi numeriche il comportamento fuori piano di una parete in muratura con diversi tipi di vincolo laterale. La simulazione vuole rappresentare e analizzare il possibile rinforzo di un timpano della basilica di San Francesco d'Assisi ad Assisi mediante dispositivi SMAD. Sono state analizzate tre condizioni:

- la prima consiste nello studio della parete senza alcuna connessione;
- la seconda prevede l'introduzione di barre di acciaio che vincolano la parte superiore del muro;
- la terza prevede l'utilizzo di dispositivi SMAD al posto dei cavi in acciaio.

La valutazione di efficacia è eseguita mediante analisi dinamiche non lineari su modelli numerici DEM (discrete element method) detti anche "modelli a blocchi", dove la non linearità del materiale è concentrata nei collegamenti tra i blocchi secondo le leggi tensione-deformazione riportate in figura 54.

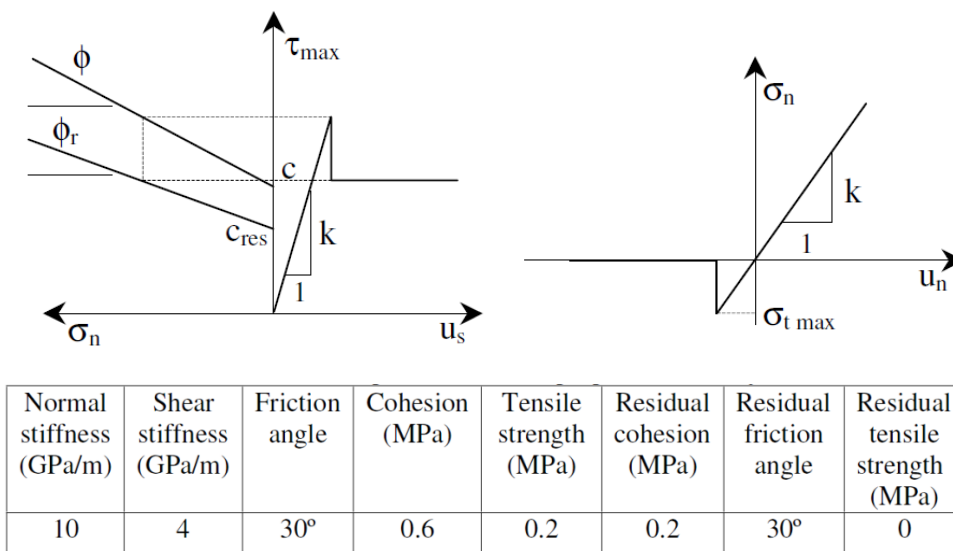


figura 54 – Coulomb slip-model [15]

Il modello a blocchi del muro presenta le seguenti dimensioni: larghezza pari ad 1 m, spessore pari a 35 cm ed altezza pari a 4.45 m. Si sono utilizzati blocchi deformabili elastici con le seguenti caratteristiche: modulo elastico pari a 5000 MPa, coefficiente di Poisson 0.15, densità di massa 1800 kg/m³.

Nell’analisi dinamica si è utilizzato un modello alla Rayleigh proporzionale solo alle masse, poiché considerare lo smorzamento proporzionale anche alle rigidezze comportava una drastica riduzione del passo di integrazione dell’analisi.

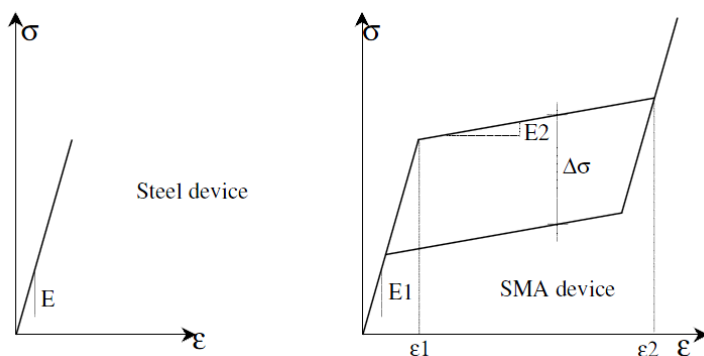


figura 55 – Legami tensione-deformazione per i materiali utilizzati [15]

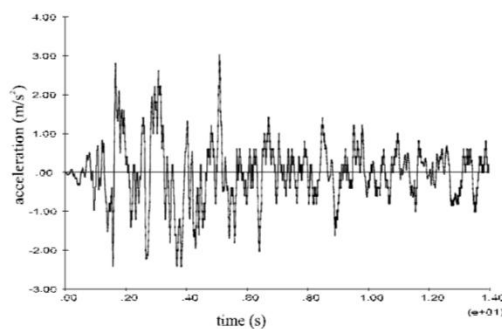


figura 56 – Accelerogramma [15]

Con riferimento alla figura 55 per i cavi in acciaio sono stati adottati i seguenti parametri: E=200GPa, A = 7.07 e-04 m² e lunghezza pari ad L = 0.45m. Per i dispositivi SMAD invece: E1 = 40 GPa, E2 = 5GPa, ε1 = 0.01, ε2 = 0.055, tensione di precompressione σ_p=0.5 GPa, Δσ = 0.3 GPa e lunghezza pari a L=0.45m. Per le analisi dinamiche al passo si è utilizzato l’accelerogramma riportato in figura 56 scalato nella PGA.

Muro non-rinforzato

La figura 57 mostra la sequenza del crollo del muro che si verifica per una PGA di 0,23 g con un tipico ribaltamento alla base. La figura 58 mostra l’andamento nel tempo dello spostamento in sommità dovuto ad un sisma con PGA di 0,15 g.

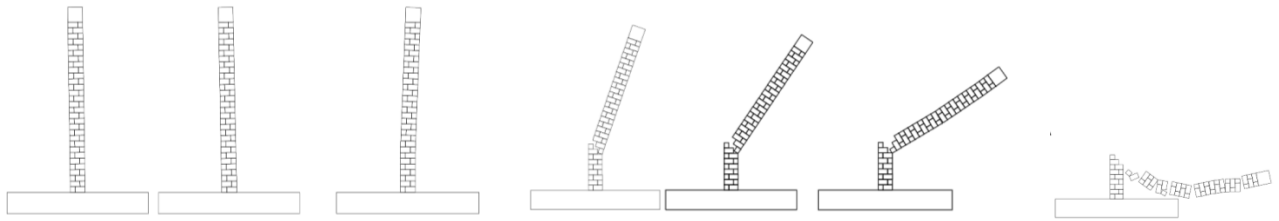


figura 57 – Sequenza del crollo del muro – sisma con $PGA = 0,23g$ [15]

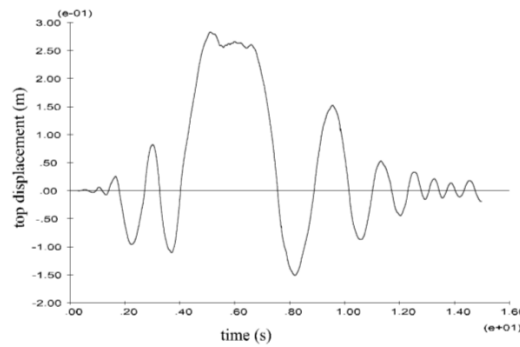


figura 58 – Andamento degli spostamenti in sommità sisma con $PGA = 0,15g$ [15]

Muro con tiranti in acciaio

L'introduzione dei cavi in acciaio migliora il comportamento sismico del muro. Per il valore di PGA che in precedenza determina il collasso in questo caso non si rilevano danni, ed il collasso si verifica invece per una PGA di 0.45g. In figura 59 è riportata la sequenza del crollo del muro con i cavi in acciaio.

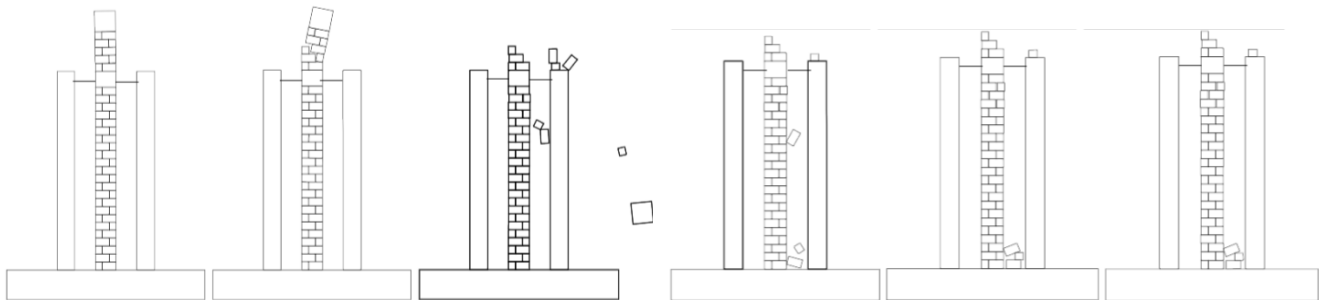


figura 59 – Sequenza del crollo del muro – sisma con $PGA = 0,45g$ [15]

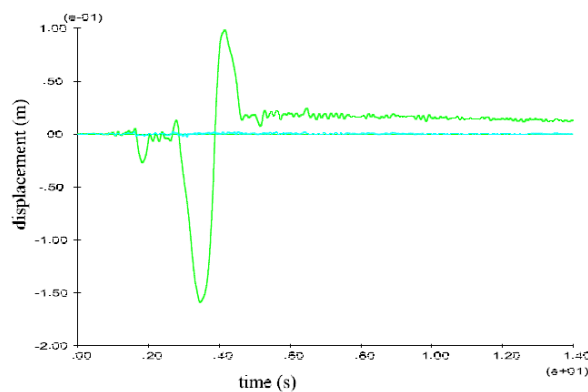


figura 60 – Andamento degli spostamenti in sommità sisma con $PGA = 0,40g$ [15]

Il crollo in questo caso consiste nel ribaltamento della parte superiore del muro. Si riporta in figura 60 l'andamento degli spostamenti orizzontali della sommità del muro a confronto con quelli del livello del cavo in acciaio per un sisma con PGA pari a 0,40g. Si può notare come alla fine del sisma rimane uno spostamento residuo dovuto allo scorrimento dei giunti della parte superiore del muro.

Muro con i dispositivi SMAD

Anche l'introduzione dei dispositivi SMAD migliora la situazione rispetto al caso del muro senza rinforzo. In questo caso il crollo della parte superiore della torre avviene per un sisma con PGA=0,40 g. In figura 61 è riportata la sequenza del crollo del muro con dispositivi SMAD.

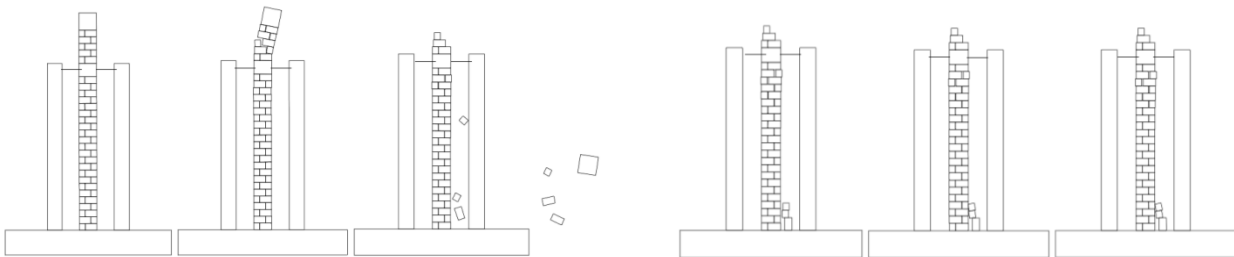


figura 61 – Sequenza del crollo del muro – sisma con PGA = 0,40g [15]

In figura 62 sono riportati i cicli isteretici dei dispositivi SMAD determinati per un sisma con PGA = 0,40 g. Come si può notare dai cicli isteretici riportati, mediante la precompressione iniziale si riescono a contenere gli spostamenti dei dispositivi SMAD nella zona dove avviene la dissipazione energetica. Tuttavia questa non sembra essere sufficiente ad incrementare la resistenza del muro.

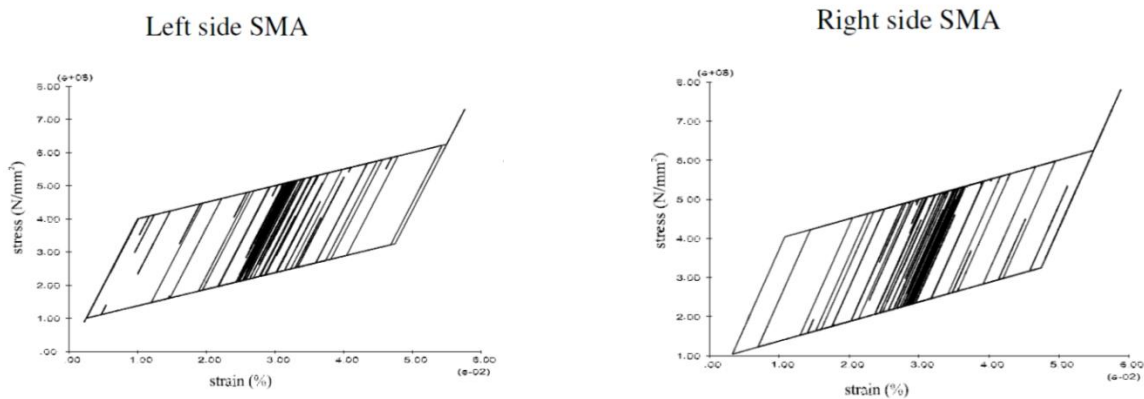


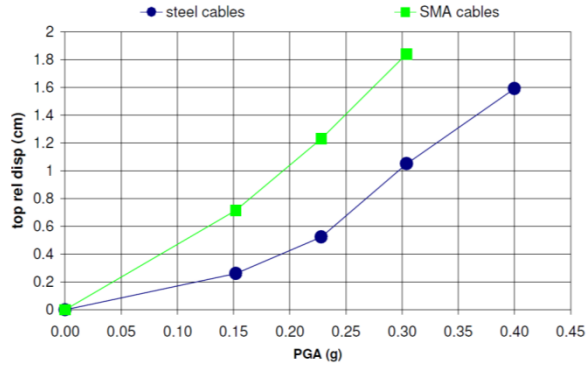
figura 62 – Cicli isteretici dei dispositivi SMAD – sisma con PGA = 0,40 g [15]

Per effettuare un confronto tra i due interventi proposti (con cavi in acciaio, con dispositivi SMAD) sono definite 10 funzioni di vulnerabilità:

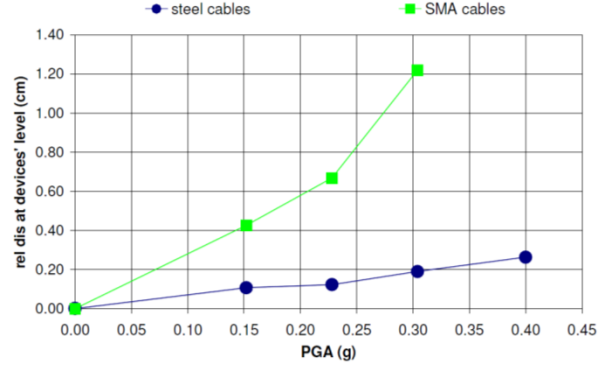
- a) Massimo spostamento in sommità [cm];
- b) Spostamento relativo tra la sommità del muro ed il livello dei cavi [cm];
- c) Scorrimento medio [cm];
- d) Fessurazione media [cm];
- e) Massimo scorrimento [cm];
- f) Massima fessurazione [cm];
- g) giunti con scorrimento [%];

- h) giunti fessurati [%];
- i) massimo sforzo normale nei giunti [kN];
- j) massimo taglio nei giunti [kN];

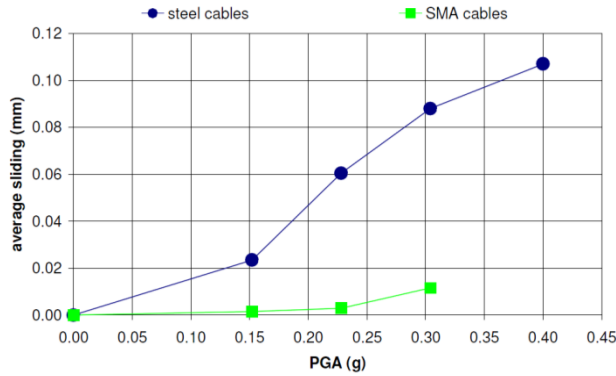
che sono graficate al variare della PGA in figura 63.



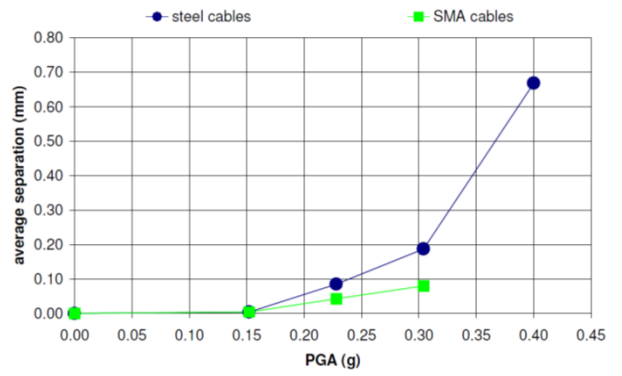
(a)



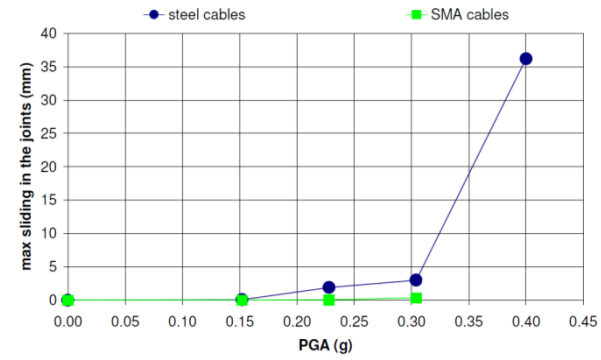
(b)



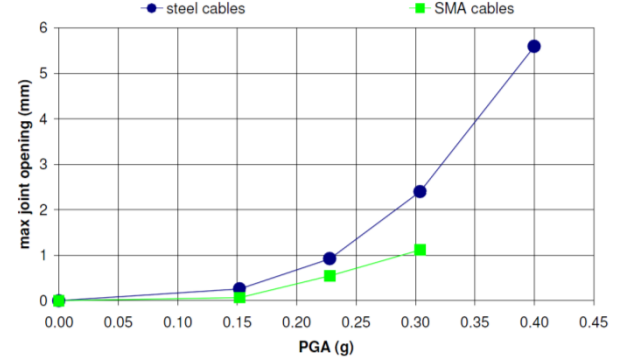
(c)



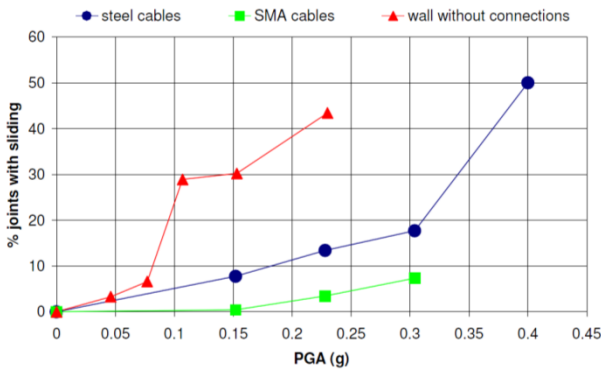
(d)



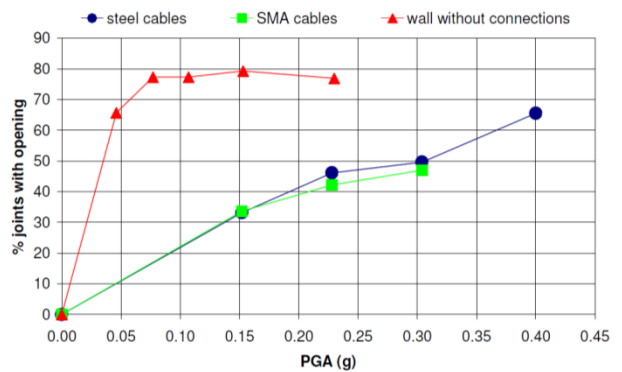
(e)



(f)



(g)



(h)

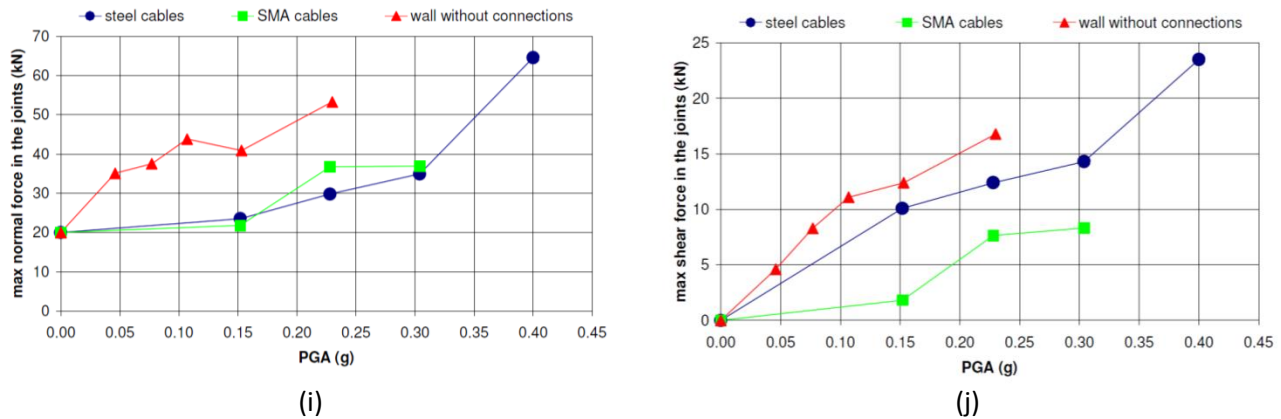


figura 63 – Funzioni di vulnerabilità al variare della PGA [15]

Dal confronto tra l'intervento con cavi in acciaio e l'intervento con dispositivi SMAD si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Per entrambi gli interventi il collasso avviene nella parte superiore;
- Il cavo in acciaio evita il collasso per valori di PGA più elevate;
- Esclusi gli spostamenti in sommità, le altre funzioni di vulnerabilità sembrano indicare una maggiore efficacia dell'intervento con dispositivi SMAD.

Nel lavoro di Castellano [16] sono effettuati dei tests sperimentali su tavola vibrante per testare l'efficacia dei dispositivi SMAD nella prevenzione del ribaltamento fuori piano di una parete in muratura, come fatto numericamente nel lavoro di Azevedo [15]. Sono stati costruiti due muri identici in mattoni, ognuno dei quali è collegato ad un telaio in acciaio molto rigido. Entrambi i muri vogliono rappresentare una porzione di facciata di un edificio storico, mentre i telai in acciaio rappresentano la parte restante più rigida della struttura. L'unica differenza tra i due muri è il tipo di connessione: la prima parete è collegata al telaio rigido con due barre di acciaio convenzionali, mentre la seconda è collegata mediante due dispositivi SMAD. In figura 64 è riportata una immagine dell'apparecchiatura di prova.



figura 64 – Tavola vibrante con i due muri in configurazione di prova [16]

Le caratteristiche geometriche dei muri testati sono riportate in tabella 4:

tabella 4 – Caratteristiche dei muri in mattoni testati [16]

<i>Masonry brickwork Height</i>	403 cm
<i>Three-leaf brickwork Thickness</i>	36.5 cm
<i>Masonry brickwork Width</i>	99 cm
<i>Brick Dimensions</i>	5.5 x 11.5 x 24 cm
<i>Mortar course Thickness</i>	~ 1 cm
<i>Reinforced concrete base Height</i>	22 cm
<i>Reinforced concrete top curb Height</i>	35 cm
<i>SMA and conventional connections Height</i>	342 cm
<i>Mock-up Total height</i>	460 cm

In prima fase sono stati condotti dei test di identificazione dinamica: questi hanno determinato una prima frequenza pari a 4Hz per il muro con SMAD e di 3,5Hz per il muro con cavi in acciaio. La differenza di frequenza non è però imputabile al diverso tipo di connessione poiché per piccole oscillazioni le connessioni hanno la stessa rigidezza, la differenza di frequenza è da attribuire quindi alle pareti in muratura.

In tabella 5 sono riportate le PGA dei segnali applicati alla base nei tests con tavola vibrante. Il segnale applicato è un accelerogramma derivato da uno spettro che considera terreno di tipo soffice e viene applicato con PGA crescente.

tabella 5 – Picco di accelerazione al suolo dei segnali applicati con tavola vibrante [16]

Test n°	4	5	6	7	8
PGA (g)	0.4135	0.5898	0.6535	0.7790	0.939

La parete con cavi in acciaio è crollata evidenziando il ribaltamento della parte superiore del muro che si verifica nel test n°6 con PGA = 0,65g. La parete con i dispositivi SMAD invece non ha subito alcun danno visibile anche nel test n°8 che presenta una PGA = 0,94 g di molto superiore a quella che ha determinato il crollo della parete con cavi in acciaio.

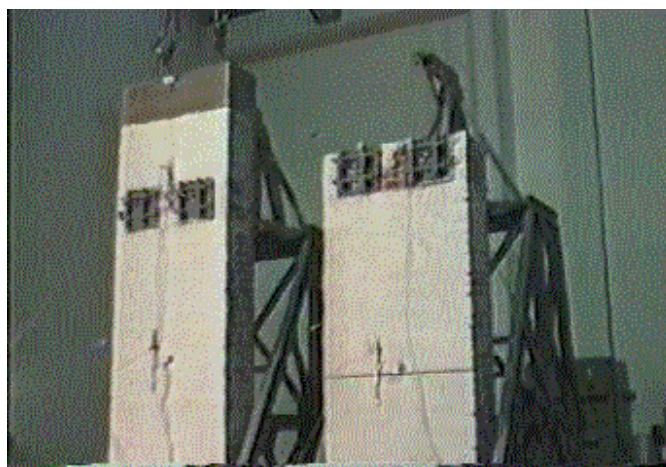


figura 65 – Immagine della prova sperimentale dopo il test n°6 [16]

In figura 66, figura 67, figura 68 sono riportati i picchi di accelerazione misurati alle varie altezze del muro durante i tests n°6, n°6-bis e n°8. Si può notare come l'introduzione dei dispositivi SMAD determini un effetto di attenuazione delle accelerazioni lungo l'altezza, rispetto al caso con cavi in acciaio.

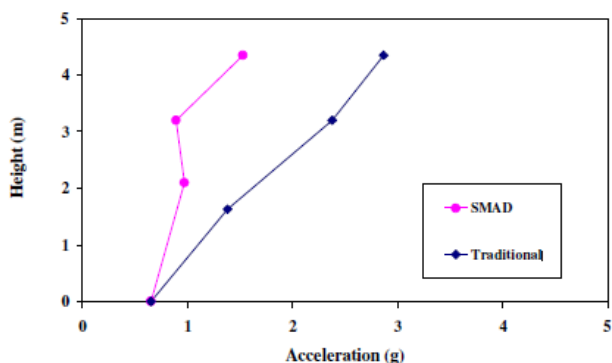


figura 66 – Picchi di accelerazione misurati alle varie altezze – test n°6 [16]

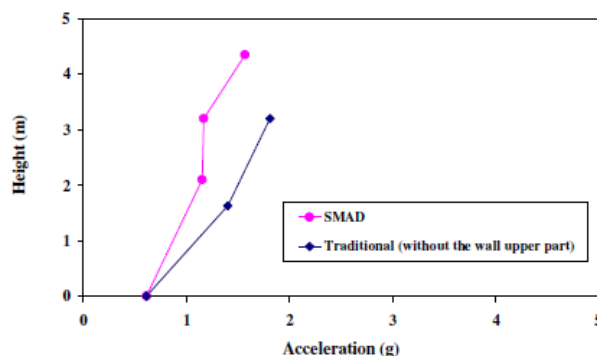


figura 67 – Picchi di accelerazione misurati alle varie altezze – test n°6 bis [16]

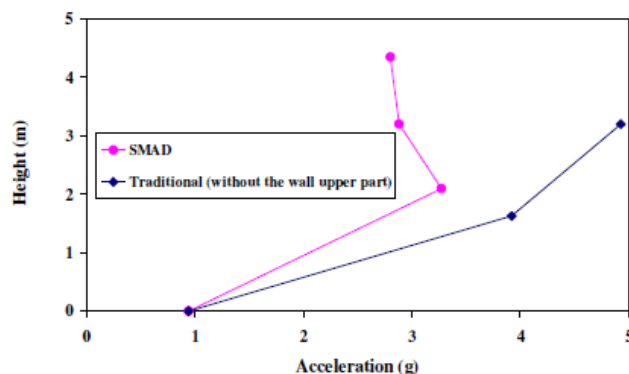


figura 68 – Picchi di accelerazione misurati alle varie altezze – test n°8 [16]

In figura 69 si riportano i diagrammi forza-spostamento dei cavi in acciaio e degli SMAD per i tests n°4 e n°5.

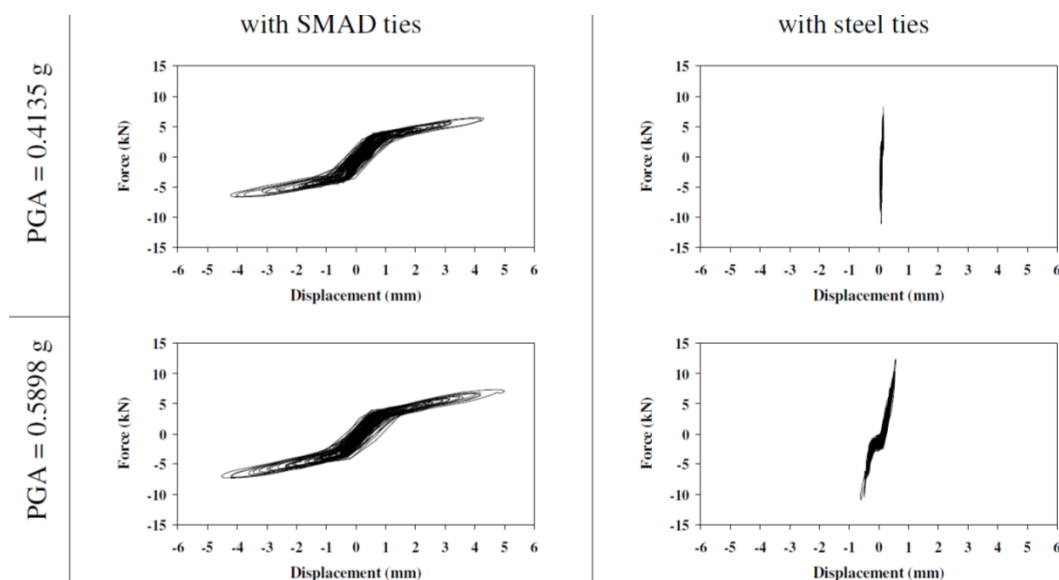


figura 69 – Cicli forza spostamento dei dispositivi SMAD e dei cavi in acciaio - tests n°4 e n°5 [16]

La figura 69 mostra la riduzione della forza nei dispositivi SMAD al crescere dello spostamento rispetto alla connessione in acciaio che rimane molto più rigida.

I tests effettuati su tavola vibrante hanno dimostrato che i dispositivi SMAD possono essere molto efficaci per prevenire il collasso fuori piano della muratura e pertanto possono essere applicati per la protezione dei timpani isolati delle chiese.

I.4 Riferimenti normativi

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia e nel mondo, da un lato per l'elevata vulnerabilità alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico di gran parte del patrimonio edilizio esistente.

Nel 2008, con l'approvazione del Decreto Ministeriale 14 Gennaio, sono entrate in vigore in Italia le "Norme Tecniche per le costruzioni" (NTC 2008) [17]. Queste ridisciplinano l'intero corpus legislativo italiano in materia di costruzioni. Sono da applicarsi infatti nel progetto e nella costruzione di nuovi edifici, nella valutazione della sicurezza e nel progetto di interventi di consolidamento e miglioramento di manufatti edilizi esistenti. In particolare vengono identificati i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni unificando sia le norme relative al comportamento e alla resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti. Le NTC 2008 rimandano alle indicazioni della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/09 "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008"[18] che forniscono ulteriori delucidazioni in merito all'applicazione del codice.

Viene pertanto definito per la prima volta un criterio univoco per la valutazione degli edifici esistenti e per il progetto di interventi per la loro messa in sicurezza. Il capitolo 8 delle NTC2008 è infatti dedicato alle costruzioni esistenti e riporta sostanzialmente quanto riportato anche nell'Eurocodice 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" – parte 3 "Valutazione e adeguamento degli edifici" (EC8-3)[19], codice precursore della norma italiana.

Sia le NTC2008 che l'EC8-3 seguono un approccio di tipo prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione ed esecuzione.

Vengono introdotti, i concetti di livello di conoscenza della costruzione esistente (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza raggiunto). Si definiscono inoltre le situazioni nelle quali è necessario effettuare la valutazione della sicurezza. In particolare si prevede che la valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali e si dovrà determinare il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l'intervento. Le NTC2008, a differenza dell'EC8-3 che contempla solamente interventi di adeguamento sismico, individuano tre categorie di intervento: adeguamento, miglioramento e riparazione.

Vengono, definiti alcuni fondamentali criteri di intervento quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, l'importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili.

Infine vengono definiti i passi principali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico, che, partendo dalla verifica della struttura prima dell'intervento, procede con la scelta dell'intervento e delle tecniche da adottare, con il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale e la verifica finale con la determinazione del nuovo livello di performance raggiunto con l'intervento.

Una particolare classe di costruzioni, non "volutamente" e completamente disciplinata dal nuovo corpo normativo è quella del patrimonio monumentale italiano in muratura. I Riferimenti Tecnici al capitolo 8 delle NTC 2008 rimandano infatti, per questa classe di costruzioni, alle "Linee Guida per la valutazione e la

riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” (LGBC 2007)[20], elaborate in applicazione delle precedenti “Norme Tecniche per le Costruzioni” (D.M. 14/09/2005)[21] e dell’Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003 [22] e delle sue successive modificazioni e integrazioni, in particolare l’O.P.C.M. n. 3431 del 3/5/2005 [23].

La pubblicazione delle LGBC 2007 trova la sua ragione nella volontà del Ministero per i beni e le attività culturali di adottare un documento che sia una guida pratica per la risoluzione dei complessi problemi di sicurezza strutturale dei monumenti e delle opere d’arte situati nelle zone sismiche italiane. Si tratta di un lavoro che ha raccolto l’apporto di molteplici competenze, in particolare quella tecnica e quella umanistica, che dà una risposta sotto il profilo metodologico e sotto quello storico-critico a una delle più importanti questioni italiane, quale la conservazione del patrimonio architettonico.

La norma è riferita ai soli beni vincolati in muratura, ma naturalmente può estendersi a tutto il costruito di valore storico-artistico, nell’ottica di un miglioramento sismico “sensibile” di tali beni. Una importanza fondamentale è riconosciuta alla conoscenza storica del manufatto, tanto da incidere sulle modalità di valutazione del rischio e sulla consistenza dell’intervento di miglioramento sismico da attuare. A proposito di quest’ultimo sono ricordati esplicitamente i criteri fondamentali del restauro quali: il “minimo intervento”, la “compatibilità” e la “reversibilità”. Il tutto nel tentativo consapevole di ricondurre il consolidamento e miglioramento sismico degli edifici storici entro l’ambito disciplinare del restauro e della conservazione.

Nei paragrafi successivi sono sinteticamente prese in considerazione le indicazioni, fornite dalle NTC2008 e dall’EC8-3 in merito agli edifici esistenti e dalla normativa LGBC 2007 per quanto riguarda il patrimonio culturale degli edifici storico-monumentali in muratura, maggiormente utili per lo sviluppo degli argomenti oggetto della tesi.

I.4.1 Costruzioni esistenti: Norme Tecniche 2008 ed Eurocodice 8

Lo scopo del capitolo 8 “Costruzioni esistenti” delle NTC 2008 [17][18] e dell’Eurocodice 8-parte 3 [19] è quello di fornire dei criteri per la valutazione del comportamento sismico delle strutture esistenti, descrivere l’approccio da seguire per scegliere gli interventi necessari e di dare anche dei criteri per il progetto delle misure di adeguamento. Le due norme sono applicabili per la valutazione sismica e l’adeguamento di edifici costruiti usando i più comuni materiali da costruzione: calcestruzzo, acciaio e muratura. La trattazione fatta in questo paragrafo farà riferimento in genere all’Eurocodice 8-parte 3 [19] poiché è il codice internazionale di riferimento anche per la normativa nazionale italiana.

Entrambe le norme rimandano a differenti tipi di disposizioni e di approcci per gli edifici storico-monumentali, in particolare le NTC 2008 rimandano alle LGBC 2007 [20] che saranno trattate in seguito.

I.4.1.1 Definizione degli stati limite e requisiti di prestazione

I requisiti di prestazione fondamentali sono riferiti al danneggiamento della struttura. A tale scopo sono definiti dall’EC8-3 tre stati limite:

- *Stato limite di Collasso incipiente (NC)*: La struttura è fortemente danneggiata, con caratteristiche ridotte di resistenza e rigidezza laterali residue, sebbene gli elementi verticali siano ancora in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte dei componenti non strutturali sono distrutti. Sono presenti grandi spostamenti di interpiano permanenti. La struttura è vicina al collasso e probabilmente non potrebbe resistere ad un altro evento sismico, anche di modesta intensità. Lo stato limite di collasso incipiente è caratterizzato in genere da un evento sismico con tempo di ritorno di 2475 anni corrispondente ad una probabilità di superamento del 2% in 50 anni.
- *Stato limite di Danno significativo (SD)*: La struttura è danneggiata in maniera significativa, con ancora qualche caratteristica di resistenza e rigidezza laterali residue, e gli elementi verticali sono in grado di sostenere i carichi verticali. Gli elementi non strutturali sono danneggiati, ma senza espulsione di tramezzi e tamponature. Sono presenti modesti spostamenti di interpiano permanenti. La struttura può sostenere ulteriori scosse sismiche di modesta intensità. In generale non risulta economicamente conveniente la riparazione della struttura. Lo stato limite di danno significativo è caratterizzato in genere da un evento sismico con tempo di ritorno di 475 anni corrispondente ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.
- *Stato limite di Danno limitato (DL)*: La struttura è solo lievemente danneggiata, con elementi strutturali senza significative escursioni in campo plastico e con caratteristiche di resistenza e di rigidezza non compromesse. Gli elementi non strutturali, come i tramezzi e le tamponature, possono presentare fessurazioni diffuse, ma il danno può essere riparato con modesto impegno economico. Gli spostamenti di interpiano permanenti sono trascurabili. La struttura non necessita di riparazioni. Lo stato limite di danno limitato è caratterizzato in genere da un evento sismico con tempo di ritorno di 225 anni corrispondente ad una probabilità di superamento del 20% in 50 anni.

I tre stati limite definiti dall’EC8-3 sono circa equivalenti ai seguenti tre stati limite definiti dal codice nazionale:

- *Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)*: prevede la verifica per un evento sismico con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento considerato (per le costruzioni ordinarie 50 anni);

- *Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)*: prevede la verifica per un evento sismico con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento considerato;
- *Stato limite di danno (SLD)*: prevede la verifica per un evento sismico con probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento considerato.

I.4.1.2 Meccanismi duttili e meccanismi fragili

Le verifiche degli elementi strutturali sono condotte rispetto ai meccanismi duttili e a quelli fragili. La verifica dei meccanismi duttili consiste nel controllo delle deformazioni, mentre per quelli fragili il controllo è effettuato in termini di resistenza. Le verifiche vengono effettuate controllando che la domanda sia inferiore alla capacità.

Esiste anche un approccio che vede l'adozione del fattore di struttura q , utilizzando questo metodo non è necessaria la distinzione tra meccanismi duttili e fragili poiché le verifiche saranno condotte solamente con riferimento alle resistenze per entrambe le tipologie di meccanismo, come per le usuali verifiche di tipo statico.

Per il calcolo delle capacità degli elementi strutturali, devono essere usati i valori medi delle proprietà dei materiali, come direttamente ottenuti da prove in sito o da fonti aggiuntive di informazione. I valori medi devono essere divisi per i coefficienti di confidenza, in modo da considerare il livello di conoscenza raggiunto. Per gli elementi strutturali aggiunti si utilizzano invece le proprietà nominali dei materiali.

- *Stato limite di collasso (NC)*: Per la verifica dei meccanismi duttili e fragili la domanda deve essere valutata sulla base dei risultati dell'analisi non lineare condotta. Se viene usato un metodo di analisi lineare, la domanda per la verifica dei meccanismi fragili deve essere modificata come spiegato in seguito. L'approccio con il fattore di struttura q non è applicabile per questo stato limite.
- *Stato limite di danno significativo (SD)*: Per la verifica dei meccanismi duttili e fragili la domanda deve essere valutata sulla base dei risultati dell'analisi non lineare condotta. Se viene usato un metodo di analisi lineare, la domanda per la verifica dei meccanismi fragili deve essere modificata come spiegato in seguito. Per lo stesso elemento strutturale, le deformazioni raggiunte per i meccanismi duttili, andranno ad influenzare in maniera diretta la resistenza di quelli fragili. Per questo stato limite è possibile adottare l'approccio col fattore di struttura q . In questo caso la domanda deve essere calcolata sull'azione sismica ridotta e le capacità devono essere valutate come nelle situazioni di progetto non sismico.
- *Stato limite di danno limitato (SD)*: Eccetto quando si usa l'approccio con il fattore q , le capacità devono essere basate sulle resistenze a snervamento per tutti gli elementi strutturali, sia duttili sia fragili. Le capacità dei tamponamenti devono essere basate sulla capacità di spostamento di interpiano medio per i tamponamenti.

I.4.1.3 Conoscenza della struttura

Le possibili fonti per la valutazione della resistenza sismica di strutture esistenti sono di seguito elencate:

- documenti di progetto dell'edificio analizzato,
- fonti di dati generici attinenti al caso (come codici e norme contemporanee),
- indagini sul campo,
- misurazioni e prove in sito e/o in laboratorio.

A seconda della quantità e della qualità delle informazioni raccolte, devono essere usati diversi tipi di analisi strutturale e diversi valori dei coefficienti di confidenza. A tale scopo sono definiti tre livelli di conoscenza: KL1 “Conoscenza limitata”, KL2 “Conoscenza adeguata” e KL3 “Conoscenza accurata”.

Gli aspetti che definiscono il livello di conoscenza raggiunto sono:

- *la geometria*: le proprietà geometriche del sistema strutturale e degli elementi non strutturali (come i pannelli di tamponamento in muratura) che possono influire sulla risposta strutturale;
- *i dettagli*: questi includono la quantità e la qualità dei dettagli di armatura negli elementi in calcestruzzo armato, dei collegamenti fra le membrature di acciaio, il collegamento dei diaframmi alle strutture resistenti alle forze laterali, le giunzioni di malta nelle murature e la natura di alcuni elementi di rinforzo nella muratura;
- *i materiali*: le proprietà meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi ammissibile, oltre che i valori da adottare per i coefficienti di confidenza (CF).

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi, e coefficienti di confidenza è illustrata in tabella 6.

tabella 6 – Livelli di conoscenza e corrispondenti metodi di analisi e coefficienti di confidenza CF [19]

Livelli di conoscenza	Geometria	Dettagli	Materiali	Analisi	CF
KL1	Dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione o rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in conformità alla pratica pertinente e limitate ispezioni in sito	Valori usuali in conformità alle norme del tempo della costruzione e da limitate prove in sito	LF-MRS	CF_{KL1}
KL2		Da disegni costruttivi incompleti originali dettagliati con limitata ispezione in sito o da estesa ispezione in sito	Dalle specifiche originali di progetto con limitate prove in sito o da estese prove in sito	Tutti	CF_{KL2}
KL3		Da disegni costruttivi originali dettagliati con limitata ispezione in sito o da esaustiva ispezione in sito	Dai certificati di prova originali con limitate prove in sito o da esaustive prove in sito	Tutti	CF_{KL3}

I valori raccomandati da attribuire ai coefficienti di confidenza sono $CF_{KL3}=1.35$, $CF_{KL2}=1.20$, $CF_{KL1}=1.00$. In tabella 7 viene fatta una classificazione dei livelli di ispezione e delle prove in base alla percentuale degli elementi strutturali verificati in dettaglio, oltre al numero dei campioni di materiale per piano da considerare per le prove.

tabella 7 – Requisiti minimi raccomandati per i diversi livelli di ispezioni e prove [19]

Livello di ispezione e di prova	Ispezioni (dei dettagli)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento primario (trave, colonna, parete):	
	Percentuale di elementi che sono verificati in dettaglio	Campioni di materiale per piano
Limitato	20	1
Esteso	50	2
Esaustivo	80	3

I.4.1.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi, permanenti e variabili, in conformità alla combinazione di carico sismica possono essere valutati usando uno dei seguenti metodi:

- analisi con forze laterali (lineare) (LF);
- analisi modale con spettro di risposta (lineare) (MRS);
- analisi statica non lineare (pushover);
- analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo;
- approccio con il fattore di struttura q .

Tranne nel caso dell'approccio con il fattore di struttura q , l'azione sismica utilizzata deve essere quella corrispondente allo spettro di risposta elastico (cioè quello non ridotto del fattore di struttura q). Viene definito $\rho_i = D_i/C_i$ come il rapporto tra la domanda D_i ottenuta dall'analisi sotto la combinazione di carico sismica, e la corrispondente capacità C_i , per il medesimo elemento i della struttura.

tabella 8 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza [19]

Tipo di elemento o meccanismo $\delta e/m$		Modello Lineare (LM)		Modello non lineare		Approccio con il fattore q	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
	Duttile	Accettabilità del modello lineare (per la verifica dei valori $\rho_i = D_i/C_i$): Dall'analisi. Si usano i valori medi delle proprietà nel modello.		In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà.		Dall'analisi.	In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF.
		Ispezioni (se LM è accettato): Dall'analisi.		In termini di deformazione. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF.			
	Fragile	Verifiche (se LM è accettato): Se $\rho_i \leq 1$: dall'analisi.		In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.		In conformità alla sezione pertinente della EN 1998-1:2004.	In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.
		Se $\rho_i > 1$: dall'equilibrio con la resistenza di e/m duttili. Si usano i valori medi delle proprietà moltiplicati per CF.		In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.			

La tabella 8 riassume:

- i valori delle proprietà dei materiali da adottare nella valutazione della domanda e della capacità degli elementi per tutti i tipi di analisi;
- i criteri che devono essere seguiti per la verifica della sicurezza dei meccanismi duttili e fragili per tutti i tipi di analisi.

Se si utilizzano analisi lineari i meccanismi fragili devono essere verificati con la domanda D calcolata per mezzo di condizioni di equilibrio, sulla base degli effetti delle azioni trasmesse ai meccanismi fragili da parte dei meccanismi duttili.

La domanda per la verifica del meccanismo fragile deve essere assunta pertanto pari a:

- il valore D ottenuto dall'analisi per il meccanismo fragile, se la capacità C in termini di resistenza del meccanismo duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà del materiale, soddisfi $\rho = D/C \leq 1$ (con D e C rispettivamente domanda e capacità del meccanismo duttile in termini di resistenza(sollecitazione));
- al valore ottenuto dall'equilibrio con la capacità in termini di resistenza del meccanismo duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà del materiale moltiplicati per i coefficienti di confidenza, se $\rho = D/C > 1$ (con D e C rispettivamente domanda e capacità del meccanismo duttile in termini di resistenza(sollecitazione)).

I.4.1.5 Interventi di adeguamento sismico e miglioramento sismico

A differenza dell'EC8-3 che contempla solamente interventi di adeguamento sismico, le NTC2008 riportano la seguente classificazione dei possibili tipi di intervento:

- *adeguamento sismico*: La valutazione della sicurezza a seguito di un intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura adeguata è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni che determina lo stesso grado di sicurezza richiesto agli edifici di nuova costruzione;
- *miglioramento sismico*: In generale ricadono in questa categoria tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidità, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato. Ovviamente la variazione dovrà avvenire in senso migliorativo, ad esempio impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili;
- *riparazione o interventi locali*: Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche.

L'EC 8-3 suggerisce i seguenti tipi di interventi di adeguamento:

- modifica locale o globale degli elementi danneggiati o non danneggiati (riparazione, rinforzo o totale sostituzione), considerando la loro rigidità, resistenza e duttilità;
- aggiunta di nuovi elementi strutturali (controventi, tamponamenti, ecc...);
- modifica del sistema strutturale (eliminazione di elementi vulnerabili, modifica della disposizione per una maggior regolarità, ecc...);
- aggiunta di un nuovo sistema strutturale in grado di sostenere una parte o tutta la sollecitazione sismica;
- possibili trasformazioni di elementi non-strutturali in elementi strutturali;

- introduzione di dispositivi di protezione passiva attraverso elementi di controvento dissipativi o l'isolamento alla base;
- riduzione della massa;
- restrizione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale.

La procedura di progetto dell'intervento di adeguamento si articola nei 3 punti seguenti:

- progetto concettuale
- analisi
- verifiche

Il progetto concettuale consiste nella selezione della tecnica di intervento più adatta alla struttura in esame, in una successiva stima delle dimensioni delle parti strutturali addizionali o del rinforzo ed infine in una stima preliminare della rigidità modificata. I metodi di analisi da adottare sono gli stessi elencati in precedenza per la valutazione della capacità sismica. Le verifiche dovranno essere condotte secondo i criteri riportati in precedenza, considerando i meccanismi duttili e fragili per le membrature strutturali esistenti e anche per i nuovi elementi strutturali riparati o introdotti (utilizzando per questi ultimi le proprietà dei materiali nominali e non ridotte coi coefficienti di confidenza).

I.4.2 Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

Le LGBC 2007 a differenza di quanto riportato nelle norme NTC2008 e dall'EC 8-3 introducono le seguenti modifiche e innovazioni:

- la definizione del livello di protezione sismica può essere differenziato in funzione della classificazione del manufatto secondo tre diverse categorie di rilevanza e tre diverse categorie d'uso;
- per ciascuna classe di rilevanza e classe d'uso le azioni sismiche allo stato limite ultimo SLU sono definite mediante uno specifico valore della probabilità di eccedenza dell'accelerazione di picco al suolo in un periodo di 50 anni in condizioni di suolo rigido. In modo equivalente per lo SLD si possono utilizzare altri valori della probabilità di eccedenza in 50 anni, evidentemente più alti dei precedenti.
- L'accelerazione orizzontale di riferimento al suolo a_g non dovrà necessariamente essere assunta sulla base della zonazione sismica del territorio, ma potrà derivare da più accurate stime della pericolosità sismica.

Per la valutazione della capacità sismica della costruzione sono introdotti e precisati:

- tre livelli di valutazione LV, corrispondenti alle diverse esigenze di un'analisi della sicurezza sismica: LV1 corrispondente alla valutazione della vulnerabilità del patrimonio culturale a scala territoriale; LV2 corrispondente alla progettazione di interventi di miglioramento sismico su singoli elementi della costruzione e LV3 corrispondente alla progettazione di interventi di miglioramento sismico che coinvolgono il comportamento dell'intero manufatto;
- un fattore di confidenza, in funzione del grado di approfondimento delle indagini sul manufatto, per tener conto delle incertezze insite nella conoscenza; il fattore di confidenza si applica ai parametri meccanici dei materiali o direttamente alla valutazione della sicurezza sismica, in funzione del modello di calcolo impiegato.

In tabella 9 sono riportate sinteticamente le relazioni intercorrenti tra finalità delle analisi, livelli di valutazione e modelli di calcolo.

Il confronto tra l'azione e la capacità sismica sul singolo manufatto viene eseguito definendo un indice di sicurezza sismica I_S , che assume una finalità diversa in un'analisi a scala territoriale (LV1) o nel progetto di un intervento di miglioramento sismico (LV2 o LV3).

Nel primo caso l'indice di sicurezza sismica I_S è utile per una conoscenza complessiva del livello di rischio sismico al patrimonio culturale italiano e per stabilire liste di priorità nella programmazione degli interventi di prevenzione.

Nel secondo caso relativo alla progettazione di un intervento di miglioramento sismico, assunto che non è obbligatorio procedere ad un adeguamento ai livelli di sicurezza sismica previsti per le nuove costruzioni, il valore dell'indice di sicurezza sismica ($I_S \geq 1$) è un importante elemento quantitativo da considerare in un giudizio qualitativo complessivo, che consideri le esigenze di conservazione e la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta.

tabella 9 – Quadro riassuntivo per la valutazione della capacità sismica [20]

Analisi del rischio sismico del patrimonio culturale		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Valutazione a scala territoriale dell'indice di sicurezza sismica	LV1	Modelli semplificati (a base meccanica, statistica o qualitativa)
Accertamento di dettaglio della sicurezza sismica sul singolo manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale
Progettazione di interventi di miglioramento sismico		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Interventi locali su zone limitate del manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso su singole porzioni di manufatto
Interventi che coinvolgono il funzionamento sismico dell'intero manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale

Per la valutazione della sicurezza sismica ed il progetto degli interventi di miglioramento dei beni culturali tutelati secondo le LGBC 2007 si può procedere seguendo i punti sottoriportati:

- Scelta dell'azione sismica di riferimento per il sito sulla base delle più avanzate conoscenze sulla pericolosità sismica;
- Definizione di un livello di protezione sismica di riferimento, sulla base della rilevanza e delle condizioni d'uso dell'edificio;
- Conseguimento di una accurata conoscenza della struttura, che consenta di individuare le caratteristiche degli elementi che determinano il comportamento strutturale;
- Adozione di uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti, in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica,
- Calcolo del rapporto tra la sicurezza sismica raggiunta, attraverso un intervento compatibile con le esigenze di conservazione, ed il livello di protezione di riferimento, auspicabile in relazione alla pericolosità sismica ed alle condizioni d'uso;
- Adozione di opportune regole di dettaglio nella realizzazione degli interventi, volte ad assicurare la compatibilità dei nuovi elementi con quelli originari, la durabilità dei materiali, la massima duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Quanto riportato in questo paragrafo in estrema sintesi, viene di seguito trattato in maniera più esaustiva.

I.4.2.1 Definizione degli stati limite e dell'indice di sicurezza sismica

Le LGBC 2007 definiscono gli stati limite da considerare per la valutazione della sicurezza degli edifici monumentali in muratura, questi sono di seguito elencati:

- *SLU (stato limite ultimo)*: Sotto l'effetto della azione sismica di riferimento, caratterizzata da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, opportunamente modulata in termini di differenti probabilità di eccedenza o di importanza, la struttura, pur subendo danni di grave entità, mantiene una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

- *SLD (stato limite di danno)*: Sotto l'effetto della azione sismica, caratterizzata da una probabilità di superamento del 50% in 50 anni, opportunamente modulata in termini di differenti probabilità di eccedenza o di importanza, il manufatto nel suo complesso non subisce danni gravi che ne giustifichino l'interruzione d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una maggiore probabilità di occorrenza rispetto a quella della azione sismica di riferimento per lo stato limite ultimo.
- *SLA (stato limite di danno ai beni artistici)*: I beni artistici contenuti nel manufatto (apparati decorativi, ecc.) subiscono, in occasione di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

La valutazione nei riguardi dello SLU è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad un uso frequente, in quanto garantisce la salvaguardia degli occupanti e la conservazione del manufatto.

Nei riguardi dello SLD invece è richiesta a livello complessivo per i manufatti tutelati di cui si vuole garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso, e a livello locale nelle parti in cui sono presenti beni tutelati di valore artistico.

La valutazione nei riguardi dello SLA è richiesta in situazioni particolari (ad esempio quando il danno agli apparati decorativi può verificarsi anche in assenza di un danno strutturale).

Sono inoltre definite:

- tre diverse "categorie di rilevanza" (limitata, media, elevata), che possono essere definite sulla base della conoscenza del manufatto;
- tre diverse "categorie d'uso" (saltuario o non utilizzato, frequente, molto frequente).

Per la verifica dello SLU si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate dalle probabilità di eccedenza in 50 anni riportate nella tabella 10 e differenziate rispetto a quelle delle nuove costruzioni. Tali azioni potranno anche essere ottenute moltiplicando l'azione sismica di riferimento (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) per un fattore γ_I detto fattore di importanza, dato dal rapporto fra l'accelerazione corrispondente alla probabilità di eccedenza accettata e l'accelerazione di riferimento (caratterizzata appunto da una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni). Nella tabella 10 sono riportati i valori di probabilità di eccedenza accettati ed i valori di γ_I medi che possono essere utilizzati qualora non siano disponibili direttamente le accelerazioni corrispondenti alle diverse probabilità accettate.

tabella 10 – Probabilità di eccedenza in 50 anni dell'azione sismica (P) e fattori di importanza γ_I per la verifica allo SLU dei beni culturali tutelati [20]

Categoria d'uso	Categoria di rilevanza					
	Limitata		Media		Elevata	
	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I
Saltuario o non utilizzato	40%	0.50	25%	0.65	17%	0.80
Frequente	25%	0.65	17%	0.80	10%	1.00
Molto frequente	17%	0.80	10%	1.00	6,5%	1.20

Per la verifica dello SLD si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate dalle probabilità di eccedenza in 50 anni riportate nella tabella 11, che potranno anche essere ottenute moltiplicando l'azione

sismica corrispondente alla probabilità di eccedenza del 50% in 50 anni per i fattori γ_I medi riportati nella medesima tabella.

tabella 11 – Probabilità di eccedenza in 50 anni dell'azione sismica (P) e fattori di importanza γ_I per la verifica allo SLD dei beni culturali tutelati [20]

Categoria d'uso	Categoria di rilevanza					
	Limitata		Media		Elevata	
	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I
Saltuario o non utilizzato	90%	0.50	80%	0.65	65%	0.80
Frequente	80%	0.65	65%	0.80	50%	1.00
Molto frequente	65%	0.80	50%	1.00	40%	1.20

Viene definito l'indice di sicurezza sismica dato dal rapporto tra l'accelerazione di collasso a_{SLU} e quella attesa nel sito in un prefissato intervallo di tempo e con una prefissata probabilità di superamento $\gamma_I S a_g$ (accelerazione attesa nel sito). Questo parametro è utile per evidenziare le situazioni più critiche e stabilire le priorità per gli interventi.

$$I_s = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I S a_g} \quad (1.3)$$

dove:

- a_{SLU} è l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo;
- γ_I è il fattore di importanza definito in precedenza;
- S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione e degli eventuali effetti morfologici;
- a_g è l'accelerazione di riferimento nel sito.

I.4.2.2 Conoscenza della costruzione storica

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività:

- l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio (apparati decorativi fissi, beni artistici mobili) che possono condizionare il livello di rischio;
- il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- l'individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi;
- l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;

- la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

Le indagini conoscitive dovranno concentrarsi prevalentemente sull'individuazione della storia del manufatto, sulla geometria degli elementi strutturali, sulle tecniche costruttive e sui fenomeni di dissesto e di degrado. D'altra parte, le difficoltà connesse con la conoscenza, anche in relazione alle risorse disponibili e all'invasività delle indagini da eseguire, rendono spesso necessario un confronto con modelli interpretativi a posteriori, basati sull'osservazione ed accertamento del funzionamento manifestato dalla costruzione.

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza F_c compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e della valutazione dell'indice di sicurezza sismica.

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

Nel primo caso il fattore di confidenza si applica alle proprietà dei materiali, riducendo sia i moduli elastici sia le resistenze.

Nel secondo caso, ossia di modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza si applica direttamente alla capacità della struttura, ovvero riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite.

tabella 12 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza [20].

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

In entrambi i casi, la definizione del fattore di confidenza andrà riferita al materiale/tipologia che maggiormente penalizza lo specifico meccanismo di danno/collasso in esame.

I fattori di confidenza sono definiti con riferimento alla tabella 12 dalla seguente relazione:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} \quad (1.4)$$

I.4.2.3 Modelli di valutazione della sicurezza sismica

L'analisi del comportamento strutturale delle strutture storiche in muratura e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi.

Queste costruzioni non sono state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì utilizzando *le regole dell'arte* che sono criteri esecutivi e di proporzionamento geometrico affinati nel tempo sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate.

Oltre alla conformità alle regole dell'arte, un ulteriore elemento di valutazione di buona costruzione può essere il "collaudo" della storia, di cui l'esistenza stessa della costruzione fornisce testimonianza. Tale collaudo, tuttavia, risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione dal rischio sismico, in quanto una costruzione (pur se antica) potrebbe non essere ancora stata colpita da un terremoto violento (periodo di ritorno di 475 anni), inoltre, occorre considerare che la capacità della struttura può essersi modificata per un effetto di accumulo del danno, dovuto a passati terremoti di minore intensità, a causa di dissesti di altra natura e per le trasformazioni che spesso interessano le costruzioni storiche.

Risulta pertanto evidente come dovendo valutare oggi la sicurezza di una costruzione esistente, i suddetti elementi di valutazione debbano essere accuratamente acquisiti, attraverso un'adeguata conoscenza, ma non si possa in ogni caso prescindere da una analisi strutturale, finalizzata a tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato nella costruzione. Per eseguire tale analisi sono disponibili diversi modelli, che possono risultare più o meno accurati ed interessano l'intera costruzione o sue singole parti.

La valutazione della capacità della struttura e della sicurezza sismica andranno effettuate, sia a livello locale che complessivo, utilizzando un opportuno metodo di analisi. In particolare è possibile fare riferimento ai seguenti riportati in ordine di complessità:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Le LGBC 2007 individuano in particolare tre livelli per la valutazione della sicurezza sismica che suggeriscono anche il metodo di analisi da utilizzare:

- *LV1*: Analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati: prevede l'utilizzo di metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano strumenti qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e

stratigrafico). Gli strumenti di valutazione devono infatti essere rigorosi, ma sufficientemente agili da essere applicati a scala territoriale: essi sono basati su una scrupolosa raccolta di informazioni attraverso moduli schedografici e sulla formulazione di un preliminare giudizio qualitativo sul livello di rischio sismico. L'obiettivo di questo livello di analisi è quello di stabilire delle priorità per l'esecuzione di interventi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio: essi saranno eventualmente realizzati successivamente ad una valutazione più approfondita (LV2 o LV3).

- *LV2*: Valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso): questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. La sicurezza sismica può essere valutata facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi), considerando l'eventuale presenza di stati di danneggiamento pregressi (specie se di origine sismica) e le conoscenze sul comportamento di strutture simili (desunte dal rilievo sistematico dei danni post-terremoto). L'analisi cinematica rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione: i risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale (presenza di catene, ammassamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo degli orizzontamenti, ecc.).
- *LV3*: Valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto: questo livello di valutazione più accurato considera la sicurezza sismica della singola costruzione nel suo complesso: deve essere adottato nella progettazione di interventi di miglioramento che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture. La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione della struttura in macroelementi, a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidità e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma sistematicamente su ciascun elemento della costruzione.

I.4.2.4 Interventi di miglioramento sismico

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va comunque valutata e giustificata nel quadro di una indispensabile visione d'insieme, portando in conto gli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi. Il progetto degli interventi dovrà garantire la conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni, in particolare valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi.

Dovranno essere privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio ed i nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, dovranno essere valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi.

Per i beni culturali tutelati è in ogni caso necessario attenersi ad interventi di miglioramento sismico intesi come interventi in grado di far conseguire all'edificio un maggiore grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per le nuove costruzioni. Ribadito quindi che per i beni culturali tutelati è possibile derogare rispetto all'adeguamento, l'obiettivo è quello di evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziando i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo.

Esistono tuttavia manufatti di tale natura nei quali vengono svolte funzioni strategiche o rilevanti (ospedali, scuole, caserme, ecc). In questi casi la deroga all'adeguamento ha delle conseguenze sul livello di rischio degli occupanti e sulla operatività delle funzioni svolte in emergenza sismica. Poiché la salvaguardia del manufatto non può incidere sulla operatività delle funzioni strategiche o sulle conseguenze di un eventuale collasso, si ritiene che, al di sopra di un certo livello di rischio, possa essere presa seriamente in conto la possibilità di delocalizzare le funzioni rilevanti e/o strategiche.

Gli interventi possono riguardare singole parti del manufatto o interessare l'intera struttura; vengono quindi adottati due diversi livelli di valutazione:

- *LV2*: Valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'accelerazione di collasso dell'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- *LV3*: Progetto di interventi che modificano il funzionamento strutturale accertato o quando venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto; in questo caso le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare i modelli locali previsti per il livello LV2, però applicati in modo generalizzato sui diversi elementi della costruzione, o un modello strutturale globale, nei casi in cui questi possano essere ritenuti attendibili.

La strategia di intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- *Rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti*, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidità, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre estrema attenzione alle modifiche indotte allo schema strutturale);

- *Inserimento di nuovi elementi*, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- *Introduzione di una protezione passiva* mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base (considerando accuratamente tutte le possibili ricadute sulla conservazione, ed in particolare la presenza di substrati archeologici);
- *Riduzione delle masse* (con le dovute precauzioni);
- *Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio* (in questo caso sarà obbligatoria una verifica di compatibilità alle trasformazioni urbanistiche previste nei piani attuativi e nei cambi di destinazione d'uso degli edifici).

In generale gli interventi differiscono per:

- *Estensione*: Interventi limitati ad alcuni elementi; interventi estesi a tutta la struttura
- *Comportamento statico (e dinamico) accertato e conseguito*: Interventi che non modificano l'attuale comportamento statico; Interventi che pur modificando l'attuale comportamento statico, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale; Interventi che modificano l'originale comportamento statico
- *Invasività e reversibilità*: invasivo è l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, che si contrappone all'intervento reversibile, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale.
- *Stato di coazione fornito*: Interventi passivi, che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originali; Interventi attivi, che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni autoequilibrate.
- *Integrità architettonica*: intervento in grado di conservare non solo la qualità materico costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto
- *Durabilità e compatibilità materiale*: Intervento durabile nel tempo, anche in rapporto alle caratteristiche chimico fisiche della materia storica.

L'intervento dovrà essere valutato anche in ragione del suo costo, rapportandolo all'entità del beneficio da esso prodotto ed all'effettiva necessità.

Riferimenti - Introduzione

- [1] Uang C.M., Bertero V., 1990, Evaluation of seismic energy in structures, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 19, 77-90, (1990)
- [2] Kelly J.M., 1990, Base isolation: linear theory and design, *J. Earthquake Spectra*, 6, 223-244
- [3] Bongiovanni G., Clemente P., Forni M., Martelli A., Saitta F., 2011, Principi dell'isolamento sismico e applicazioni in campo nucleare, *Focus, Energia Ambiente e Innovazione* 1-2/2011
- [4] FIP Industriale s.p.a., 2011, sito web: <http://www.fip-group.it/>
- [5] Marsico M.R., 2009, Seismic Isolation and Energy Dissipation: theoretical basis and application, tesi di dottorato di ricerca in Ingegneria delle Costruzioni, XXI ciclo, Università Federico II di Napoli
- [6] Orlandi S., 2010, Procedure di progettazione per sistemi di progettazione passiva per costruzioni in zona sismica, Dottorato di ricerca in meccanica delle strutture, XXI ciclo, Università di Bologna
- [7] Constantinou M.C., Symans M.D., 1993, Experimental Study of Seismic Response of Buildings with Supplemental Fluid Dampers, *Struct. Design Tall Bldgs.*, p.93-132, 1993
- [8] Dalla Valle A., 2008, Sulla progettazione in zona sismica di strutture dotte di dissipatori fluido viscosi: proposta di una metodologia, Dottorato di ricerca in meccanica delle strutture, XX ciclo, Università di Bologna
- [9] Arima F., Miyazaki M., Tanaka H. e Yamazaki Y., 1988, A study on Buildings with Large Damping Using Viscous Damping Walls, *Ninth World Conf. Earthquake Engrg.*, Toyko, V, 821-826.
- [10] Miyazaki, M. e Mitsusaka, Y. (1992), Design of a Building with 20% or Greater Damping, *Tenth World Conference Earthquake Engineering*, Madrid, 4143-4148.
- [11] De Luca A., Mele E., Molina J., Verzeletti G., Pinto A.V., 2001, Base isolation for retrofitting historic buildings: Evaluation of seismic performance through experimental investigation, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2001; 30:1125–1145 (DOI: 10.1002/eqe.54)
- [12] Manos G.C., Soulis V., Karamitsios N., Felekidou O., 2009, Numerical simulation of the dynamic and earthquake behaviour of Greek post-Byzantine churches with and without base isolation, *Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09 - Mazzolani (ed)*, 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55803-7
- [13] Sendova V.I., Rakicevic Z., Gavrilovic P., Jurukovski D., 2009, Retrofitting of Byzantine church using passive base control system, *Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09 - Mazzolani (ed)*, 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55803-7
- [14] Castellano M.G., Tosti G., Bolletti G.P., Tosti M., 2009, Fluid Spring Dampers for the Seismic Protection of the Cathedral of Siena, *Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09 - Mazzolani (ed)*, 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55803-7

- [15] Azevedo J., Sincaian G., 2000, Numerical models of masonry structures with and without SMADs using the discrete element method, ISTECH project – final workshop – Shape memory alloy devices for seismic protection of cultural heritage structures, June 23rd 2000, Ispra (VA), Italy.
- [16] Castellano M.G., 2000, Shaking table tests of masonry façade walls with and without SMADs, ISTECH project – final workshop – Shape memory alloy devices for seismic protection of cultural heritage structures, June 23rd 2000, Ispra (VA), Italy.
- [17] Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008, “Norme Tecniche per le costruzioni”.
- [18] Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/09 “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008”.
- [19] Eurocode 8, 2005. Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [20] Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni, 2007, Ministero per i beni e le attività culturali
- [21] Decreto Ministeriale del 14 Settembre 2005, “Norme Tecniche per le costruzioni”
- [22] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [23] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274.

Parte 1 Adeguamento sismico di telai in cemento armato esistenti

1.1 Introduzione

Il tema della preservazione del patrimonio storico-artistico assume oggi sempre maggiore rilevanza. Molti edifici a telaio in cemento armato dell'edilizia industriale dei primi del '900 sono soggetti a tutela storico-artistica e sono classificati come "archeologia industriale". Molto spesso questi edifici non presentano sufficiente resistenza e duttilità se sottoposti alle azioni sismiche, poiché in genere progettati per i soli carichi gravitazionali. C'è pertanto l'esigenza di progettare e realizzare interventi di adeguamento per garantirne la sicurezza.

In questa prima parte del lavoro è studiato il comportamento alle azioni sismiche dei telai esistenti in cemento armato progettati per le sole azioni gravitazionali (denominati nella letteratura scientifica come "telai GLD" dove GLD indica "gravity load design") di cui fanno parte anche i telai in cemento armato dell'edilizia industriale dei primi anni del '900 (§1.2). Sono studiate le tipiche carenze di dettaglio strutturale di queste costruzioni (§1.3) e quali sono le principali tecniche di intervento per migliorarne il comportamento alle azioni sismiche (§1.4).

Fra le possibili tecniche di intervento, si è scelto in questo lavoro di approfondire quella che prevede l'introduzione di controventi eccentrici in acciaio tra le campiture dei telai (§1.5), perché se opportunamente progettata consente di soddisfare contemporaneamente alle esigenze di incremento di resistenza, rigidezza e duttilità strutturale. Le recenti norme antisismiche ne trattano l'applicazione quasi esclusivamente agli edifici intelaiati in acciaio di nuova costruzione, ma non forniscono criteri di progetto specifici nel caso di impiego per l'adeguamento di telai in cemento armato esistenti.

La tipologia di controvento eccentrico dettagliatamente studiata è quella ad Y poiché può facilmente essere introdotta tra le campiture dei telai in cemento armato esistenti. È esposta al §1.5.5 una nuova procedura di progetto che impone la plasticizzazione contemporanea di tutti i controventi ai piani allo scopo di indurre un meccanismo di danneggiamento globale, che massimizza l'effetto di smorzamento per dissipazione isteretica. La procedura proposta rispetta il criterio della "gerarchia delle resistenze" e impone che il controvento entri in campo plastico prima del telaio in cemento armato, garantendo pertanto alla struttura adeguata un meccanismo di rottura globale e duttile. Il controvento introdotto svolge il ruolo di "fusibile

strutturale” ed in esso è concentrata la dissipazione energetica, in modo che la struttura in cemento armato esistente risulti meno sollecitata dall’azione sismica.

Per effettuare una valutazione di accettabilità (§1.3.4) dell’adeguamento progettato in genere si ricorre ad analisi non lineari, statiche o dinamiche. In letteratura non si hanno metodi di comprovata validità alternativi a tali analisi che permettano la valutazione del fattore di struttura effettivamente garantito con l’adeguamento, la valutazione dell’entità reale delle richieste di deformazione (verifica dei meccanismi duttili) e la valutazione delle sollecitazioni introdotte dal sisma nella struttura adeguata (verifica dei meccanismi fragili).

Sono proposte pertanto al §1.5.7 delle relazioni analitiche sostitutive alle analisi non lineari che permettono di effettuare, in modo facile e veloce, le valutazioni di richiesta di duttilità e di resistenza della struttura adeguata.

Per verificare la bontà della procedura di progetto e delle relazioni analitiche proposte sono svolte due applicazioni pratiche. La prima ad un semplice telaio piano regolare (§1.5.8) e la seconda ad un telaio tridimensionale dei primi del ‘900 soggetto a tutela storico-artistica (§1.5.9).

1.2 L’archeologia industriale in cemento armato

In questo paragrafo si riassume brevemente l’evoluzione dell’edilizia industriale italiana nei primi anni del ‘900. Tale edilizia in cemento armato è oggi classificata come “archeologia industriale” e fa parte a pieno titolo delle costruzioni storiche da tutelare. Una trattazione più esaustiva ed estesa si può trovare in [1.1] di cui questa sezione costituisce una breve sintesi.

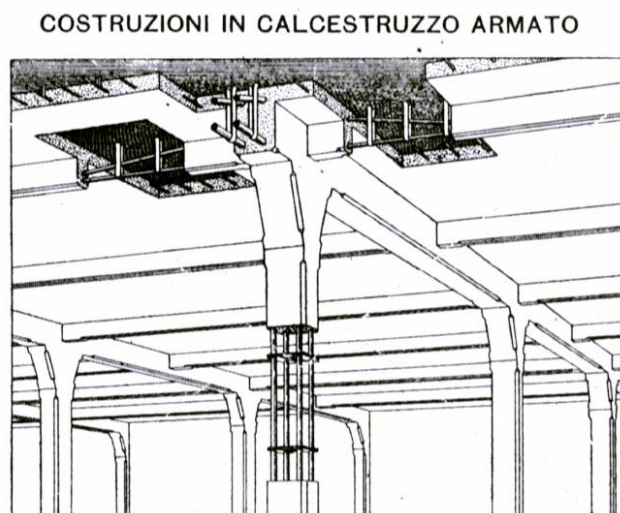


figura 1.1 – Caratteristiche delle strutture in calcestruzzo armato dei primi del ‘900 [1.1]

In Italia, negli ultimi anni dell’ottocento iniziò un periodo di espansione industriale e con esso anche l’esigenza di costruire stabilimenti di una certa dimensione, anche con conformazioni complesse, in grado di resistere ai carichi statici, all’umidità e alla presenza del fuoco, mantenendo al contempo una certa economicità nei costi di realizzazione. Il calcestruzzo armato presentava queste caratteristiche e per questo

iniziò il suo avvento anche in Italia. Vengono pertanto abbandonate le strutture in muratura a più navate e le strutture in ferro tipiche dell'edilizia industriale della seconda metà dell'800 per lasciar spazio alle nuove costruzioni in calcestruzzo armato.

Il merito di una così vasta diffusione del calcestruzzo in Italia, in Europa e nel mondo è da attribuire a F. Hennebique, che brevettò un sistema costruttivo basato sulla disposizione razionale del ferro nel conglomerato. Questo sistema è rappresentativo del primo tipo di trave moderna in calcestruzzo armato, che è molto simile a quelle poi utilizzate diffusamente sino ai giorni nostri.

Con l'avvento del calcestruzzo armato cambia anche il linguaggio architettonico, poiché gli elementi principali della struttura iniziano ad essere (figura 1.1):

- i pilastri, dai caratteristici spigoli smussati e dalle dimensioni ridotte;
- le travi principali ribassate dal solaio con gli spigoli smussati raccordate sui pilastri;
- le travi secondarie che irrigidiscono le solette e si incastrano nelle travi principali;
- le solette di ridotto spessore e di dimensioni in pianta quadrate o rettangolari.

Tra i diversi esempi al riguardo si citano i seguenti edifici progettati da Fenoglio:

- il Cottonificio Remmert di Ciriè (1900) dove in facciata ci sono decorazioni neo-medievali e ampie finestre (figura 1.2, figura 1.3);
- la Fabbrica Termotecnica e Meccanica a Torino (1900) che si distingue per un interno luminoso per la presenza dei lucernari e una disposizione razionale dei pilastri in cemento armato che sostengono le vie di corsa del carro-ponte (figura 1.4),
- la Fabbrica Barone & Figli a Torino (1906) che presenta facciate con ampie finestre, sormontate da archi, alternate a lesene di mattoni (figura 1.5).



figura 1.2 – Cottonificio Remmert: vista esterna [1.1]



figura 1.3 – Cottonificio Remmert: vista interna [1.1]



figura 1.4 – Fabbrica Termotecnica e meccanica a Torino, 1900 [1.1]



figura 1.5 – Stabilimento Barone e figli a Torino, 1906 [1.1]

Si passa dopo il 1905, ad edifici di tipo proto-razionalista che nei cortili interni nascondono strutture a vista completamente in cemento armato, sul fronte via invece sorgono le palazzine di servizio solitamente ad uso ufficio, in gusto Art-Nouveau, che rappresentavano l'immagine della ditta.

Un importante esempio è la Carrozzeria automobili Alessio a Torino (1907) progettata da Fenoglio. Dalla planimetria (figura 1.6) si nota come l'edificio industriale sia disposto all'interno, mentre in angolo e lungo le vie sia posizionata la palazzina uffici in muratura (figura 1.7) e i magazzini. Analogo discorso si potrebbe fare per le fabbriche Locati e Torretta (1905) e Venchi & C. (1907) a Torino.

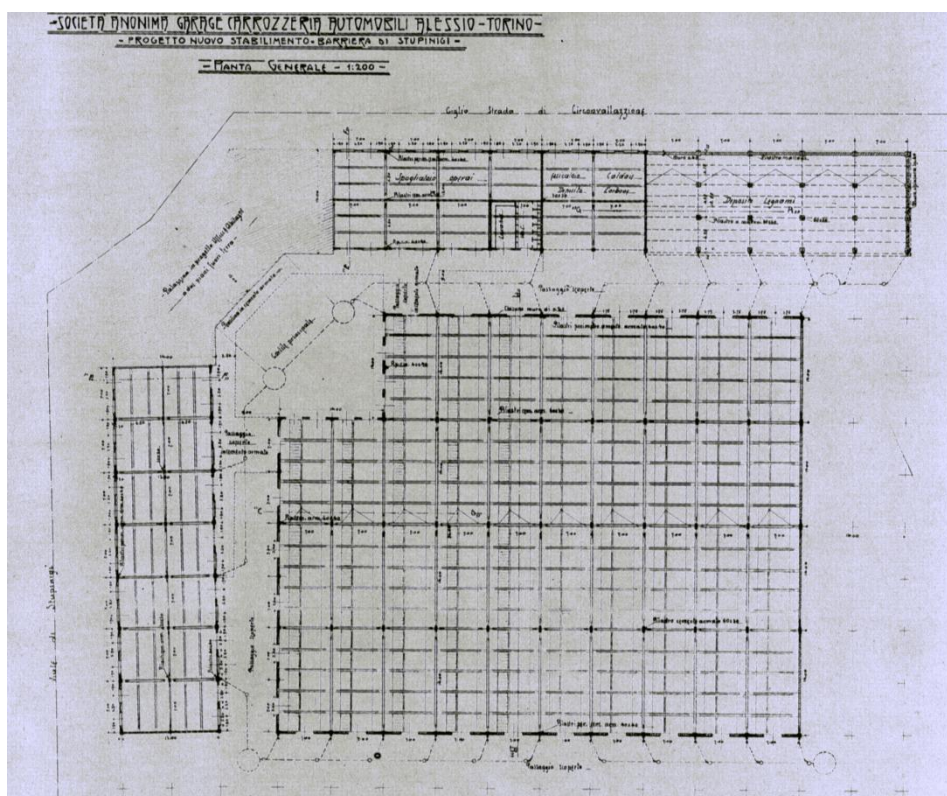


figura 1.6 – Garages Carrozzeria Automobili Alessio a Torino, 1907 – pianta degli edifici [1.1]

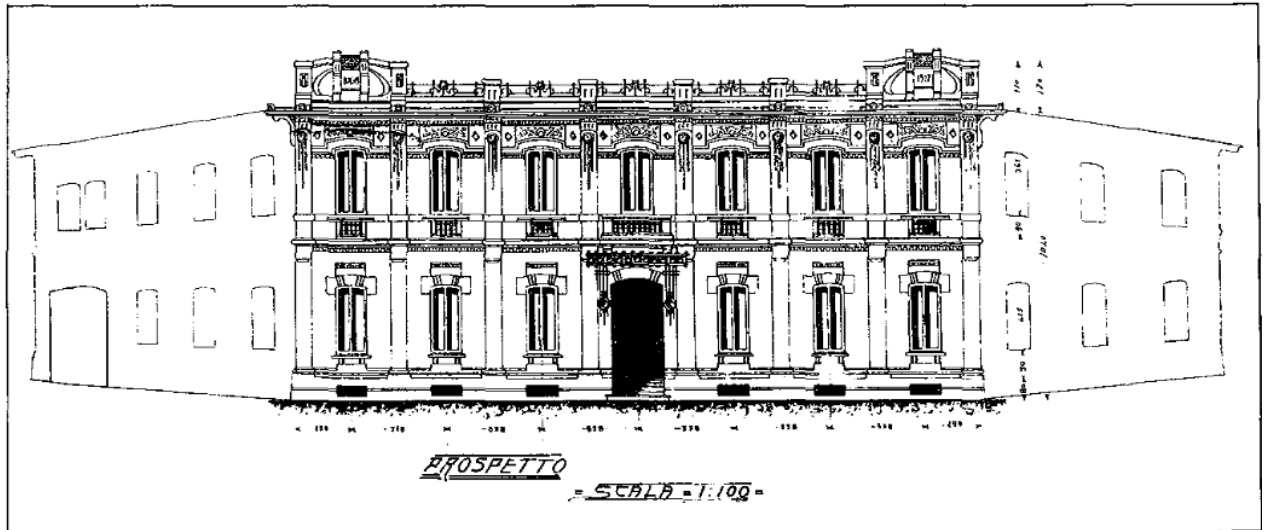


figura 1.7 – Facciata della Carrozzeria Automobili Alessio a Torino, 1907 [1.1]

Negli anni dopo il 1905 circa compaiono anche edifici in cemento armato con strutture a vista non nascosti nei cortili interni delle fabbriche, ed è in questi primi esempi che viene dimostrato che l'uso del cemento armato può fornire nuove composizioni architettoniche.

Al riguardo si richiamano:

- il complesso del 1904-5 dei mulini, magazzini e silos della Società Mulini Alta Italia a Sampierdarena, costituito da un blocco di edifici pluripiano, ospitante attrezzature di lavorazione pesanti, sostenute da un telaio multiplo in cemento armato a vista (figura 1.8);
- uno dei blocchi della Fiat Grandi Motori (ex Fiat Ansaldo) del 1906 progettato da Giacomo Mattè Trucco, in corso Vercelli all'angolo con via Cuneo a Torino, dove l'ossatura in cemento armato è tamponata con ampie finestrate e con parti murarie (figura 1.9).

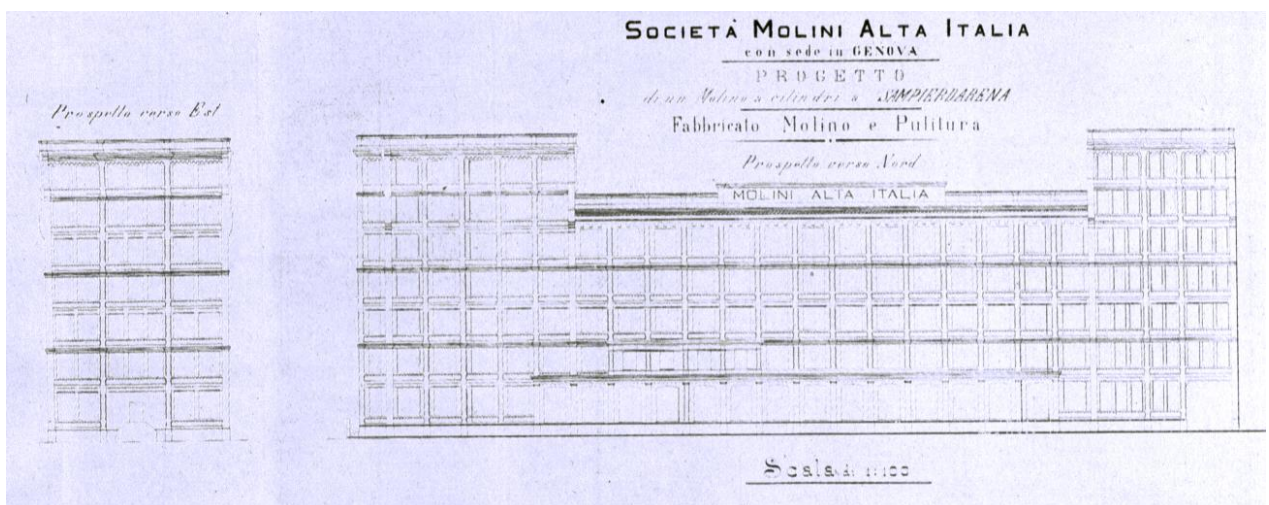


figura 1.8 – Fabbricato magazzino e silos della Soc. Mulini Alta Italia a Sampierdarena, Genova, 1904-05 – prosp. Nord [1.1]



figura 1.9 – Fiat Grandi Motori (ex Fiat Ansaldo) a Torino, 1906 – vista da Corso Vercelli [1.1]

Nel primo decennio del Novecento (e successivamente) i tipi ricorrenti di edifici industriali si possono raggruppare negli schemi seguenti:

- strutture a telaio completo di solai e pilastri, spesso pluripiano, per diversi tipi di lavorazioni (non pesanti), ad esempio la Carrozzeria Anonima Industriale, del 1905 (figura 1.10; figura 1.11), con illuminazione mediante finestrate sulle facciate (progetto di E. Bonicelli e Giacomo Matté Trucco);
- capannoni per lavorazioni pesanti, spesso di notevole luce, con copertura a travi reticolari e solette, con pilastri portanti le vie di corsa dei carriponte (figura 1.12; figura 1.13);
- complessi basati sull'accoppiamento di maglie modulari più alte e maglie più basse che permette l'illuminazione (figura 1.14) interna con finestroni;
- capannoni molto estesi in orizzontale, con maglie di dimensione non troppo elevata e copertura adatta a garantire illuminazione diffusa con soluzioni a shed (figura 1.15) e con lucernari (figura 1.16) ricavati nelle coperture piane.

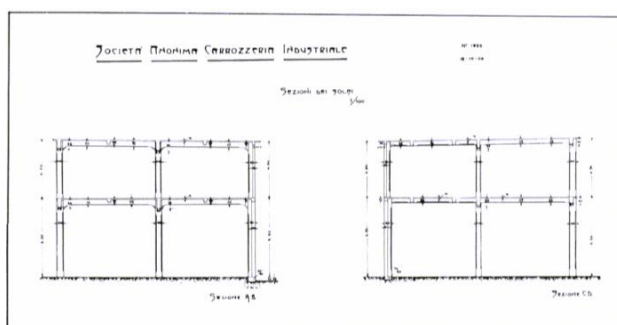


figura 1.10 – Stabilimento della Società Anonima Carrozzeria Industriale a Torino – sezioni trasversali [1.1]

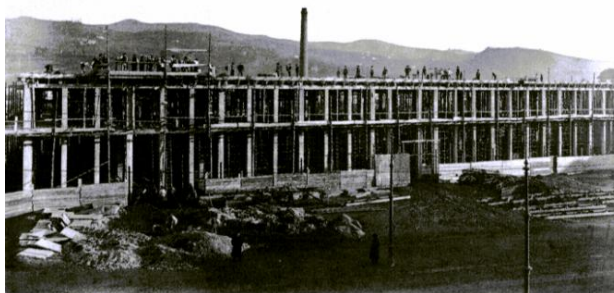


figura 1.11 – Stabilimento della Società Anonima Carrozzeria Industriale a Torino – in costruzione [1.1]

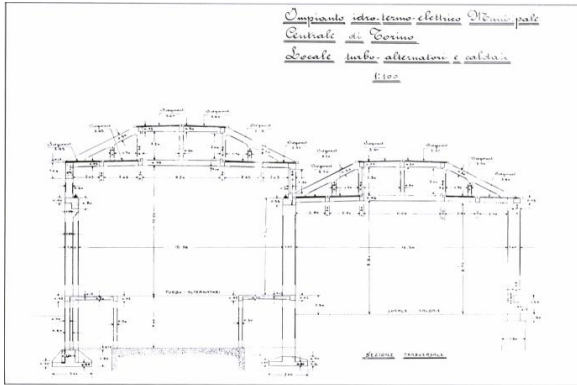


figura 1.12 – Impianto idrotermoelettrico municipale di Torino, 1908 – sezione trasversale [1.1]

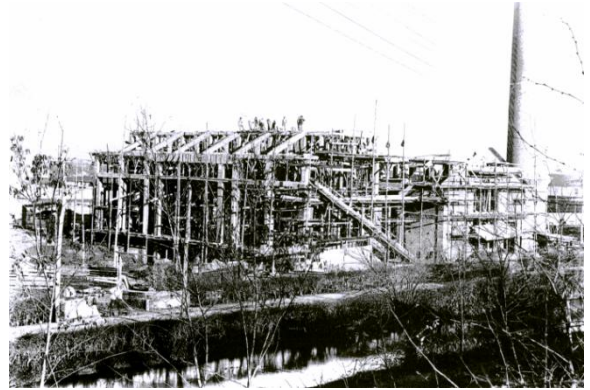


figura 1.13 – Impianto idrotermoelettrico municipale di Torino in fase di costruzione [1.1]

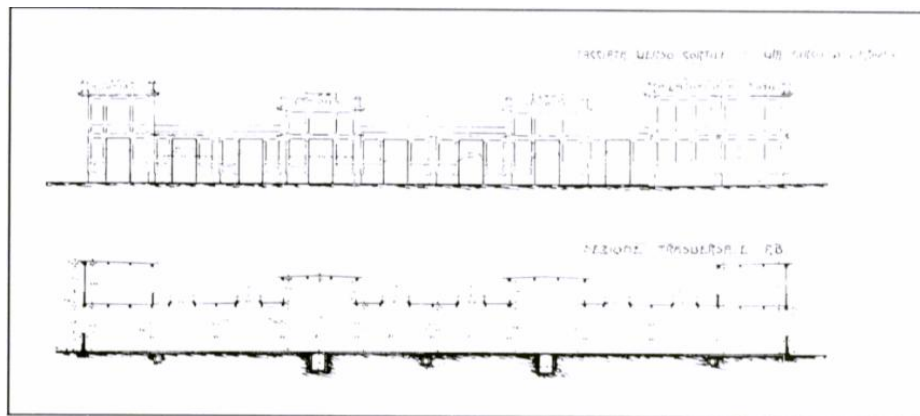


figura 1.14 – Società piemontese Automobili SPA a Torino, 1906 – prospetti e sezione [1.1]

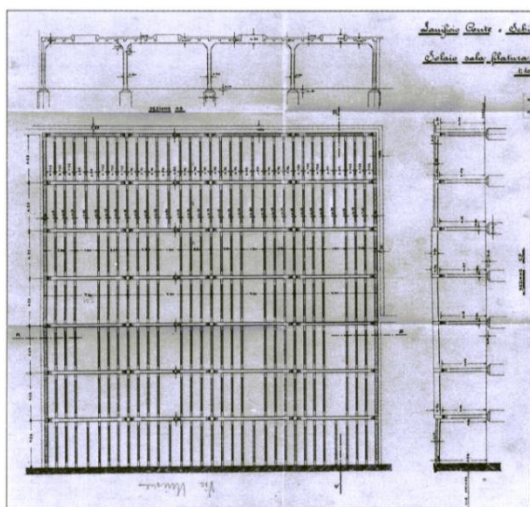


figura 1.15 – Stabilimento G.B. Conte a Schio, 1906 [1.1]



figura 1.16 – Stabilimento G.B. Conte a Schio, 1906 [1.1]

Nel secondo decennio del Novecento l'edificio industriale in cemento armato è ormai consolidato nella prassi costruttiva e generalmente le maglie delle strutture, messe in vista, sono abbinata a tamponamenti opachi e finestrate, i progettisti giocano proprio sull'accostamento dei pannelli e delle finestre per realizzare motivi estetici particolari.

Tipico è l'abbinamento del mattone colore rosso, il grigio della struttura in conglomerato e i riflessi di luce delle finestrate. Esemplificativo è il fabbricato lavorazione dello spumante della Cinzano in S. Vittoria d'Alba del 1910 (progetto di P. Fenoglio). In esso è rilevabile la cadenza regolare dei pilastri in cemento armato, le murature di tamponamento in mattoni e il cornicione di coronamento (figura 1.17, figura 1.18).

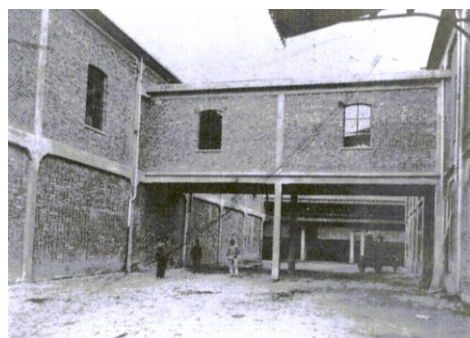
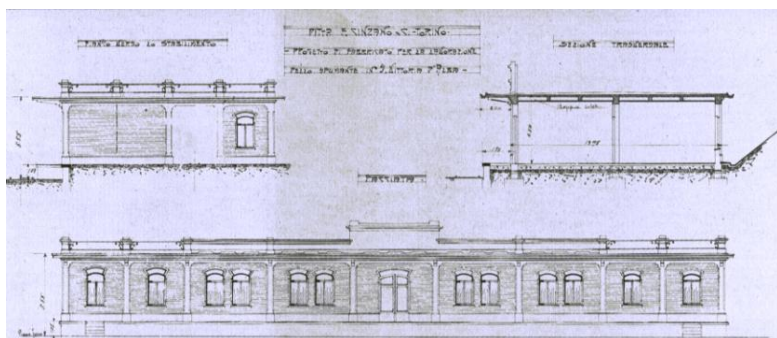


figura 1.17 – Disegni di progetto fabbricato lavorazione spumante F.Cinzano & C. a S.Vittoria d'Alba (CN), 1910 [1.1]

figura 1.18 – Stabilimento Cinzano: cortile interno [1.1]



figura 1.19 – Magazzini docks Dora a Torino, 1912-14 [1.1]

Nei Docks Dora di Torino, del 1912-14, le parti di tamponamento richiamano modi costruttivi delle tecniche lignee, con controventi diagonali (figura 1.19). Tra le realizzazioni per l'industria più notevoli del secondo e terzo decennio del Novecento ad opera della Soc. Porcheddu si citano:

- le Officine fonderie Fiat alla Barriera di Nizza (1916) (figura 1.20, figura 1.21, figura 1.22), costituite da una serie di maglie modulari di altezza diversa;
- le ferriere di Oneglia (1917) (figura 1.23) con grossi capannoni;
- la Fiat Lingotto (1916-1922), edificio pluripiano a maglia modulare costituito da unità semplici aggregate (figura 1.24, figura 1.25).



figura 1.20 – Officine Fonderie Fiat alla barriera di Nizza, Torino [1.1]



figura 1.21 – Officine Fonderie Fiat alla barriera di Nizza, Torino [1.1]

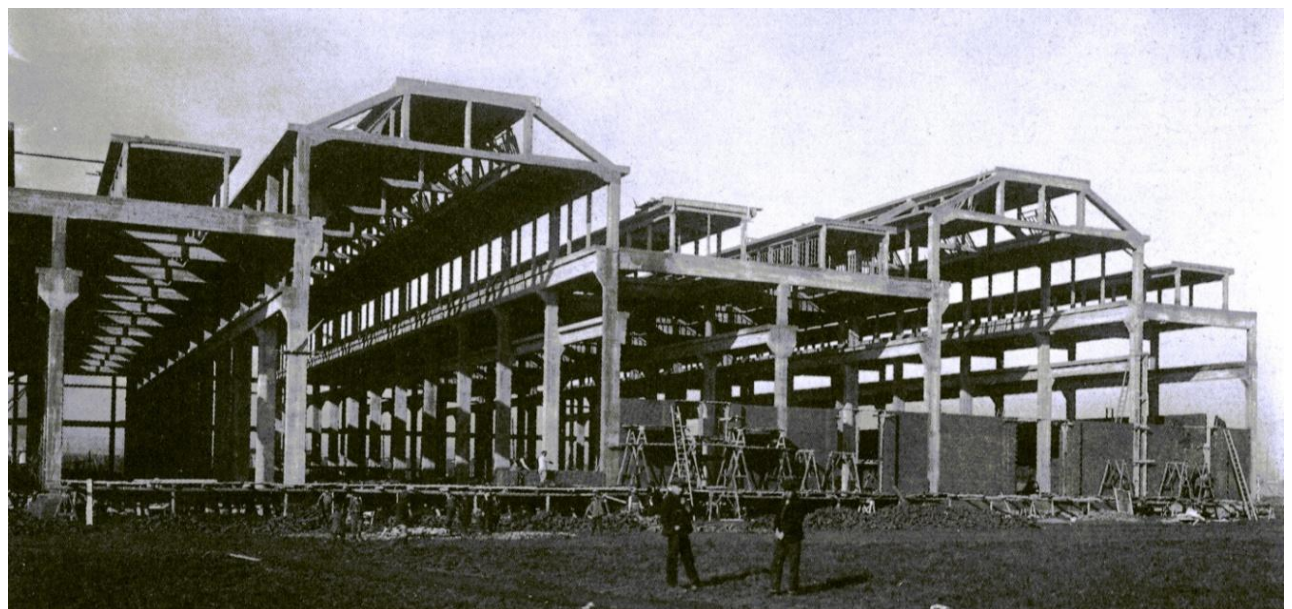


figura 1.22 – Officine Fonderie Fiat alla barriera di Nizza, Torino [1.1]

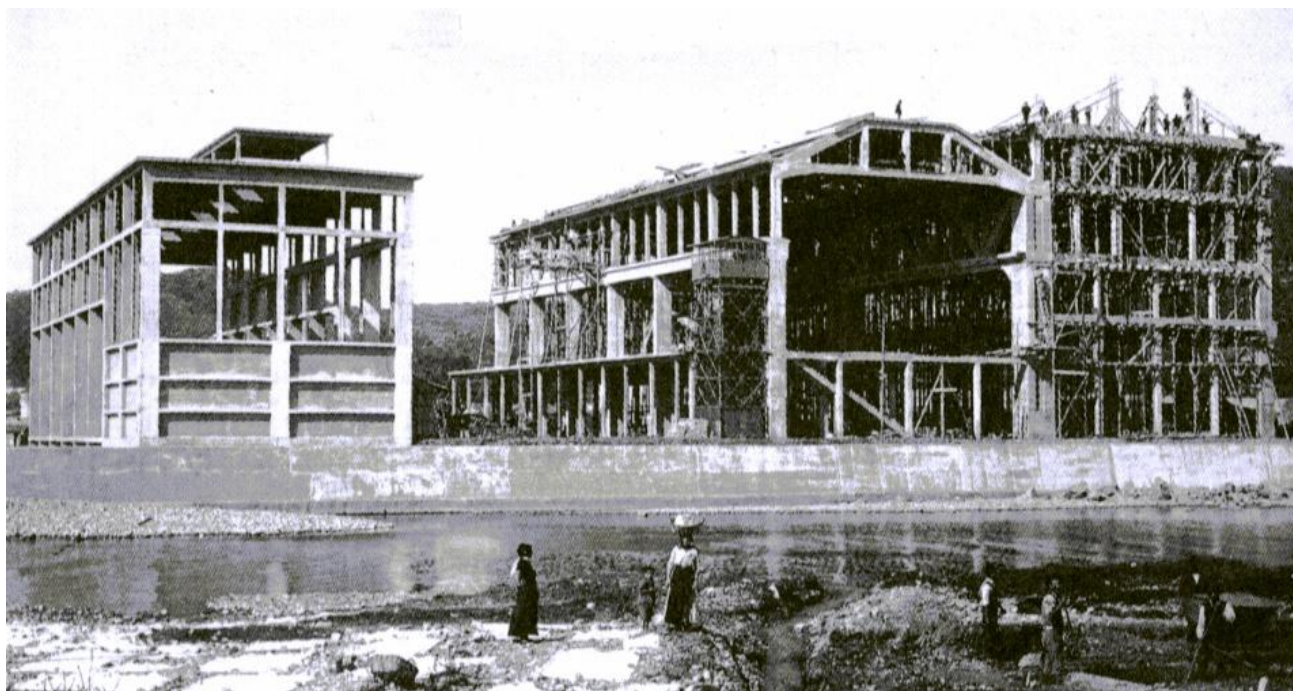


figura 1.23 – Ferriere di Oneglia, 1917 [1.1]

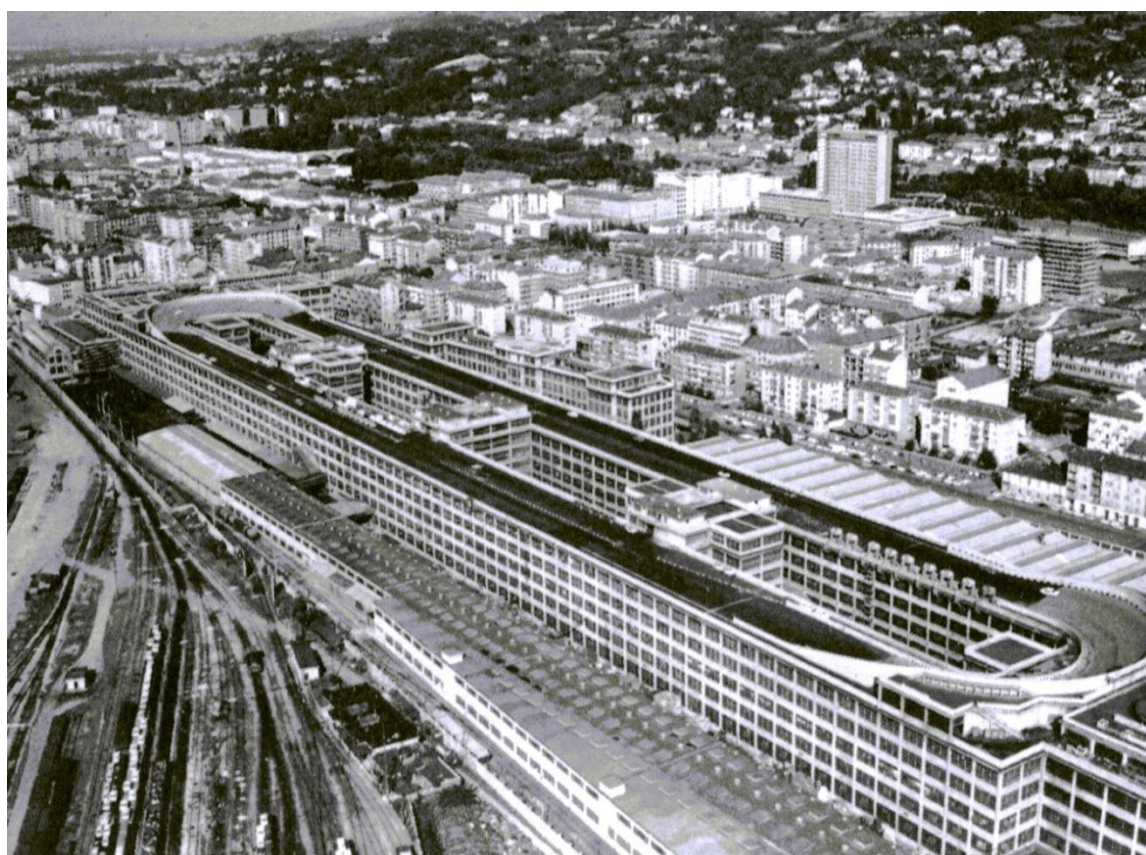


figura 1.24 – Officine Fiat Lingotto a Torino, 1916-22: vista aerea [1.1]

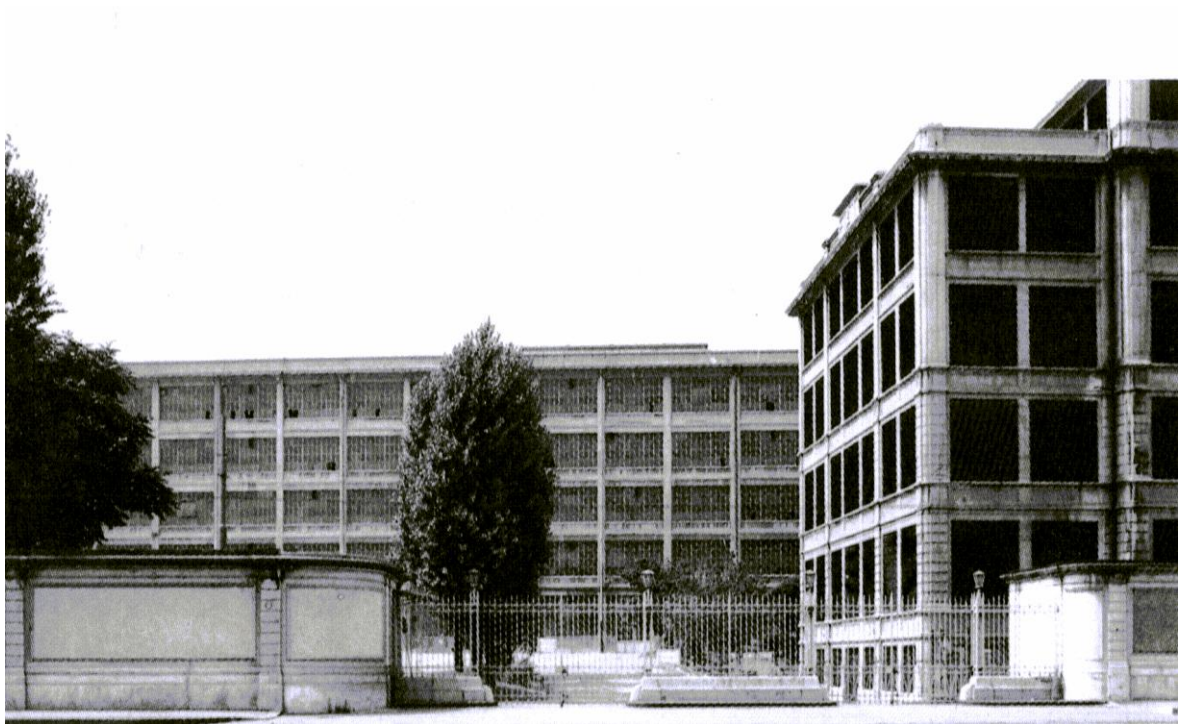


figura 1.25 – Officine Fiat Lingotto a Torino: vista da Via Nizza [1.1]

È in questi anni che si realizzano per i grossi capannoni anche strutture in cemento armato con schema a portale, cioè con gli elementi verticali in continuità statica con gli architravi e sollecitati anche a flessione. Tra questi esempi si citano gli Hangars per dirigibili di Parma (1918) con luce di 26 m e altezza 32 m (figura 1.26) e i capannoni della centrale termoelettrica di Turbigo (1926) (figura 1.27).

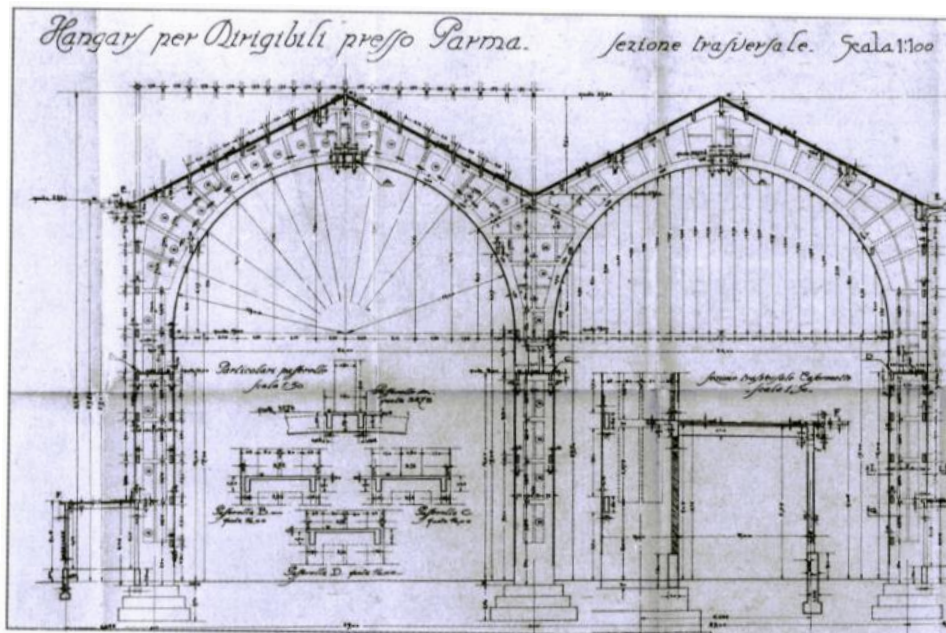


figura 1.26 – Hangars per dirigibili all'aerostadio di Parma, 1918. Disegni della struttura a portale [1.1]

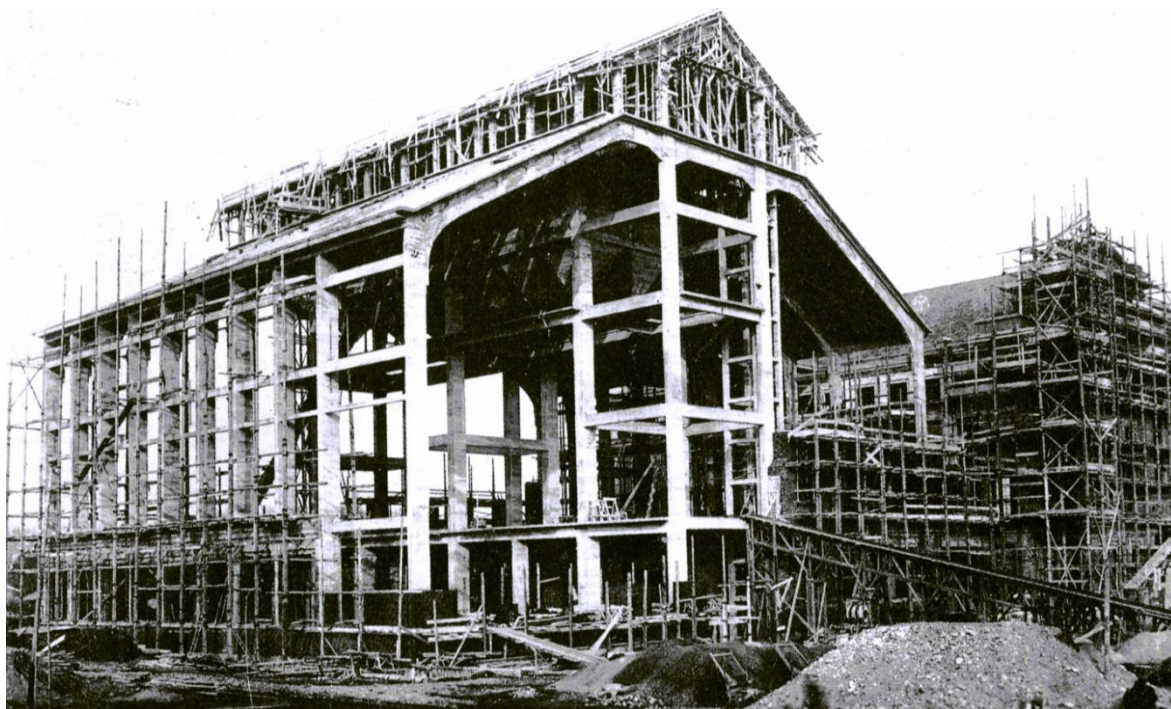


figura 1.27 – Centrale termo elettrica di Turbigo, 1926: edifici in fase di Costruzione [1.1]

La possibilità di "modellare" a piacimento le strutture in conglomerato cementizio armato innesca la fantasia dei progettisti, si arriva a soluzioni con travi intrecciate, forse ispirate a certe architetture barocche, come la copertura del salone ottagonale della Società Bancaria a Torino (1910) (ispirate allo schema della cupola guarignana di S. Lorenzo (figura 1.28). In alcuni casi si raggiungono momenti espressivi anche particolarmente felici, come le travi intrecciate dei magazzini generali piemontesi a Torino del 1913-14 (figura 1.29).

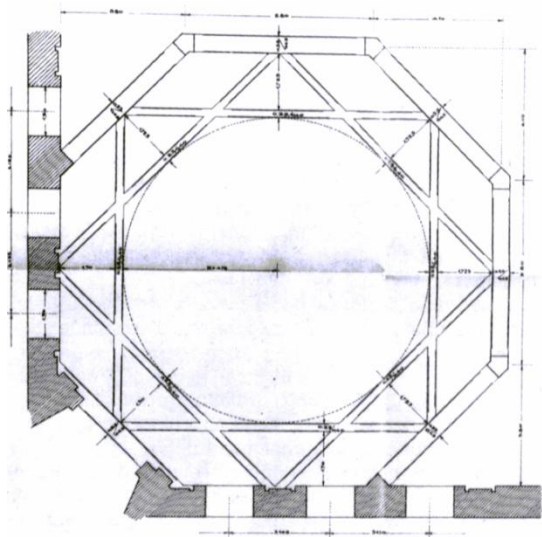


figura 1.28 – Pianta del solaio a travi incrociate del salone ottagonale della Società Bancaria a Torino, 1910 [1.1]



figura 1.29 – Magazzini generali piemontesi a Torino, 1913-14: vista interna [1.1]

I problemi statici sia di calcolo che di realizzazione che vengono coinvolti in questi tipi di strutture non usuali sono molti, esemplificativa è la realizzazione della cupola del Palazzo Stabile delle Esposizioni di Torino (1911) al cui progetto ha collaborato l'ing. Danusso. La cupola di 24 m di luce, impostata su pianta quadrata, è costituita da una soletta sottile (cm 10) con nervature principali "meridiani" e nervature secondarie "paralleli" (figura 1.30).

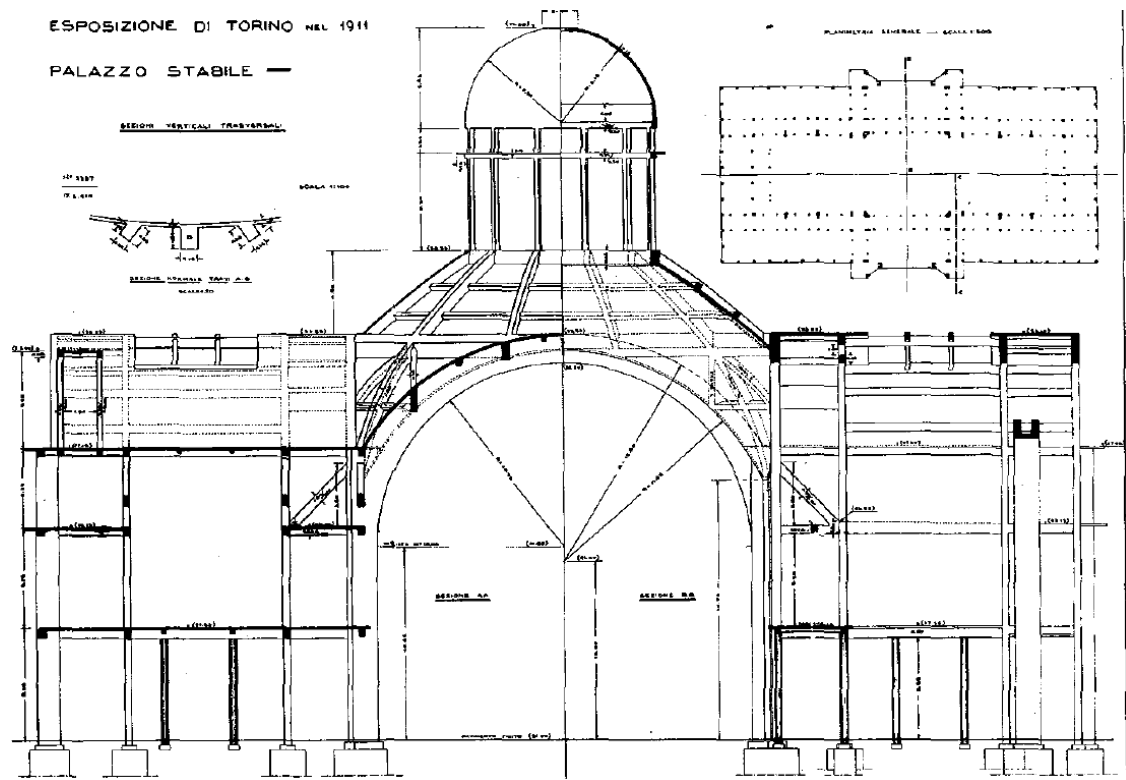


figura 1.30 – Progetto della cupola del Palazzo Stabile delle esposizioni di Torino, 1911 [1.1]

1.3 Comportamento al sisma di telai in cemento armato GLD

Facendo riferimento al censimento delle abitazioni effettuato dall'ISTAT nel 1991 in Italia, risulta che solo il 14% del patrimonio edilizio nazionale è realizzato utilizzando criteri di progettazione antisismica.

In Italia, gli edifici in calcestruzzo armato rappresentano il 50% del patrimonio edilizio esistente e buona parte di esso è stato costruito senza l'applicazione di un codice antisismico oppure adottandone di "primitivi". Più della metà di tale patrimonio, infatti, è stato costruito prima del 1971 (figura 1.31), anno in cui le Norme Tecniche specifiche per le zone sismiche previste dalla Legge 64/74 non erano ancora state emesse. Si utilizzava la Legge 1684 del 1962, che, quando veniva applicata, non dava sostanzialmente indicazioni specifiche sui dettagli costruttivi o requisiti di regolarità atti a garantire un buon comportamento strutturale alle azioni sismiche [1.2].

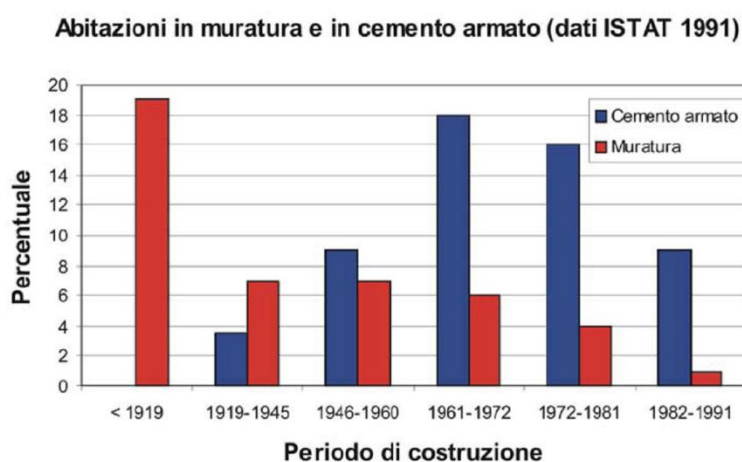


figura 1.31 – Percentuale degli edifici in cemento armato e muratura in Italia nel XX secolo

Pertanto, la valutazione della resistenza al sisma degli edifici in cemento armato esistenti è un argomento importante nella pratica ingegneristica e anche nel campo della ricerca. Infatti, sono temi tutt'oggi attuali sia la valutazione della vulnerabilità sismica, sia la proposta di nuove soluzioni di adeguamento o miglioramento del comportamento al sisma di queste strutture. In questo ambito, l'analisi degli effetti causati dai terremoti del passato sulle costruzioni esistenti rappresenta un utile strumento per meglio comprendere il comportamento sismico di strutture in cemento armato prive di ogni dettaglio antisismico.

Queste strutture, durante gli eventi sismici più violenti registrati negli ultimi anni (Abruzzo 2009, Turchia 1999, Grecia 1999, Irpinia 1980), hanno manifestato un comportamento non soddisfacente, in particolare quando la progettazione è stata effettuata prendendo in considerazione i soli carichi gravitazionali. Le strutture a telaio in cemento armato progettate senza adeguate regole sismiche, mostrano generalmente un comportamento caratterizzato da una bassa duttilità dei nodi trave colonna e dall'assenza di "una gerarchia delle resistenze" in grado di fornire meccanismi di collasso di tipo globale. Altri problemi riscontrati sono la mancanza di regolarità in pianta (che determina una elevata deformabilità torsionale) ed in altezza e la presenza di colonne corte e tozze che determinano dei bruschi e localizzati incrementi di rigidità con conseguente concentrazione in esse delle sollecitazioni.

1.3.1 Principali problematiche

La tipiche problematiche dei telai in cemento armato esistenti progettati per i soli carichi gravitazionali [1.3], sono le seguenti:

1. Schema strutturale inadeguato

La configurazione strutturale di questi edifici è spesso poco coerente poiché non vi è la presenza di telai continui nelle due direzioni principali (figura 1.33);

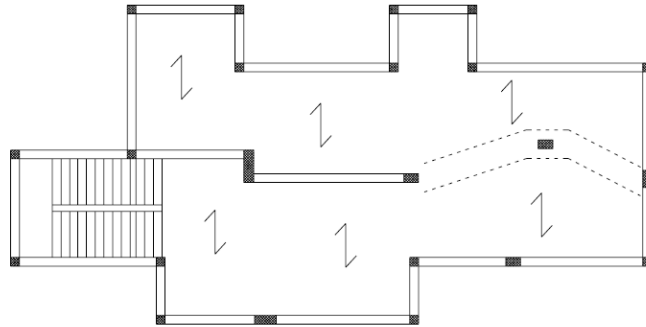


figura 1.32 – Esempio di telaio esistente con pianta irregolare [1.3]

2. La mancanza di regolarità in pianta

Questa carenza è dovuta principalmente ad una grande eccentricità tra il baricentro delle rigidezze di piano e il baricentro delle masse di piano. Come risultato di questa configurazione inadeguata si possono avere effetti torsionali che concentrano le forze laterali in alcuni dei telai perimetrali con il risultato di un eccesso di domanda di duttilità locale (figura 1.33).

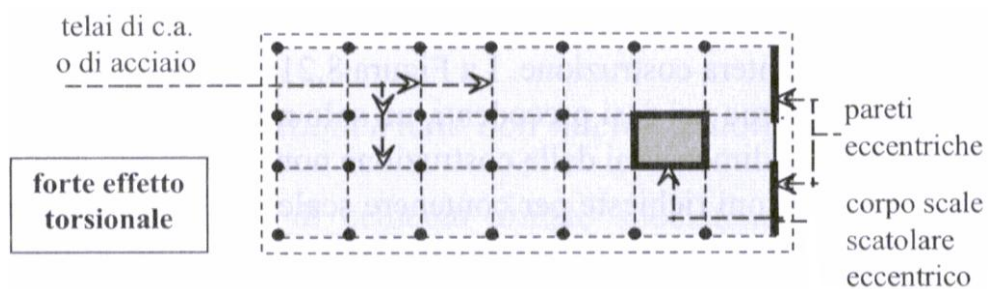


figura 1.33 – Irregolarità in pianta [1.4]

3. La mancanza di regolarità in altezza

La mancanza di regolarità in altezza è spesso frutto delle esigenze architettoniche e consiste, nella maggior parte dei casi, in una distribuzione irregolare in elevazione delle rigidezze di piano che porta ad una concentrazione della domanda di duttilità in uno o più piani dell'edificio.

È possibile individuare due diversi tipi di irregolarità elevazione:

- con discontinuità nel piano;
- con discontinuità fuori-piano.

Nel primo caso si ha una discontinuità nel sistema resistente alle forze orizzontali concentrato in un singolo livello dell'edificio (figura 1.34a,b), oppure una discontinuità nel sistema resistente alle forze orizzontali poiché esso stesso non è nella medesima posizione per tutta l'altezza della costruzione (figura 1.34c).

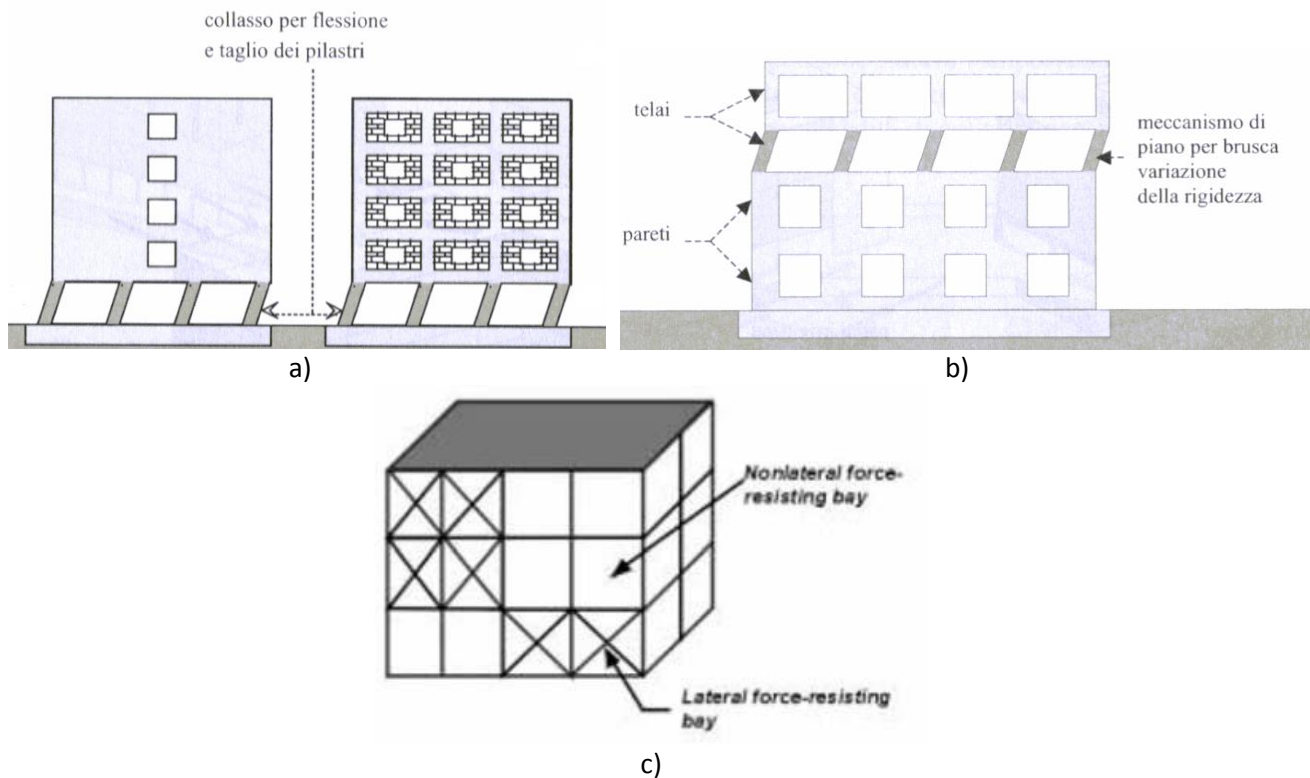


figura 1.34 – Esempio di irregolarità in altezza con discontinuità nel piano [1.4],[1.5]

Nel secondo caso si ha una discontinuità fuori piano poiché nello stesso livello dell'edificio il sistema resistente alle azioni orizzontali è complessivamente compensato, ma non nello stesso piano verticale (figura 1.35)

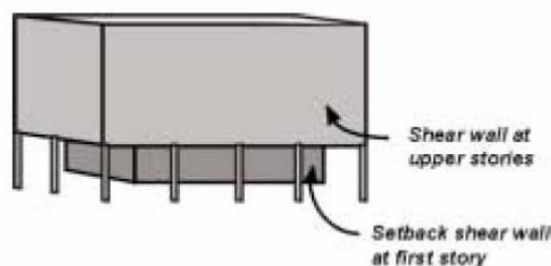


figura 1.35 – Esempio di irregolarità in altezza con discontinuità fuori-piano [1.5]

L'irregolarità in altezza più diffusa è senz'altro quella in cui è presente un piano debole al pian terreno (figura 1.34a). Questa configurazione a "pilotis", dovuta ad esigenze architettoniche, è un'elegante caratteristica degli edifici che proponeva Le Corbusier, il quale cercava di separare l'edificio dal terreno liberando il piano terra dagli schemi distributivi dei piani superiori.

4. Insufficiente resistenza e rigidezza dei diaframmi di piano

Il comportamento sismico dell'edificio si basa sull'ipotesi che il solaio funzioni come una lastra rigida, poiché con questo presupposto è possibile la suddivisione delle forze tra i vari elementi resistenti alle azioni orizzontali.

Appare dunque evidente che l'inadeguata resistenza e rigidezza dei solai nel loro piano può essere considerata come una delle più gravi carenze strutturali che si possono manifestare su di un edificio esistente. Le cause di questo problema sono individuabili nei seguenti fattori:

- forma irregolare con forti rastremazioni (figura 1.36);
- solette di modesto spessore;
- aperture significative rispetto alle dimensioni in pianta del solaio (figura 1.37);
- solai prefabbricati non correttamente collegati con le strutture verticali (figura 1.38).

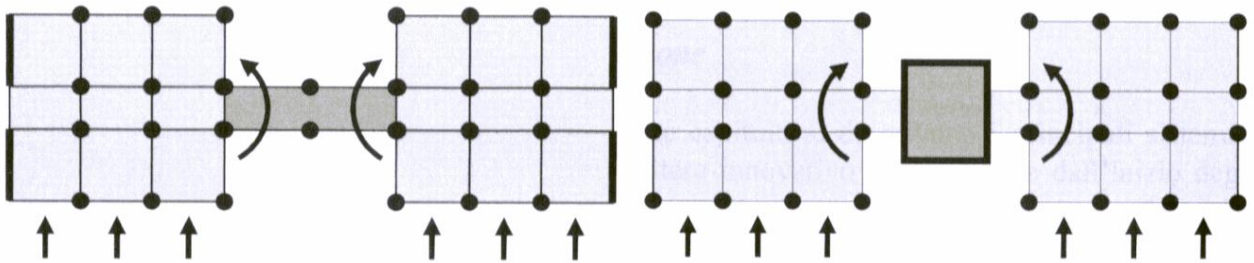


figura 1.36 – Solai con forme irregolari che non garantiscono il funzionamento a lastra rigida nel piano [1.4]

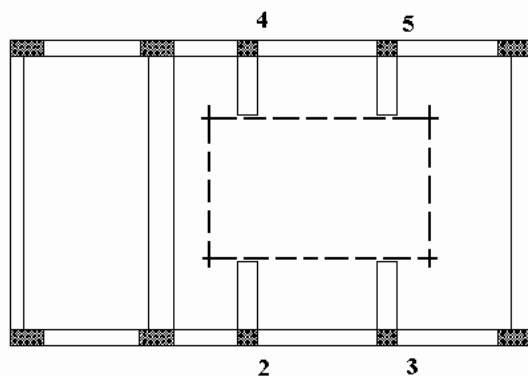


figura 1.37 – Solaio con aperture significative [1.4]

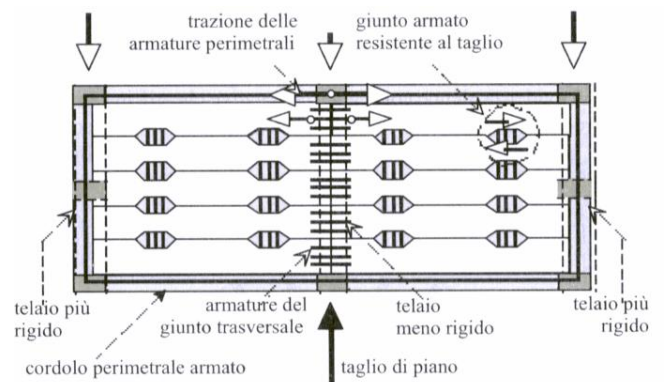


figura 1.38 – Solai prefabbricati collegati in modo inadeguato [1.4]

5. Colonne corte e tozze

La presenza di colonne tozze costituisce un aspetto critico nei telai in calcestruzzo armato poiché il collasso per taglio dei montanti è di tipo fragile senza dissipazione di energia.

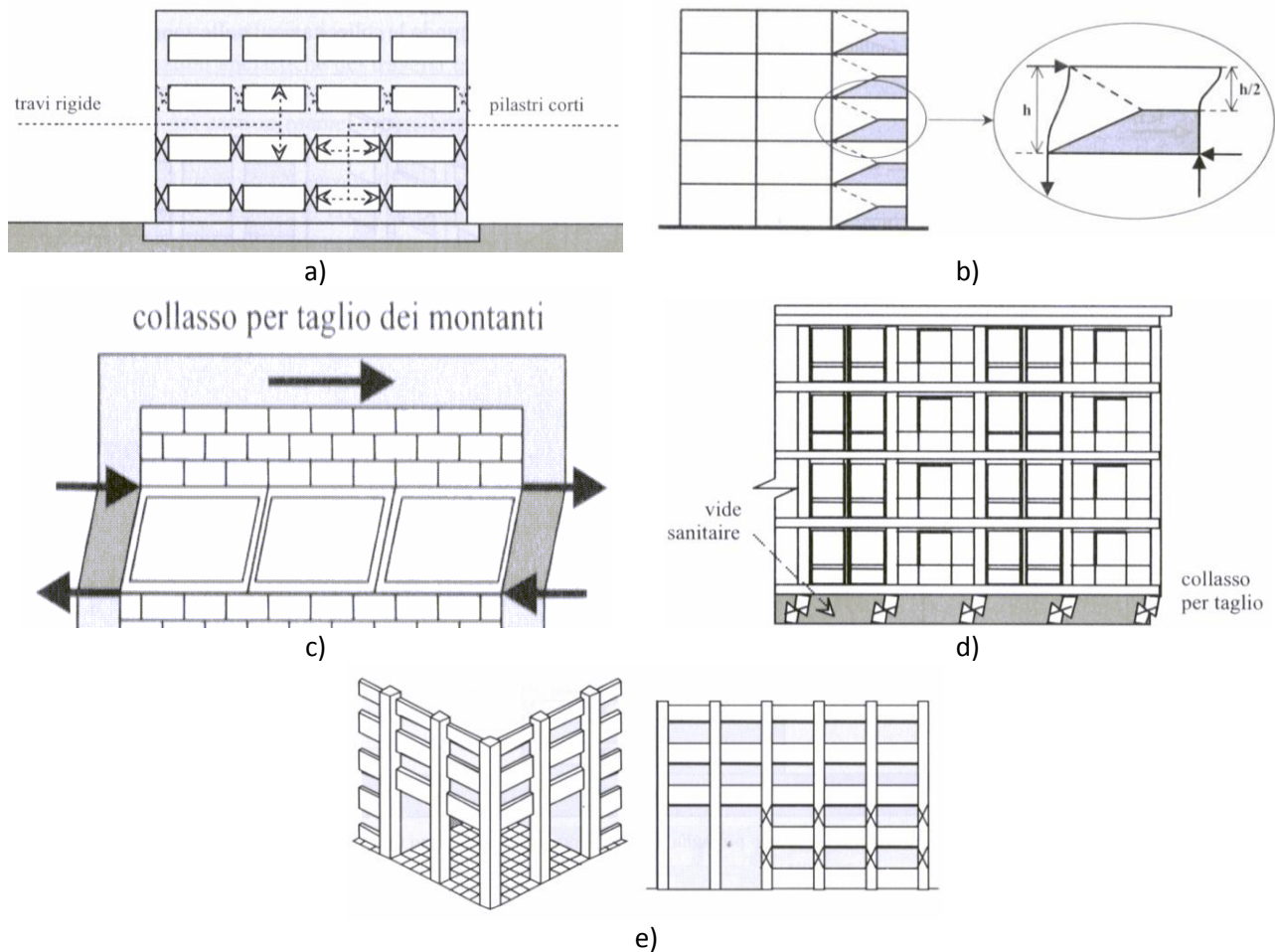


figura 1.39 – Esempi di colonne corte e tozze [1.4]

Le situazioni tipiche nelle quali si manifesta questa problematica sono:

- la presenza di travi alte come l'intera fascia di piano e montanti di forma tozza (figura 1.39a);
- la presenza di scale realizzate con travi-solette a ginocchio e pianerottoli intermedi (figura 1.39b);
- la presenza di una tamponatura parziale che limita l'altezza deformabile dei pilastri del telaio (figura 1.39c);
- la presenza di aperture nei muri di contenimento del piano interrato per la realizzazione di intercapedini di aerazione (figura 1.39d);
- la presenza di pilastri di altezza maggiore funzionanti in parallelo con pilastri di altezza minore (figura 1.39e).

Nei telai in calcestruzzo armato progettati per i soli carichi gravitazionali la situazione rappresentata in figura 1.39a è molto frequente poiché le colonne sono progettate per resistere ai soli carichi verticali. Ciò implica sollecitazioni flettenti e taglianti trascurabili, che portano a colonne esili, scarsamente armate sia longitudinalmente che trasversalmente.

6. Dettagli locali inadeguati e mancanza di duttilità

La cura dei dettagli costruttivi corretti nelle membrature e nei nodi trave-colonna sono segno di una buona progettazione poiché conferiscono alla struttura una determinata resistenza e duttilità, che permette di

prevenire i meccanismi fragili quali il taglio e di consentire il pieno sviluppo delle risorse di duttilità della sezione nelle zone di cerniera plastica.

In genere i telai in cemento armato progettati per i soli carichi verticali mancano di significativi dettagli locali. In particolare, si segnalano:

- l'insufficienza di staffe trasversali nelle travi e nelle colonne, in genere troppo distanziate tra loro e non ben piegate e chiuse all'interno della sezione trasversale. Un insufficiente confinamento del calcestruzzo può indurre indesiderate rotture fragili nelle zone di possibile sviluppo di cerniere plastiche.
- l'errato posizionamento delle armature. Barre tese che seguono angoli di calcestruzzo convessi possono portare all'espulsione del copri-ferro e delle barre stesse.
- l'ancoraggio insufficiente e sovrapposizione non corretta delle armature longitudinali.
- l'eccentricità nei nodi trave-colonna;
- la scarsa cura delle riprese di getto del calcestruzzo nelle colonne;
- la rigidità delle colonne molto inferiore rispetto a quella delle travi, che può determinare un meccanismo di piano. Questa carenza locale è molto comune nei telai in cemento armato GLD. Infatti, in queste strutture le colonne sono di solito progettate per resistere ai soli carichi verticali che determinano sollecitazioni flettenti e taglianti trascurabili sulle stesse. Di conseguenza le colonne progettate sono esili e con scarsa quantità di armatura longitudinale e trasversale.
- l'assenza di confinamento idoneo (cioè rinforzo trasversale) dei nodi trave-colonna. I nodi trave-colonna sono elementi critici nelle strutture a telaio. Questi elementi possono essere soggetti ad elevate azioni taglianti e a fenomeni di "bond-slip" sotto l'azione ciclica data dal terremoto, soprattutto in presenza di barre d'armatura lisce.

1.3.2 Principali ricerche e sperimentazioni

L'attività di ricerca in termini di analisi del comportamento al sisma di telai in cemento armato GLD ha inizio negli Stati Uniti nei primi anni del 1990 grazie ai finanziamenti dati dal "National Center for Earthquake Engineering Research" e dal Dipartimento di Ingegneria Civile dello Stato di New York (Buffalo).

I principali lavori svolti su questa tematica sono dovuti a Kunnath e altri [1.6][1.7], Aycardi e altri [1.8], Bracci e altri [1.9] [1.10], ed El-Attar e altri [1.11]. In questo paragrafo vengono riassunti in breve i principali risultati ottenuti in questi lavori.

Nel primo dei due lavori di Kunnath e altri [1.6] vengono messi in evidenza i tipici dettagli costruttivi dei telai progettati per i soli carichi gravitazionali e le peculiarità negative che questi dettagli determinano se queste strutture sono sottoposte al sisma. Le principali deficienze di dettaglio evidenziate sono:

- Armature longitudinali inferiori delle travi interrotte in corrispondenza dei nodi (figura 1.40)
- Nessuna armatura per la trasmissione del taglio nei nodi trave-colonna (figura 1.40)
- Spaziatura eccessiva tra le armature trasversali a taglio delle colonne che non garantiscono un adeguato confinamento delle stesse.
- Sovrapposizioni di continuità delle armature poste solitamente alla base delle colonne dove potenzialmente si prevede una zona di cerniera plastica (figura 1.40).

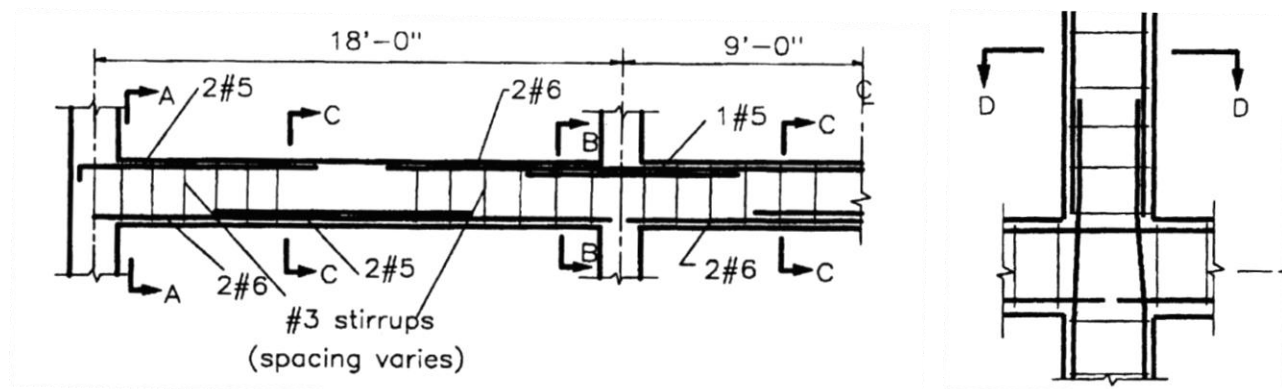


figura 1.40 – Deficienze di dettaglio dei telai GLD [1.6]

L'interruzione delle armature longitudinali inferiori delle travi all'interno dei nodi trave-colonna non è trascurabile nel caso le azioni orizzontali date dal sisma determinino l'inversione di momento flettente sulla trave in corrispondenza dei nodi. L'azione del momento positivo infatti potrebbe mettere in crisi la scarsa aderenza tra l'armatura ed il calcestruzzo del nodo, determinata dalla minima lunghezza di ancoraggio data dall'interruzione delle barre longitudinali. Si può verificare infatti uno sfilamento dell'armatura inferiore della trave di tipo "pullout" come evidenziato in figura 1.41. L'assenza o la presenza non sufficiente di armature sui nodi trave-colonna atte alla trasmissione del taglio può determinare la rottura fragile del nodo come mostrato in figura 1.42. La spaziatura eccessiva delle armature trasversali a taglio nelle potenziali zone di cerniera plastica delle colonne determina uno scarso confinamento delle stesse e pertanto una limitata capacità di deformazione.

Le sovrapposizioni delle armature longitudinali delle colonne nelle potenziali zone di cerniera plastica può causare invece una riduzione della superficie di aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo poiché si ha il contatto tra barre. Un eventuale sfilamento andrebbe a compromettere e a ridurre il momento resistente alla base delle colonne.

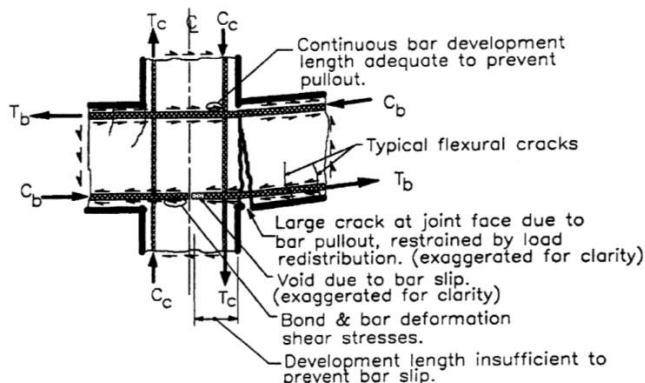


figura 1.41 – Pullout delle armature longitudinali della trave [1.6]

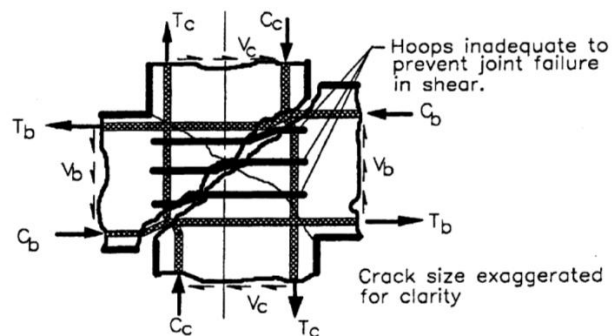


figura 1.42 – Rottura per taglio di un nodo travetto-colonna [1.6]

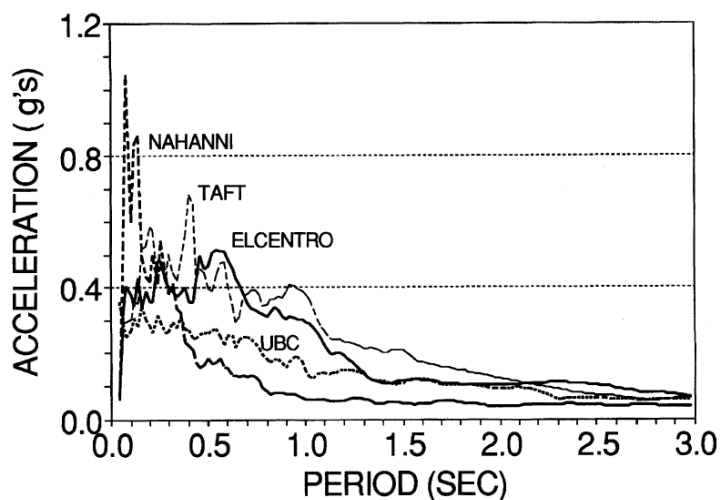


figura 1.43 – Sismi considerati [1.6]

In [1.6] sono stati modellati agli elementi finiti dei tipici telai in cemento armato a destinazione d'uso ufficio con 3, 6 e 9 piani. Questi si presentano regolari e simmetrici in pianta e regolari in altezza. Le deficienze di dettaglio elencate in precedenza sono state considerate nella modellazione mediante un approccio semplificato. Si rimanda a [1.6] per una descrizione dettagliata dei modelli numerici adottati. I modelli dei telai esistenti sono stati sottoposti a due tipologie di sisma: una tipologia con moderato-basso contenuto energetico che rappresenta il sisma di progetto (terremoti ELCENTRO e UBC in figura 1.43) e l'altra con elevato contenuto energetico che rappresenta il massimo sisma credibile per il sito considerato (terremoti NAHANNI e TATF in figura 1.43).

I risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari al passo mettono in evidenza che i telai considerati hanno un comportamento soddisfacente se sottoposti a terremoti di basso-medio contenuto energetico anche se viene rilevato un modesto livello di danno, spesso riparabile, ma esteso a tutte le componenti strutturali. Se soggetti a terremoti con elevato contenuto energetico invece i telai hanno riscontrato seri danni alle componenti strutturali. In figura 1.44 e figura 1.45 è riportato il livello di danno (“damage model developed by Park, Ang, and Wen”) raggiunto per i 4 sismi considerati, per le travi e le colonne dei telai a 6 piani.

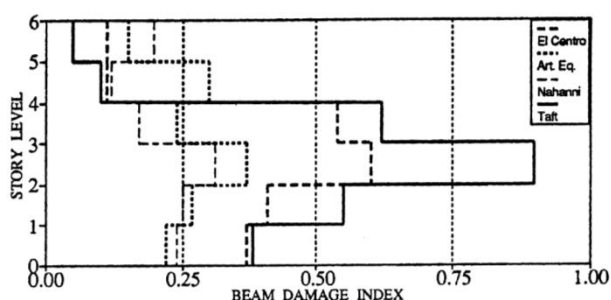


figura 1.44 – Danno sulle travi [1.6]

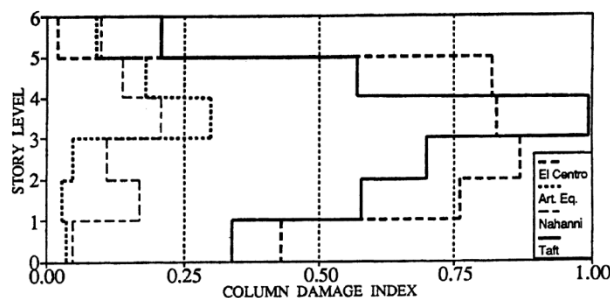


figura 1.45 – Danno sulle colonne [1.6]

Nel secondo dei due lavori di Kunnath e altri [1.7] viene invece fatta una valutazione dell’efficacia di alcuni interventi di miglioramento da effettuarsi mediante tecniche di ripristino locale (§1.4.2.3) per rimediare alle deficienze di dettaglio precedentemente elencate. In questo lavoro [1.7] viene effettuata pertanto una analisi di sensibilità alle configurazioni di dettaglio riportate in figura 1.46.

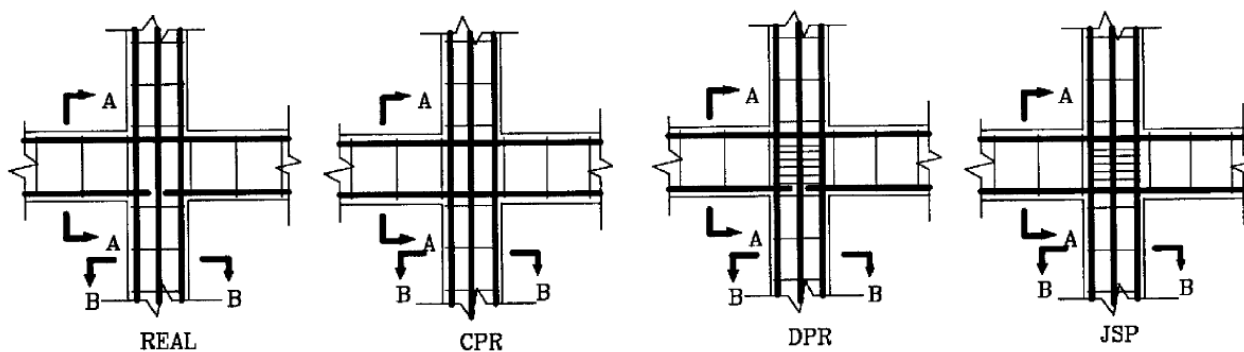


figura 1.46 – Configurazioni di dettaglio [1.7]

Il dettaglio REAL è la configurazione utilizzata nel primo lavoro [1.6], il dettaglio CPR introduce la continuità delle armature inferiori longitudinali delle travi attraverso il nodo, il dettaglio DPR introduce staffatura a taglio nel nodo, il dettaglio JSP introduce sia la continuità delle armature inferiori longitudinali delle travi attraverso il nodo e anche la staffatura a taglio nel nodo. Ulteriori valutazioni sono fatte infittendo il passo delle staffe a taglio nelle travi e nelle colonne. Si riportano di seguito in sintesi le variazioni di comportamento riscontrate utilizzando le soluzioni di dettaglio CPR, DPR e JSP rispetto alla configurazione iniziale REAL.

CPR vs REAL: Le analisi fatte hanno messo in evidenza un incremento di resistenza per le travi ottenuto garantendo la continuità dell'armatura longitudinale inferiore delle travi attraverso il nodo. Gli spostamenti interpiano sono maggiori e avviene una migrazione del danneggiamento dalle travi alle colonne. Pertanto il dettaglio CPR determina più svantaggi che benefici rispetto alla configurazione REAL.

DPR vs REAL: Nei telai che non presentano armatura specifica a taglio nei nodi, la rottura avviene in corrispondenza del primo solaio e non alla base. Questo perché si verifica la rottura anticipata a taglio dei nodi rispetto alla plasticizzazione per flessione alla base delle colonne. L'introduzione di armatura a taglio determina una variazione del meccanismo di rottura: si passa da un meccanismo di rottura misto ad un meccanismo che vede il danneggiamento concentrato sulle travi "beam sidesway". Questo è dovuto al fatto che il ripristino della resistenza del nodo rende le colonne più resistenti rispetto alle travi che presentano ancora la discontinuità di armatura longitudinale inferiore.

JSP vs REAL: Anche per questo dettaglio le analisi effettuate mettono in luce un comportamento "beam sidesway". Solo che con questo dettaglio si ha una riduzione complessiva di danneggiamento, anche se per certe travi ci si avvicina ancora alla capacità critica. Delle quattro tipologie di dettaglio analizzate, JSP determina le azioni di taglio di piano più elevate, questo è dovuto al fatto che il ripristino della continuità di armatura longitudinale inferiore delle travi determina un incremento di rigidità e di frequenza della struttura che incrementa la forza in input.

Si riportano in figura 1.47 e figura 1.48 il livello di danneggiamento di travi e colonne rispettivamente determinati per il sisma TAFT (sisma con elevato contenuto energetico), per il telaio a 9 piani, considerando tutti i dettagli analizzati CPR, DPR, JSP e REAL.

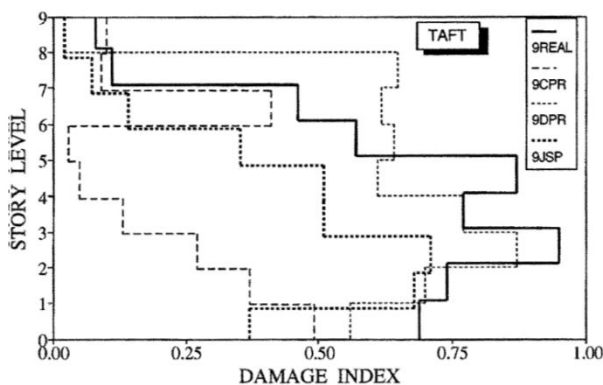


figura 1.47 – Danno sulle travi [1.7]

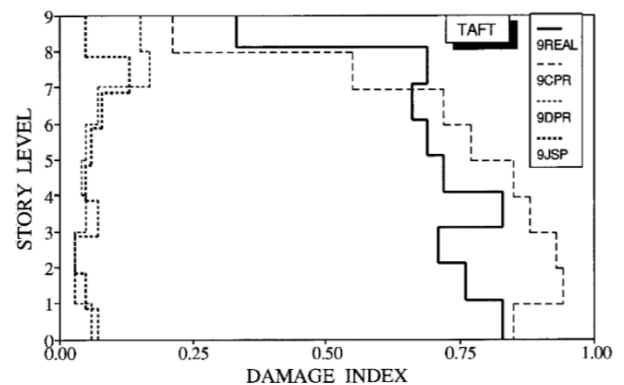


figura 1.48 – Danno sulle colonne [1.7]

INCREMENTO DI CONFINAMENTO vs REAL: L'incremento della staffatura nelle zone di cerniera plastica non ha modificato la modalità di rottura e la domanda di duttilità, ma ha leggermente incrementato la capacità di rotazione plastica delle membrature, tuttavia non ancora sufficiente a evitare l'eccessivo danneggiamento di travi e colonne e le rotture fragili per tagli dei nodi.

I migliori benefici si sono evidenziati combinando gli interventi proposti: ripristino dell'armatura longitudinale inferiore delle travi in corrispondenza dei nodi, introduzione di armatura a taglio sui nodi, e incremento di staffatura nelle zone di cerniera plastica. La combinazione di questi interventi determina un

meccanismo “beam sidesway” con riduzione del danneggiamento sulle travi dovuto all’incremento di capacità rotazionale delle stesse ottenuto con l’incremento di confinamento dato dalla staffatura delle zone di cerniera plastica.

Nel lavoro di Aycardi e altri [1.8] sono testati con prove cicliche quasi-statiche alcuni elementi strutturali che andranno a costituire il telaio con tre piani e tre campate (realizzato in scala ridotta) testato su tavola vibrante nel lavoro di Bracci e altri [1.9]. Le prove cicliche quasi-statiche sono effettuate su una colonna esterna, una colonna interna, un nodo trave-colonna-esterno e un nodo trave-colonna interno come mostrato in figura 1.49. I tests hanno lo scopo di verificare la resistenza e la duttilità degli elementi ridotti in scala in modo di prevedere il comportamento della struttura globale. Gli elementi strutturali testati presentano le ormai note deficienze di dettaglio tipiche dei telai in cemento armato GLD progettati per i soli carichi gravitazionali.

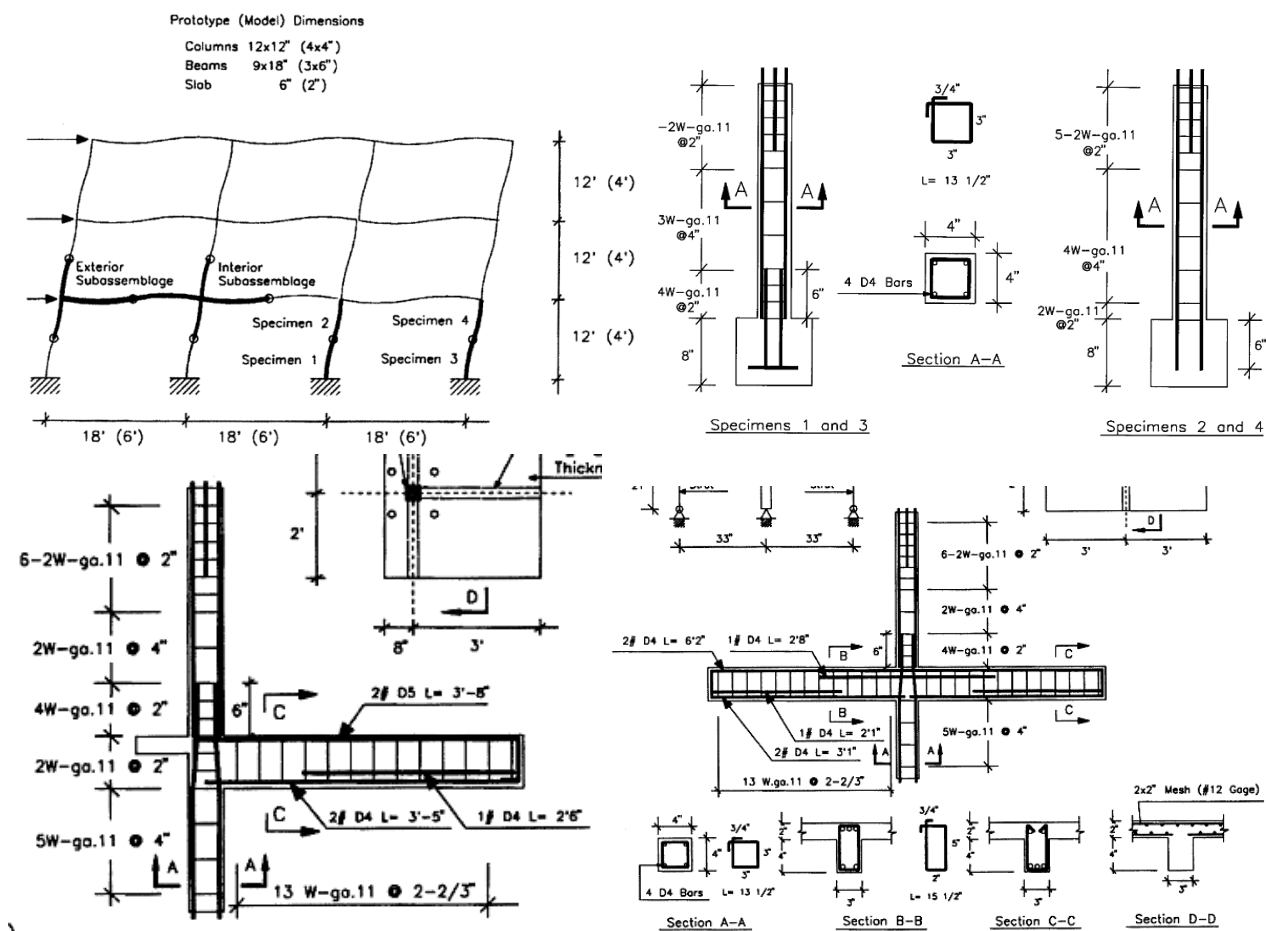


figura 1.49 – Elementi strutturali testati [1.8]

Come evidenziato dai precedenti lavori, le carenze in termini di dettaglio strutturale sono le seguenti:

- Sovrapposizioni delle armature in zone di potenziale cerniera plastica;
- Mancanza di armatura specifica per la trasmissione del taglio nei nodi trave-colonna;
- Scarso confinamento delle colonne (in particolare nelle zone di cerniera plastica);
- Armatura longitudinale delle travi interrotta in corrispondenza dei nodi trave-colonna.

Queste spesso determinano un meccanismo di rottura locale concentrato al primo livello “column sidesway failure mechanism”. Tuttavia i test sperimentali effettuati in questo lavoro [1.8] sulle singole componenti strutturali hanno mostrato che le deficienze di dettaglio non compromettono la resistenza a flessione e la capacità di portare i carichi gravitazionali durante deformazioni cicliche di grandi dimensioni. I risultati ottenuti [1.8] suggeriscono che mediante semplici interventi di adeguamento concentrati sulle colonne interne si potrebbe evitare il collasso delle colonne al primo livello.

Per tutte le colonne testate e anche per i nodi trave-colonna esterni ed interni è osservata una elevata capacità di sostenere il carico verticale anche con spostamenti di molto superiori all’ 1% dell’altezza di piano (limite suggerito in molti codici). La rottura delle colonne è dovuta dalla flessione, anche se molto influenzata dal carico verticale agente. Per colonne poco caricate, avviene la rottura per fatica delle barre longitudinali dopo pochi cicli, mentre per le colonne più caricate la spaziatura delle staffe è risultata insufficiente a prevenire l’instabilità delle barre longitudinali compresse. Tuttavia la staffatura si è rivelata sufficiente a resistere alla domanda di taglio imposta nei tests.

I tests effettuati sui nodi trave-colonna suggeriscono per il telaio nel suo insieme un tipo di rottura di tipo misto. Il nodo esterno ha evidenziato un meccanismo di trave-debole/colonna-forte a causa del “pullout” delle armature longitudinali inferiori della trave. Il nodo interno invece ha evidenziato un meccanismo di rottura trave-forte/colonna-debole garantendo comunque una notevole quantità di deformazione anelastica. In questi tests non sono considerati però eventuali effetti del secondo ordine ($P - \Delta$) che possono influenzare e ridurre la capacità di deformazione della struttura. Qualche distorsione a taglio è evidenziata nei nodi, non determinando tuttavia un meccanismo di rottura fragile sugli stessi anche in assenza di armatura specifica per la trasmissione del taglio.

Come anticipato in precedenza, nel lavoro di Bracci e altri [1.9] viene testato un modello sperimentale ridotto in scala geometrica 1/3 di un telaio GLD progettato per i soli carichi gravitazionali e riportato in figura 1.50. I modelli rispettano le similitudini “true replica models” (§B.2.1) e sono costruiti con le tipiche carenze di dettaglio elencate anche nei precedenti lavori.

Le prove fatte su tavola vibrante in questo lavoro hanno messo in evidenza che per sismi di bassa intensità la resistenza laterale del telaio e la relativa rigidezza sono sufficienti per evitare gravi danni. Per sismi di media e alta intensità invece si è osservato che la struttura resiste, ma a spese di elevate deformazioni laterali che superano i limiti raccomandati dalle norme. Se soggetti a tali deformazioni laterali gli elementi non-strutturali e secondari di tamponamento potrebbero subire gravi danneggiamenti. Il telaio testato è caratterizzato da un meccanismo colonna-debole/trave-forte. Sotto l’azione dinamica imposta infatti, il momento resistente delle travi è incrementato dalla resistenza della soletta, andando ad anticipare la formazione di cerniera plastica sulle colonne. Inoltre la scarsa duttilità delle colonne, dovuta allo scarso confinamento delle stesse, può determinare una rottura anticipata dopo pochi cicli di deformazione anelastica. Il meccanismo di collasso è quindi un meccanismo di piano concentrato al primo livello. Soluzioni di adeguamento per imporre un meccanismo di collasso diverso, magari che coinvolga anche le travi, sono proposte in [1.10].

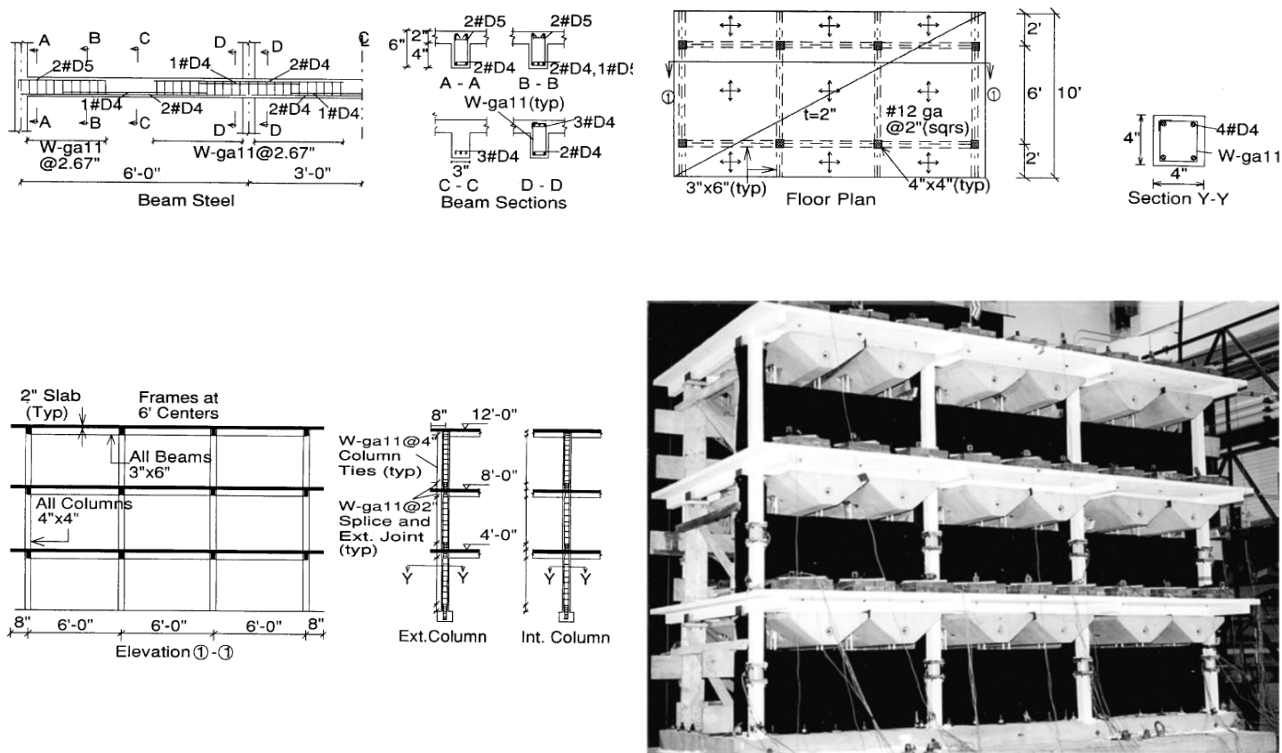


figura 1.50 – Pianta, elevazioni, dettagli delle armature e immagine del modello testato [1.9]

Infine nel lavoro di El-Attar [1.11] sono stati eseguiti degli studi sperimentali e numerici su due telai in calcestruzzo armato progettati per i soli carichi gravitazionali (figura 1.51). Anche questi telai sono realizzati con le tipiche carenze di dettaglio elencate anche nei precedenti lavori: limitata staffatura delle colonne, interruzione delle armature longitudinali inferiori delle travi nei nodi trave-colonna, assenza di armatura per la resistenza a taglio nei nodi trave-colonna, e sovrapposizioni per la continuità delle armature longitudinali delle colonne poste in corrispondenza delle zone di potenziale formazione di cerniera plastica.

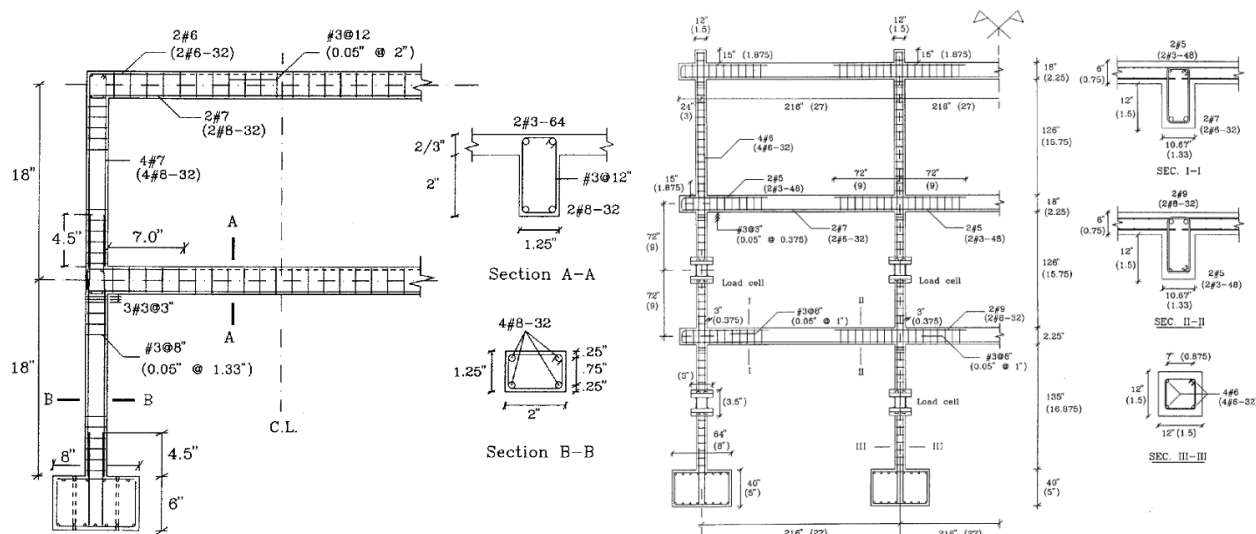


figura 1.51 – Caratteristiche geometriche dei telai testati [1.11]

Gli studi sperimentali sono stati condotti mediante prove su tavola vibrante di due modelli in scala ridotta (true replica models §B.2.1). Il primo modello è in scala geometrica di 1/6 ed è un telaio a due piani e una campata, mentre il secondo è un modello in scala geometria 1/8 ed è un telaio a tre piani e tre campate. L'accelerazione imposta alla base è quella del sisma TAFT 1952 S69E scalato nel dominio del tempo.

I risultati delle prove evidenziano su entrambe i telai una elevata deformabilità anche con sismi con PGA moderate. Vi è infatti una notevole riduzione di rigidità dovuta alla scarsa duttilità e all'inadeguato confinamento dei nodi trave colonna, e al "pull-out" delle barre longitudinali inferiori delle travi. Dalle prove si evidenzia inoltre che l'elevata flessibilità nell'edificio a 3 piani comporta degli effetti $P-\Delta$ non trascurabili poiché si ha un incremento del 27% sul taglio alla base delle colonne.

Si segnala inoltre che le frequenze di vibrazione dei telai si riducono per effetto del danneggiamento prodotto dai sismi imposti, ma la forma del modo di vibrare dominante non cambia.

Durante le prove sull'edificio a tre piani sono state registrate, nelle colonne interne, delle sollecitazioni taglianti notevolmente maggiori rispetto a quelle delle colonne esterne. Questo dipende dall'elevato sforzo normale a cui sono soggette le colonne interne che posticipa la loro fessurazione e quindi aumenta la loro rigidità relativa.

La maggior parte dei danneggiamenti e della dissipazione energetica avviene nel primo livello per entrambe i modelli e la modalità di collasso è dovuta proprio alla formazione di un piano soffice al piano terra. Nel complesso non si è messo in evidenza nessun rilevante danneggiamento né sulle travi né sui nodi trave-colonna, se non fenomeni di "pullout" delle armature longitudinali inferiori. Una panoramica dello stato fessurativo nei due modelli testati è riportata in figura 1.52 e figura 1.53.

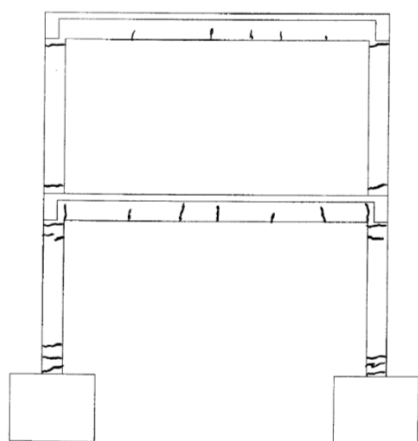


figura 1.52 – Telaio a due piani [1.11]

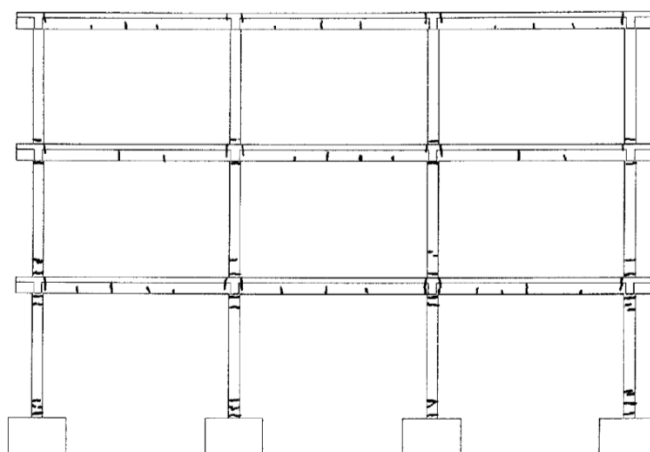


figura 1.53 – Telaio a tre piani [1.11]

Dal confronto dei risultati numerici con i risultati sperimentali è emerso che nella modellazione numerica è necessario tenere in considerazione l'effetto irrigidente della soletta sulla trave. Non tenerne conto, infatti, comporta una potenziale alterazione nella valutazione del comportamento colonna debole-trave forte.

Nel complesso, i risultati sperimentali ed analitici del lavoro di El-Attar et altri [1.11] evidenziano che i dettagli di armatura utilizzati nei telai progettati per i soli carichi statici possono determinare una potenziale fonte di danneggiamento, ma probabilmente non sono sufficienti a sviluppare un meccanismo di

rottura per terremoti di moderata intensità. Si evidenzia, inoltre, che in queste strutture le colonne non sono abbastanza resistenti rispetto alle travi poiché il collasso strutturale avviene per la formazione di un piano debole al primo livello.

1.3.3 Comportamento ciclico dei nodi trave-colonna

Come anticipato in precedenza i nodi trave-colonna degli edifici intelaiati in cemento armato GLD sono una delle parti strutturali più deboli, date le loro deficienze nei dettagli costruttivi. Pertanto una valutazione affidabile della loro resistenza e deformabilità è un aspetto cruciale come confermato dalle recenti osservazioni dei danni causati dai terremoti e dalle recenti attività sperimentali di ricerca.

Anche se negli ultimi 30 anni molti gruppi di ricerca in tutto il mondo hanno effettuato numerose attività di sperimentazione non è ancora stata trovata una ampia condivisione sui metodi di modellazione del comportamento ciclico dei nodi trave-colonna. Un riassunto dello stato dell'arte in merito agli approcci teorici per la descrizione del comportamento sismico dei nodi si trova in [1.12] e viene di seguito brevemente riassunto.

Oltre alla trattazione fatta da Paulay [1.13] molti altri modelli sono presenti in letteratura per la valutazione della resistenza a taglio dei nodi (Sarsam [1.14], Vollum [1.15], Bakir [1.16]). Questi ultimi modelli sono calibrati su risultati sperimentali, mentre il modello di Paulay è basato sull'equilibrio delle forze. Anche se i modelli calibrati su dati sperimentali sembrano essere più precisi, è ovvio che la loro affidabilità è legata all'estensione e alla completezza del campione di dati a disposizione per la loro taratura. Tra i modelli recenti più conosciuti, c'è il modello di Pantazopoulou [1.17] che si basa su semplici relazioni di equilibrio. Questo modello è stato esteso da Antopoulos [1.18] ai nodi rinforzati con FRP. Modelli "Strut-and-tie" proposti da Hwang [1.19] e Mitra [1.20] possono essere utilizzati anche per analizzare il comportamento di pannelli nodali con e senza armatura trasversale.

tabella 1.1 – Database dati sperimentali

Authors	No. of tests	Authors	No. of tests
Chun & Al. (2007)	2	Lee & Ko (2005)	3
Chun & Kim (2004)	2	Pampanin & Al. (2002)	1
Chutarat & Aboutara (2003)	2	Pantelides & Al. (2000)	4
Durrani & Zerbe (1987)	4	Pantelides & Al. (2002)	6
Ehsani & Al. (1987)	5	Parker & Bullman (1997)	12
Ehsani & Alameddine (1991)	6	Salim (2007)	3
Ehsani & Wight (1985)	10	Scott (1996)	12
Hakuto & Al. (2000)	1	Tsonos & Al. (2002)	6
Hwang & Al. (2004)	1	Tsonos (2007)	2
Hwang & Al. (2005)	5		

I modelli citati finora possono essere verificati per comparazione con i risultati sperimentali disponibili in letteratura. In particolare nel lavoro di Masi e altri [1.12] è considerato un database con 66 test di nodi con armatura trasversale e altri 21 test di nodi senza armatura trasversale (tabella 1.1). I tests su nodi con armatura trasversale vogliono riprodurre il comportamento di nuove strutture progettate secondo gli attuali criteri sismici, mentre i tests su nodi senza armature trasversali vogliono riprodurre il comportamento dei nodi degli edifici esistenti. Gran parte di questi tests sono stati effettuati in condizioni cicliche. I quattro grafici riportati in figura 1.54 mettono a confronto i risultati sperimentali con quelli ottenuti dai modelli teorici in termini di resistenza a taglio.

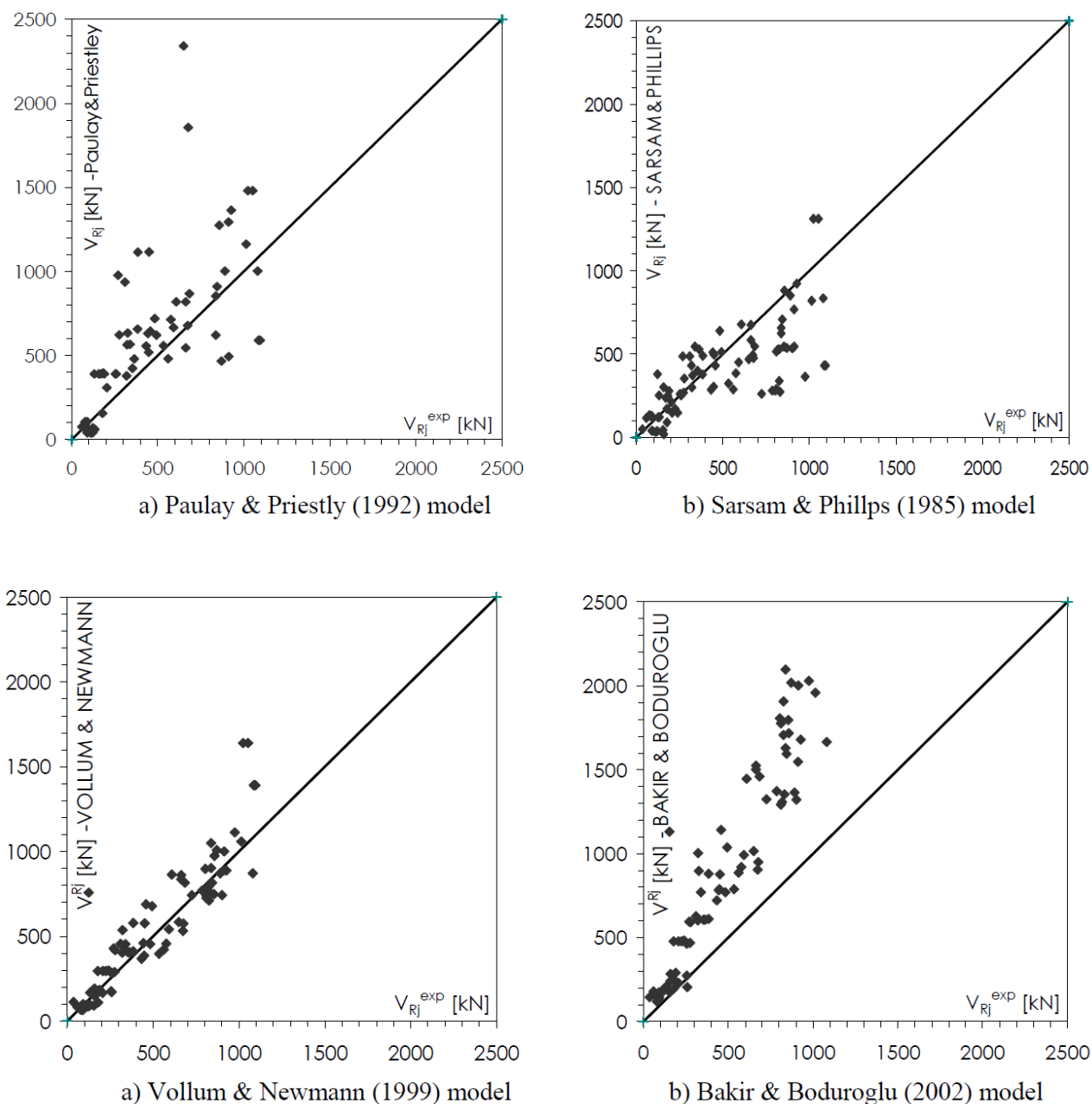


figura 1.54 – Capacità a taglio di nodi trave-colonna: confronto tra risultati sperimentali e risultati dei modelli analitici [1.12]

Come evidenziato dalle sperimentazioni la rottura dei nodi è solitamente causata da elevate azioni taglianti oppure per la scarsa aderenza delle barre d'armatura. La distribuzione delle tensioni sul nodo dovuta alle azioni flettenti e taglianti determina la fessurazione diagonale del pannello nodale che determina la successiva rottura del puntone compresso e pertanto un conseguente calo di resistenza e rigidità.

Il degrado ciclico dell'aderenza tra barre d'armatura e calcestruzzo riduce la resistenza a flessione e la duttilità degli elementi [1.21] e determina un notevole incremento degli spostamenti interpiano [1.22].

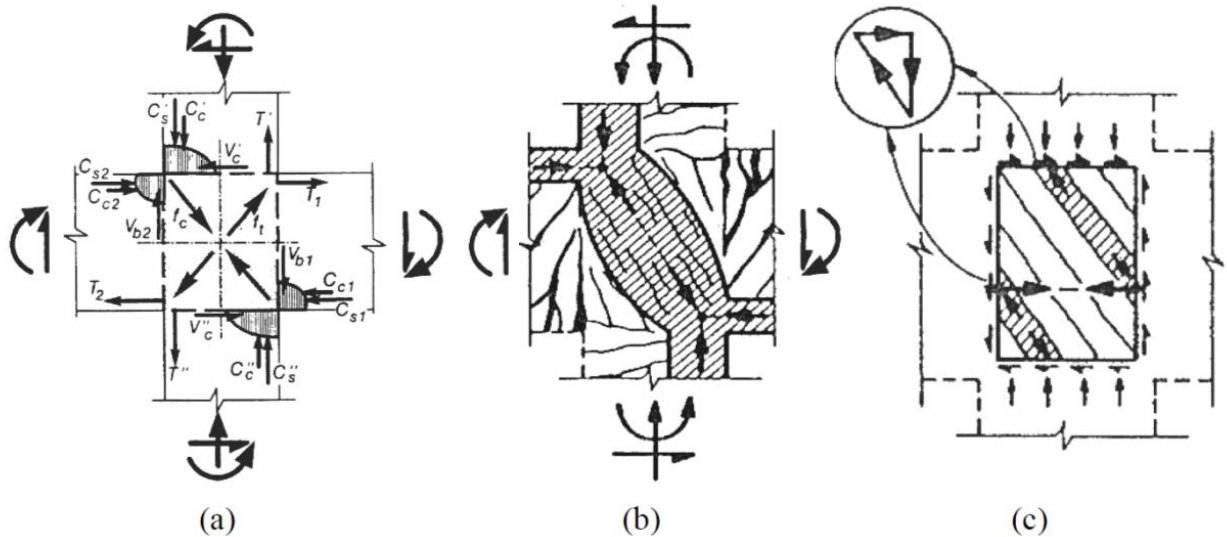


figura 1.55 – Meccanismi di trasferimento del taglio per un nodo interno trave-colonna: (a) Forze agenti sul nodo, (b) Strut-mechanism, (c) Truss-mechanism [1.13]

In figura 1.55 a sono riportate le forze agenti in un pannello nodale interno. La forza orizzontale di taglio V_{jh} è uguale a:

$$V_{jh} = C_{s2} + C_{c2} + T_1 - V'_c = T_1 + T_2 - V'_c \quad (1.1)$$

perché l'equazione di equilibrio orizzontale riferita alla sezione terminale della trave conduce a:

$$C_{s2} + C_{c2} = T_2 \quad (1.2)$$

La forza di taglio verticale può essere determinata ancora con l'equilibrio:

$$V_{jv} = \frac{h_b}{h_c} V_{jh} \quad (1.3)$$

dove h_b è l'altezza della sezione della trave e h_c è l'altezza della sezione della colonna.

I meccanismi di trasferimento del taglio attraverso il nodo, successivi alla fessurazione diagonale, sono illustrati in figura 1.55 b-c [1.13]. Il primo meccanismo chiamato "strut-mechanism" concentra il taglio in un unico puntone compresso. L'armatura trasversale presente nel nodo garantisce un migliore confinamento del calcestruzzo, determinando una maggiore deformabilità del puntone compresso solo prima dello snervamento dell'acciaio. Nel secondo meccanismo, chiamato "truss-mechanism" la parte di forza di taglio dovuta alla tensione di aderenza lungo le barre longitudinali poste dentro al giunto è in equilibrio con un meccanismo a tirante dato dal puntone di calcestruzzo e con gli elementi orizzontali e verticali di rinforzo del giunto.

La resistenza a taglio del nodo è dato dalla somma dei contributi dati da questi due meccanismi. Vale la pena notare che se si ha un forte decremento dell'aderenza tra barre di armatura e calcestruzzo, cresce il

contributo dello “strut-mechanism” lasciando invariata la forza di taglio totale agente nel nodo. Assumendo che non ci sia aderenza tra barre d’armatura e calcestruzzo si determina:

$$C_{s2} = -T_1 \quad (1.4)$$

pertanto l’equazione (1.1) si può riscrivere come:

$$V_{jh} = C_{s2} + C_{c2} + T_1 - V'_C = -T_1 + T_1 + T_2 + T_1 - V'_C = T_1 + T_2 - V'_C \quad (1.5)$$

Le relazioni (1.1) e (1.5) sono uguali, pertanto il taglio totale agente sul nodo rimane invariato anche nel caso di mancata aderenza tra barre d’acciaio e calcestruzzo. Quando l’aderenza è limitata, ad esempio nel caso di barre lisce, è evidente che la maggior parte del taglio sarà trasferito attraverso lo “Strut-mechanism”.

1.3.3.1 Nodi trave colonna senza armature trasversali interne

Un primo approccio per valutare la resistenza a taglio di un nodo trave-colonna senza armature trasversali interne consiste in una limitazione delle tensioni principali in accordo con la resistenza del calcestruzzo. Un limite diretto della tensione tangenziale che non considera il contributo dell’azione assiale sulla colonna è riportato in [1.23]. La tensione principale p nel pannello nodale può essere determinata mediante i cerchi di Mohr assumendo uniformi le tensioni normali f_a e quelle tangenziali v_{jh} secondo la seguente equazione:

$$p = \frac{-f_a}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{jh}^2} \quad (1.6)$$

L’equazione (1.6) determina l’azione orizzontale di taglio che provoca la prima fessurazione diagonale:

$$v_{jh} = p_t \sqrt{1 + \frac{f_a}{p_t}} \quad \rightarrow \quad V_{jh} = k_1 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{f_a}{k_1 \sqrt{f_c}}} b_j h_j \quad (1.7)$$

Dove il limite di resistenza a trazione p_t è assunto pari a $k_1 \sqrt{f_c}$, con f_c resistenza a compressione del calcestruzzo e k_1 valutato empiricamente.

Il taglio agente sul nodo può determinare il collasso del puntone di calcestruzzo compresso. Assumendo il limite di compressione del calcestruzzo pari a $p_c = k_2 f_c$ si può scrivere:

$$v_{jh} = p_c \sqrt{1 - \frac{f_a}{p_c}} \quad \rightarrow \quad V_{jh} = k_2 f_c \sqrt{1 - \frac{f_a}{k_2 f_c}} b_j h_j \quad (1.8)$$

Vale la pena notare che un criterio di resistenza che pone come limite la prima fessurazione diagonale del nodo sarebbe troppo conservativo. Il nodo infatti è in grado di trasmettere le azioni taglianti anche in

condizioni fessurata, mediante il puntone diagonale compresso. La rottura del nodo avviene infatti per lo schiacciamento del puntone compresso. Nel caso di elevati carichi assiali la rottura del puntone compresso può avvenire senza la fessurazione del nodo [1.13].

La valutazione del taglio resistente del nodo che determina la rottura del puntone compresso secondo l'equazione (1.8) ha bisogno della valutazione sperimentale del coefficiente k_2 . Il campo di tensione reale presente nel nodo è difficilmente valutabile in condizioni fessurate a causa della riduzione della resistenza a compressione data dalla deformazione diagonale a trazione [1.24] e a causa dei dettagli di ancoraggio delle armature nei nodi trave-colonna esterni essenziale per la formazione del puntone compresso [1.25]. Questo rende la valutazione di k_2 complicata.

Nel caso di nodi interni senza armatura trasversale i valori di k_1 e k_2 sono 0.29 e 0.50 rispettivamente [1.25]. Nel caso di nodi esterni il valore di k_1 dipende dal dettaglio delle barre di ancoraggio. Può essere assunto pari a 0.29 se le barre sono piegate verso l'esterno del nodo, mentre pari a 0.42 se piegate verso l'interno [1.25]. Nel caso di giunti esterni con barre lisce è suggerito un valore di $k_1 = 0.20$ [1.26].

1.3.3.2 Sperimentazioni su nodi trave colonna di telai GLD

Le sperimentazioni più significative di nodi trave-colonna con dettagli insufficienti (tipici nodi delle costruzioni progettate per i soli carichi verticali "GLD frame") sono quelle condotte da Hakuto, Park e Tanaka [1.23] e da Liu e Park [1.27], rispettivamente per nodi con barre ad aderenza migliorata e barre lisce. Le due sperimentazioni sono eseguite sulle stesse tipologie nodali con dettagli esecutivi caratteristici degli edifici a telaio degli anni '50 in Nuova Zelanda.

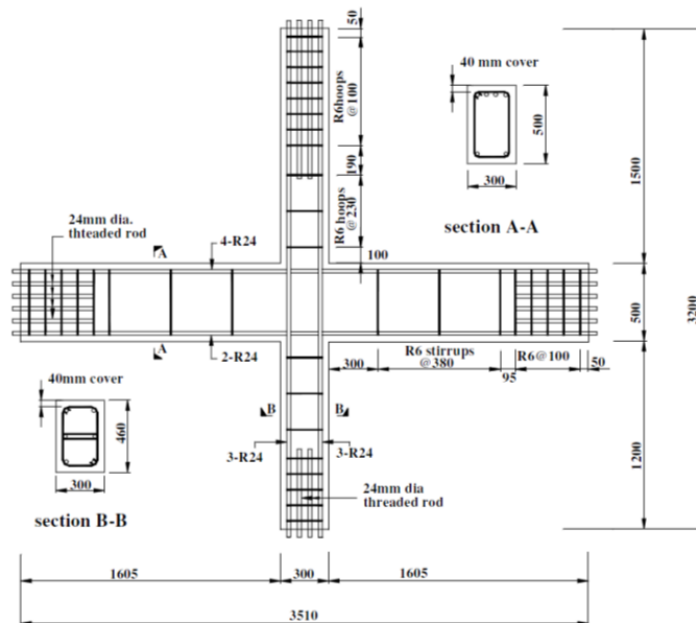


figura 1.56 – Geometria e disposizione delle armature: Unit 1 e Unit O1

Le geometrie testate nelle due sperimentazioni sono le stesse, cambia solo la tipologia delle barre di armatura. I nodi testati sono due coppie formate da un nodo interno e due nodi esterni, per un totale di $3+3 = 6$ nodi. Quelli con barre lisce sono identificati come Unit 1, Unit EJ1 e Unit EJ2 [1.27], mentre quelli con barre ad aderenza migliorata Unit O1, Unit O7 e Unit O6 [1.23]. I nodi esterni differiscono tra loro solo

per il dettaglio di ancoraggio delle barre longitudinali della trave: nelle Unit EJ1 e Unit O7 le barre son piegate verso l'interno del nodo, mentre nelle Unit EJ2 e Unit O6 le barre son piegate verso l'esterno.

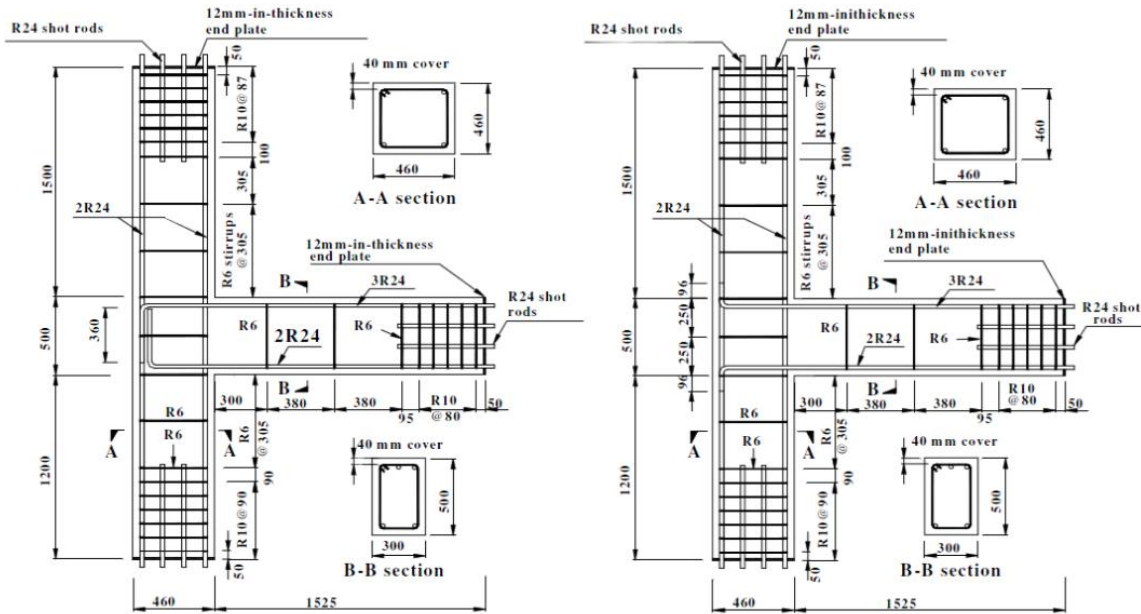


figura 1.57 – Geometria e disposizione delle armature: Unit EJ1 = Unit O7, Unit EJ2 = Unit O6

In figura 1.58 è riportata l'attrezzatura utilizzata per le prove cicliche quasi statiche effettuate sui nodi trave-colonna interni ed esterni rispettivamente [1.23] [1.27].

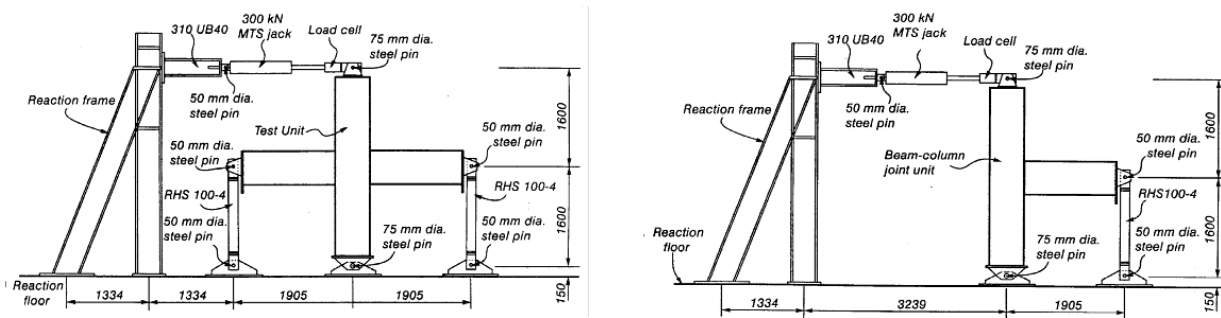


figura 1.58 – Banco di prova dei nodi trave-colonna (misure in mm) [1.23]

I test effettuati sui nodi trave-colonna con barre lisce hanno evidenziato una notevole riduzione di rigidezza e resistenza rispetto ai nodi con barre di armatura ad aderenza migliorata. L'utilizzo di barre lisce che più facilmente possono scorrere all'interno del pannello nodale, preserva il nodo stesso da fessurazioni diagonali premature pur se complessivamente si registra un abbattimento della resistenza e della rigidezza del campione testato. La riduzione maggiore si ha per i nodi esterni.

Per il nodo trave-colonna interno si sono verificate elevate rotazioni (fix-end rotation) dovute allo sfilamento e scivolamento delle armature longitudinali di trave e colonna all'interno del pannello nodale. Per uno spostamento interpiano pari a 2% dell'altezza si raggiunge un valore di resistenza pari all'85% di quello stimato mediante calcolo teorico in ipotesi di perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo. La rigidezza

iniziale misurata è pari al 30% di quella stimata. Rispetto al test con barre ad aderenza migliorata si determina una riduzione del 15% in termini di resistenza e del 23% in termini di rigidità.

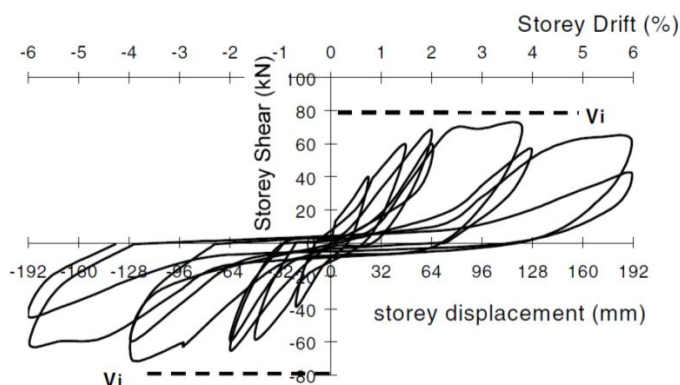


figura 1.59 – Ciclo Unit 1 (Liu e Park [1.27])

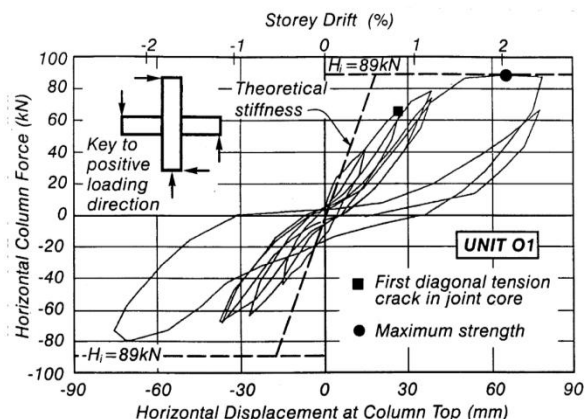


figura 1.60 – Ciclo Unit O1 (Hakuto e altri [1.23])

Per i nodi esterni trave-colonna con barre lisce la rottura è stata innescata dall'instabilità a compressione delle barre di armatura longitudinale delle colonne all'interno del nodo e dallo sfilamento e dall'apertura dei ganci terminali delle barre di armatura longitudinale delle travi.

I diversi dettagli di ancoraggio dei nodi esterni vanno a cambiare sostanzialmente il comportamento strutturale quando la compressione sulla colonna è bassa.

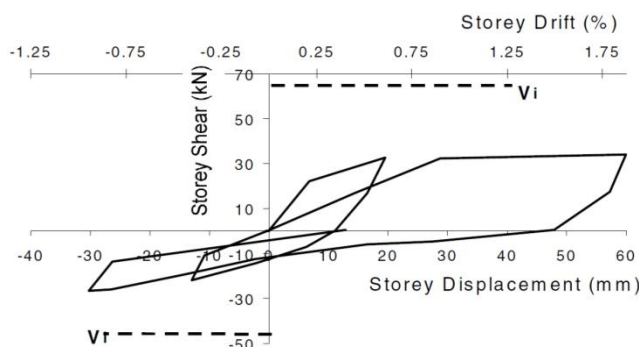


figura 1.61 – Ciclo Unit EJ1 (Liu e Park [1.27])

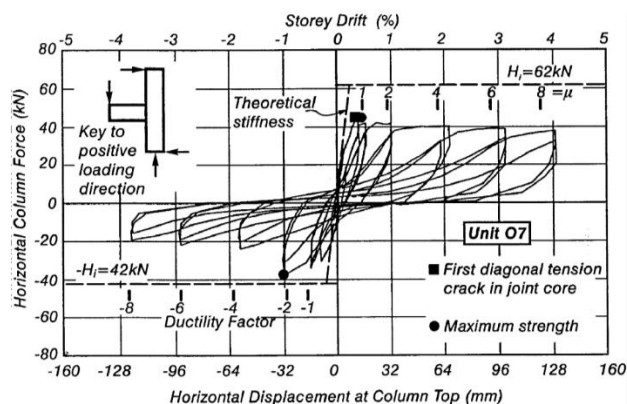


figura 1.62 – Ciclo Unit O7 (Hakuto e altri [1.23])

La resistenza dei nodi EJ1 e EJ2 sono rispettivamente il 57% ed il 75% rispetto ai valori teorici determinati in ipotesi di perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo. Rispetto ai nodi O7 e O6 aventi barre ad aderenza migliorata, si è evidenziata una riduzione di resistenza pari al 25%. La rigidità iniziale del nodo EJ2 è pari al 24% del valore teorico, e solo il 50% di quella determinata per il nodo O6.

Nel nodo trave-colonna interno con barre d'armatura lisce (nodo 1) il danneggiamento si concentra nelle colonne ed è dovuto a due diverse cause. La maggior parte del danneggiamento è determinato dalla formazione di due grandi fessure orizzontali sopra e sotto il pannello nodale come conseguenza dello sfilamento e perdita di aderenza delle barre longitudinali delle colonne all'interno del nodo. Un ulteriore danneggiamento è dovuto alle due fessure verticali che si formano in corrispondenza del passaggio delle armature longitudinali della colonna all'interno del pannello nodale. Queste fessure sono determinate dallo

sbandamento delle armature longitudinali compresse e non confinate delle colonne all'interno del pannello nodale.

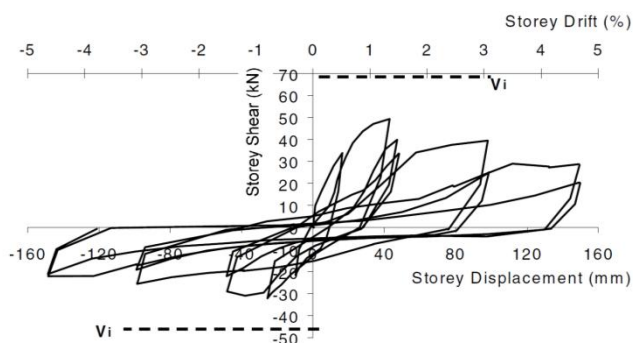


figura 1.63 – Ciclo Unit EJ2 (Liu e Park [1.27])

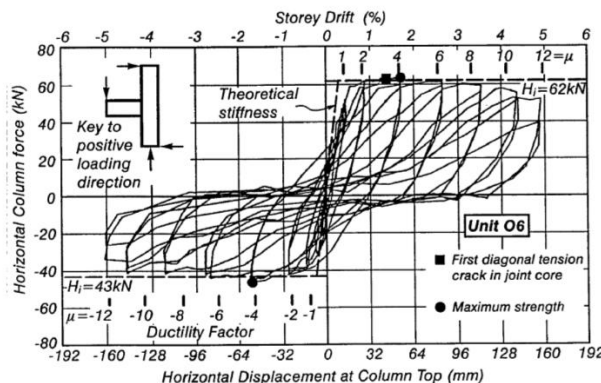


figura 1.64 – Ciclo Unit O6 (Hakuto e altri [1.23])

Nel nodo trave-colonna interno con barre d'armatura ad aderenza migliorata invece (nodo O1) il danneggiamento è determinato dalla fessurazione diagonale determinata dal taglio agente nel nodo. La rottura per taglio del nodo avviene per la mancanza di armatura specifica all'interno dello stesso.

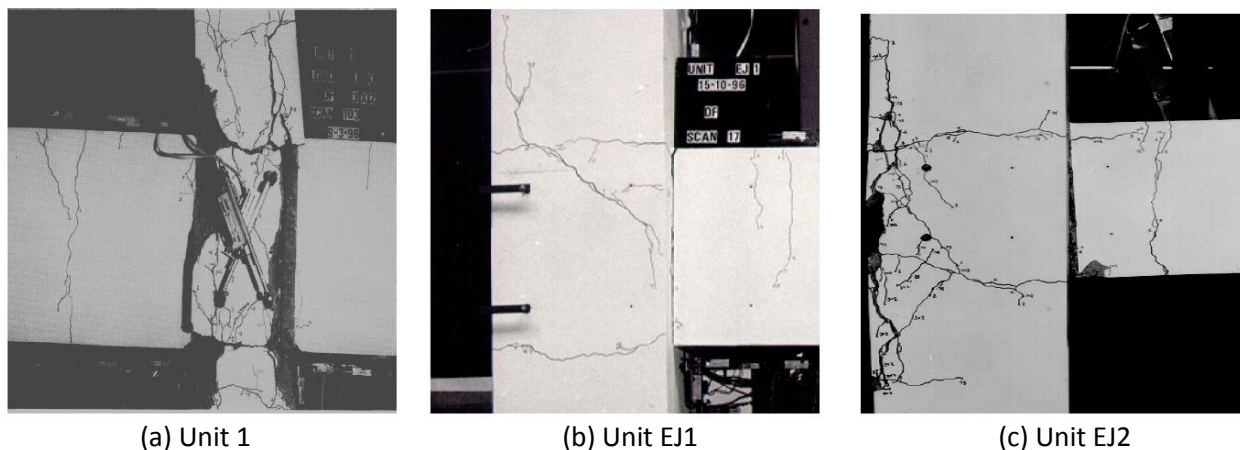
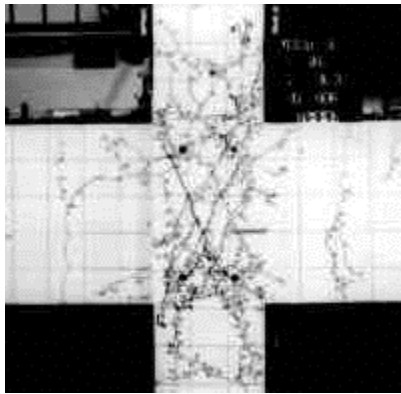


figura 1.65 – Nodi trave-colonna a prove ultime (Liu e Park [1.27])

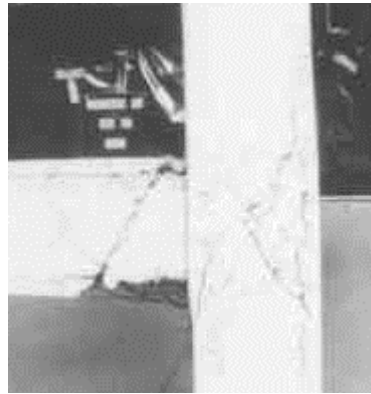
La rottura nei nodi trave-colonna esterni EJ1 e EJ2, con barre d'armatura lisce e diverse modalità di ancoraggio delle armature longitudinali della trave, è causata dalla prematura rottura del calcestruzzo attorno ai ganci di ancoraggio delle armature longitudinali in trazione della trave. La fessurazione del calcestruzzo è determinata come conseguenza dell'interazione tra l'apertura dei ganci delle armature tese della trave, e lo sbandamento dovuto all'instabilità delle barre compresse non confinate della colonna all'interno del nodo. La rottura nei nodi trave-colonna esterni O7 e O6 con barre di armatura ad aderenza migliorata è determinata dalla rottura per taglio del nodo per il nodo O7 con ganci piegati verso l'esterno, mentre per il nodo O6 con ganci piegati verso l'interno la rottura avviene per taglio sulla trave.

In sintesi, rispetto al caso con armature ad aderenza migliorata, l'uso delle barre lisce determina la mancata rottura per taglio del nodo, ma facilita lo scorrimento delle barre longitudinali di travi e colonne all'interno del nodo causato dalla bassa aderenza acciaio-calcestruzzo. Lo sfilamento delle barre all'interno del nodo provoca inoltre lo sbandamento delle armature compresse sia per i nodi esterni ed interni. Nei nodi esterni

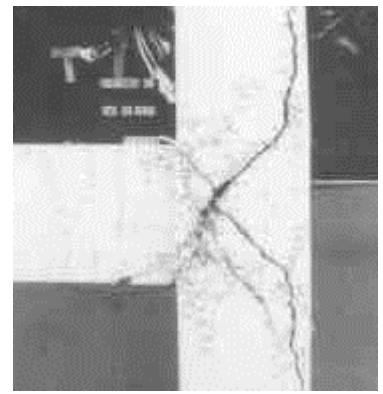
invece l'utilizzo di barre lisce favorisce l'apertura dei ganci di ancoraggio delle armature longitudinali delle travi.



(a) Unit O1



(b) Unit O6



(c) Unit O7

figura 1.66 – Nodi trave-colonna a prove ultimate (Hakuto e altri [1.23])

1.3.4 Verifiche di accettabilità sismica [Eurocodice 8]

Gli elementi strutturali delle costruzioni esistenti in cemento armato, soggette ad azione sismica, sviluppano meccanismi resistenti che possono definirsi di tipo “duttile” o “fragile”, a seconda della modalità con cui raggiungono la crisi. Nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente, è fondamentale individuare e separare i due tipi di elementi/meccanismi in quanto è diversa la valutazione degli effetti, delle capacità sismiche e delle relative verifiche per le due tipologie.

L'eurocodice 8 [1.28] fornisce la seguente classificazione degli elementi duttili e fragili:

- “duttili”: meccanismi di rottura per pressoflessione in travi, pilastri e pareti;
- “fragili”: meccanismi di rottura per taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

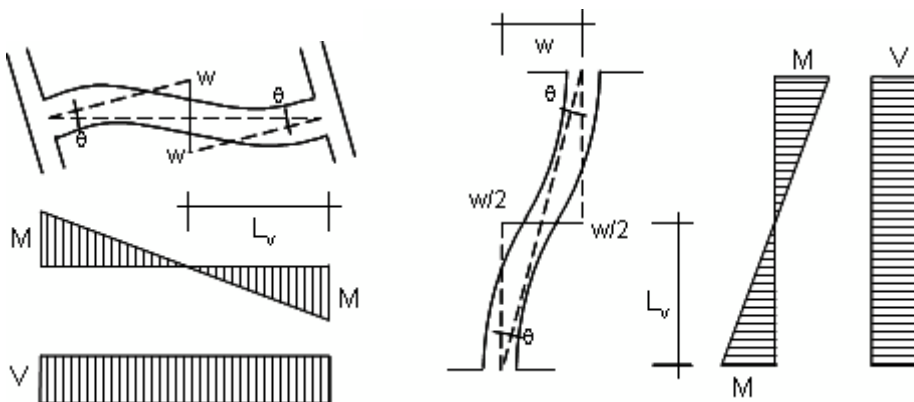


figura 1.67 – Rotazioni alla corda e sollecitazioni nelle membrature [1.29]

Gli elementi “duttili” sono caratterizzati dall’aver un comportamento prevalentemente flessionale, con sviluppo di una elevata capacità deformativa in campo plastico. La crisi viene raggiunta in corrispondenza di una deformazione limite.

Gli elementi “fragili” sono caratterizzati dall’aver un comportamento prevalentemente tagliante in cui la crisi viene raggiunta in corrispondenza ad una resistenza limite.

Le verifiche da effettuare per queste due tipologie di elementi sono differenti:

- i meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. La normativa identifica la capacità deformativa limite di un elemento in termini di rotazione rispetto alla corda θ . Ovvero, dell’angolo la cui tangente è il rapporto tra lo spostamento all’estremità della luce di taglio e la luce di taglio stessa $L_v = M/V$ (figura 1.67). Lo spostamento all’estremità della luce di taglio deve essere valutato rispetto all’asse della membratura indeformata. La capacità di rotazione degli elementi sarà tanto minore quanto maggiore è la componente di compressione assiale sull’elemento.
- i meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità degli elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà medie dei materiali costituenti l’edificio esistente, ricavate dalle prove eseguite in situ o dai documenti progettuali, divise per il fattore di confidenza, che dipende dal livello di conoscenza raggiunto, e per il coefficiente parziale del materiale.

La valutazione della capacità risulta influenzata, oltre che dalle proprietà dei materiali, dal livello di conoscenza raggiunto per l'edificio in esame, dallo stato limite richiesto, dalla tipologia di elemento (duttile o fragile), e anche dal metodo di analisi impiegato (lineare o non lineare). I metodi di analisi sono comunque vincolati da alcune condizioni di applicabilità che, qualora non fossero rispettate, possono pregiudicare l'affidabilità dei risultati.

Nei prossimi paragrafi si andranno a descrivere due modelli di capacità impiegati per le verifiche dei meccanismi duttili e dei meccanismi fragili in condizioni di Stato Limite di Collasso (NC).

1.3.4.1 Capacità di rotazione alla corda di travi e colonne

La normativa europea [1.28] consente di adottare due approcci per determinare la capacità di rotazione ultima totale rispetto alla corda: un approccio puramente empirico ed un approccio empirico-meccanico basato sul concetto di lunghezza della cerniera plastica. In questo paragrafo si descriverà solo il primo dei due approcci poiché sarà quello che verrà impiegato in seguito negli esempi applicativi di questa tesi.

Il valore della capacità di rotazione ultima totale rispetto alla corda delle membrature di calcestruzzo armato soggette a carichi ciclici può essere calcolato con la seguente relazione (Appendice A §A.3.2.2 (1)) [1.28]:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\min \left(9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (1.9)$$

dove:

- γ_{el} è uguale a 1.5 per gli elementi sismici primari e 1.0 per quelli secondari;
- h è l'altezza della sezione trasversale;
- $L_V = M/V$ è la luce di taglio;
- $v = \frac{N}{bh f_c}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato agente sulla sezione;
- $\omega = \frac{A_s f_y}{bh f_c}$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale in trazione;
- $\omega = \frac{A'_s f_y}{bh f_c}$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale in compressione;
- f_c e f_{yw} sono, rispettivamente, la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento delle staffe (MPa), ottenute come valore medio delle prove in sito appropriatamente divise per i fattori di confidenza;
- $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$ è il rapporto dell'armatura trasversale parallela alla direzione x di carico;
- s_h è il passo delle staffe;
- ρ_d è il rapporto dell'armatura diagonale di acciaio in ogni direzione diagonale;
- α è il coefficiente di efficacia del confinamento, che può essere preso uguale a:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (1.10)$$

dove:

- h_0 e b_0 sono le dimensioni del nucleo confinato definito dalla linea media della staffa;
- b_i è l'interasse tra i baricentri delle barre longitudinali vincolate lateralmente da una staffa d'angolo o da una legatura lungo il perimetro della sezione trasversale.

La normativa fornisce anche la formula per valutare la parte plastica della capacità di rotazione rispetto alla corda:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.0145 (0.25^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} f_c^{0.2} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.275^{100 \rho_d}) \quad (1.11)$$

dove:

- γ_{el} uguale a 1.8 per gli elementi sismici primari e 1.0 per quelli secondari;

Il valore di θ_{um} è la somma del valore della parte plastica e della parte elastica della capacità di rotazione alla corda della membratura.

Le formule (1.9) e (1.11) sono valide per membrature con barre longitudinali ad aderenza migliorata senza giunzioni vicino alle regioni di estremità dove è previsto lo snervamento. La norma [1.28] specifica che nel caso in cui le barre longitudinali fossero giuntate alle estremità per sovrapposizione, si deve adottare un valore doppio del rapporto di armatura in compressione ω' . Inoltre, nel caso in cui le armature delle membrature non fossero ad aderenza migliorata ma lisce, si deve moltiplicare il valore di θ_{um} per 0.80 ed il valore di θ_{um}^{pl} per 0.75.

Per quanto riguarda la parte elastica della rotazione alla corda θ_y , la normativa fornisce la seguente relazione (§A3.2.4 (1)):

$$\theta_y = \theta_F + \theta_V + \theta_S = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.00135 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\epsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (1.12)$$

dove:

- ϕ_y è la curvatura a snervamento della sezione di estremità;
- $a_v z$ è la traslazione del diagramma del momento flettente;
- $d - d'$ sono rispettivamente le altezze dell'armatura a trazione e a compressione;
- d_b è il diametro medio dell'armatura a trazione.

L'espressione (1.12) è ottenuta come somma di 3 contributi. Il primo termine θ_F tiene conto del contributo flessionale, il secondo θ_V tiene conto del contributo della deformazione a taglio mentre il terzo θ_S tiene conto dello scorrimento delle barre di armatura.

La formula (1.9) per il calcolo della capacità di rotazione totale rispetto alla corda si basa sull'espressione ricavata in [1.30]. Questa espressione è ottenuta dalla regressione lineare del logaritmo della rotazione ultima, effettuata sui risultati di un campione di 633 prove con carico ciclico e 242 prove con carico monotonamente crescente su pilastri, travi e pareti con armature ad aderenza migliorata, in presenza di dettagli sismici che consentono di evitare una rottura "fragile". Per ottenere un campione di dati più

rappresentativo delle membrature con armatura non simmetrica è stata effettuata un'altra regressione lineare sui risultati di altre 875 prove. Il risultato è la seguente formula:

$$\theta_{um} = a_{st}(1 - 0.43a_{cy}) \left(1 + \frac{a_{sl}}{2}\right) (1 - 0.42a_{w,r}) \left(1 - \frac{2}{7}a_{w,nr}\right) (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right)\right)^{0.35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (1.13)$$

Nel corso degli anni è aumentato il numero di prove effettuate, quindi, sono state leggermente modificate la forma ed i valori dei coefficienti presenti nell'espressione (1.13). In [1.31], [1.32], [1.33] sono state proposte, sulla base dei risultati di 1307 prove con carico ciclico e carico monotonamente crescente, due formule alternative per il calcolo della rotazione ultima. Rispetto alla relazione (1.13), in queste formule, la rotazione ultima è calcolata come somma del contributo elastico e di quello plastico:

$$\theta_{um} = \theta_y + \theta_{um}^{pl} = \theta_y + a_{st}^{pl}(1 - 0.52a_{cy}) \left(1 + \frac{a_{sl}}{1.6}\right) (1 - 0.44a_{w,y}) \left(1 - \frac{a_{w,nr}}{4}\right) (0.25^v) \quad (1.14)$$

$$\left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right)\right)^{0.35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1.25^{100\rho_d})$$

$$\theta_{um} = \theta_y + a_{st}^{hbw}(1 - 0.525a_{cy})(1 + 0.6a_{sl}) \left(1 - 0.052\max\left(1.5; \min\left(10; \frac{h}{b_w}\right)\right)\right) \quad (1.15)$$

$$(0.2^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right)\right)^{0.35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1.25^{100\rho_d}) = \theta_y + \theta_{um}^{pl}$$

dove:

- a_{st} , a_{st}^{pl} , a_{st}^{hbw} sono coefficienti che dipendono dal tipo di acciaio;
- a_{cy} è una variabile binaria, che assume il valore di 0 per carico monotonamente crescente e 1 per carico ciclico;
- a_{sl} è una variabile binaria che assume il valore 1 se non c'è scorrimento delle barre longitudinali nella sezione di momento massimo, 0 se accade il contrario;
- $a_{w,r}$ e $a_{w,nr}$ sono anch'esse variabili binarie che dipendono dalla forma della sezione;
- θ_y è la rotazione a snervamento (1.12).

La formula (1.9) è, in definitiva, un caso particolare delle equazioni (1.13) e (1.14), nelle quali si assume $a_{cy} = 1$ per considerare l'effetto del carico ciclico e $a_{sl} = 1$ per considerare l'effetto dello scorrimento longitudinale delle barre.

Considerando le caratteristiche dei campioni adottati nelle prove effettuate, si evidenzia che le formule ricavate per calcolare la capacità di rotazione ultima alla corda sono applicabili alle membrature con

armature ad aderenza migliorata e con adeguati dettagli sismici. Questa situazione però, non è rappresentativa della maggior parte dei casi reali. Quindi, l'Eurocodice8-parte3 definisce opportuni coefficienti correttivi in maniera tale da minimizzare la media degli errori derivanti dal confronto dei risultati delle formule (1.14) e (1.15) e quelli dei risultati sperimentali condotti su elementi non conformi ai campioni utilizzati nelle prove. Questo approccio è sicuramente approssimato ma si rende necessario dal momento che non si dispone numero adeguato di risultati sperimentali riguardo a queste membrature.

1.3.4.2 Capacità di resistenza a taglio ciclica di travi e colonne

I risultati di molteplici prove sperimentali [1.31] hanno evidenziato che i meccanismi che provocano il degrado della resistenza a taglio delle membrature soggette all'azione di carichi ciclici sono:

- la graduale riduzione dell'ingranamento degli inerti lungo le fessure diagonali che, tendono a "levigarsi" perdendo di efficacia;
- il degrado dell'effetto spinotto dovuto all'azione ciclica della forza di taglio e all'accumulo di deformazioni inelastiche nelle armature longitudinali;
- la formazione di fessure dovute ad azioni flessionali che provocano la riduzione del contributo fornito dalla zona di compressione del calcestruzzo alla resistenza tagliente;
- la riduzione dell'ingranamento degli inerti lungo le fessure diagonali che provoca scorrimenti e accumuli di deformazioni inelastiche nelle staffe modificandone l'efficienza. La perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo, infatti, può assumersi solo per bassi livelli tensionali, mentre per significativi livelli di carico si verificano scorrimenti all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo;
- il softening del puntone compresso di calcestruzzo dovuto all'accumulo di deformazioni trasversali di trazione.

I primi quattro meccanismi di danneggiamento dipendono dalla resistenza offerta dal calcestruzzo, mentre gli ultimi due dipendono dalla resistenza delle armature trasversali.

La capacità a taglio V_R suggerita dall'Eurocodice 8-parte 3 [1.28] prende in considerazione sia gli effetti dovuti alla natura ciclica dell'azione sismica sia quelli legati alla possibile formazione di cerniere plastiche agli estremi dell'elemento. Infatti, con la formazione delle cerniere plastiche si ha un degrado della resistenza tagliente ciclica degli elementi in calcestruzzo armato, dovuto principalmente ai seguenti fattori:

- la fessurazione dovuta all'azione flessionale tende ad intersecarsi con le fessure diagonali e ad aumentarne la larghezza;
- aumenta il danneggiamento e diminuisce lo spessore della zona compressa di calcestruzzo e quindi anche il suo contributo alla resistenza tagliente;
- si ha una riduzione dell'effetto spinotto delle barre longitudinali snervate;
- nelle sezioni di estremità, la zona di compressione deve anche resistere agli effetti del puntone diagonale del meccanismo a traliccio di resistenza a taglio.

Tali fattori producono un effetto degradante della capacità a taglio dell'elemento all'aumentare delle deformazioni cicliche inelastiche che possono essere espresse in funzione della domanda ciclica della duttilità in spostamento μ_Δ . Risultati sperimentali hanno evidenziato che all'aumentare della domanda $\mu_\Delta = \theta_{um}^pl / \theta_y$ oltre il valore di 6 la resistenza a taglio non degrada ulteriormente [1.31].

Poiché la rotazione della corda θ è considerata il parametro più significativo per la misura della deformazione dell'elemento strutturale, si assume che la capacità a taglio V_R dipenda dalla "parte plastica" della duttilità in spostamento, μ_{Δ}^{pl} calcolata come:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{um}^{pl}}{\theta_y} - 1 \quad (1.16)$$

dove:

θ_{um}^{pl} rappresenta la parte plastica della capacità di rotazione alla corda (1.11);

θ_y rappresenta la rotazione rispetto alla corda a snervamento (1.12).

Il modello proposto dall'Eurocodice 8 [1.28] per valutare la resistenza a taglio di un pilastro in calcestruzzo armato fessurato si esprime nella seguente forma:

$$V_R = V_N + k(V_C + V_w) \quad (1.17)$$

dove:

- V_R è la resistenza nominale a taglio;
- V_N è il contributo alla resistenza a taglio che dipende dallo sforzo normale agente sulla membratura;
- V_C è il contributo alla resistenza a taglio del calcestruzzo compresso;
- V_S è il contributo alla resistenza a taglio delle armature trasversali;
- k è il coefficiente che tiene conto dell'effetto ciclico della sollecitazione sismica sulla resistenza a taglio della membratura.

La forma estesa della formula riportata nell'EC8-parte 3 per valutare la resistenza a taglio ciclica è la seguente (Appendice A §A.3.3.1 (1)) [1.28]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \\ \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \end{array} \right\} \quad (1.18)$$

nella quale V_N, V_C, V_w, k sono:

- $V_N = \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c)$;
- $V_C = 0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c$;
- $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$;
- $k = \left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right)$;
- $\gamma_{el} = 1.15$ per elementi sismici primari e 1 per elementi sismici secondari.

Per quanto detto precedentemente, nel coefficiente k si tiene in considerazione l'effetto dell'azione ciclica sulla resistenza a taglio della membratura. I valori limite che può assumere questo parametro sono:

- $k_{MAX} = 1$ quando $\theta_{um}^{pl} = \theta_y \rightarrow \mu_{\Delta}^{pl} = 0$;
- $k_{MIN} = 0.75$ quando $\theta_{um}^{pl} > \theta_y \rightarrow \mu_{\Delta}^{pl} > 5$.

In virtù di questo fatto, la resistenza ultima a taglio della generica membratura soggetta ad un regime di carichi che produce spostamenti ciclici in campo inelastico, soddisfa la seguente condizione:

$$V_{R,min} = V_N + 0.75(V_C + V_S) \leq V_R \leq V_{R,max} = V_N + V_C + V_S \quad (1.19)$$

Alla luce delle considerazioni fatte finora è possibile definire tre possibili comportamenti che caratterizzano una membratura in condizioni di taglio limite di snervamento $V_y = M_y/L_v$:

- $V_y > V_{R,max}$ si ha la crisi per "taglio fragile" quando la crisi per taglio avviene prima del raggiungimento dello snervamento della sezione (figura 1.68a);
- $V_{R,min} \leq V_y \leq V_{R,max}$ si ha la crisi per "taglio duttile" quando la membratura sottoposta a carichi ciclici riesce a raggiungere lo snervamento ma entra comunque in crisi per taglio (figura 1.68b);
- $V_y < V_{R,min}$ si ha la crisi per "flessione duttile" quando la crisi della membratura non avviene per il raggiungimento del taglio limite ma per il raggiungimento della rotazione ultima alla corda (figura 1.68c).

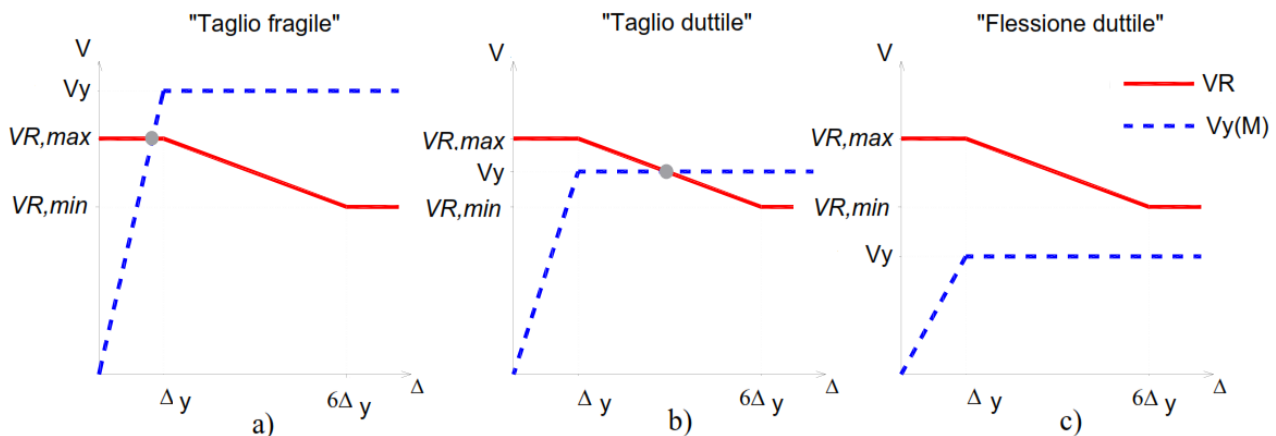


figura 1.68 – Differenti meccanismi di crisi a taglio

La corretta valutazione di $V_{R,min}$ e $V_{R,max}$ richiede di calcolare:

- il valore dello sforzo normale N dalla combinazione di carico sismico;
 - la luce di taglio L_v dalla relazione $L_v = M/V$ con M e V rispettivamente momento e taglio nella sezione.
- La valutazione di queste grandezze può non essere agevole, soprattutto se si esegue un'analisi dinamica. Infatti, la luce di taglio non è una proprietà intrinseca dell'elemento ma dipende dai risultati dell'analisi stessa e quindi va ricalcolata ogni volta che cambiano le sollecitazioni.

La procedura può essere notevolmente semplificata con le seguenti assunzioni:

- la luce di taglio si assume costante sull'elemento, ipotizzando una distribuzione dei momenti con punto di nullo in mezzeria $L_v = L/2$;

- lo sforzo normale agente sull'elemento si assume pari al carico gravitazionale derivante dalla combinazione sismica.

Studi in tal senso [1.34], condotti su un campione di edifici in calcestruzzo armato esistenti, hanno dimostrato che le verifiche condotte con le semplificazioni suddette conducono comunque a risultati accettabili.

1.3.4.3 Capacità di resistenza a taglio dei nodi trave-colonna

L'azione sismica agente nelle strutture a telaio provoca dei momenti flettenti nelle travi che hanno segno opposto in corrispondenza delle facce dei nodi trave-colonna (figura 1.69). Ciò implica che le forze di taglio trasmesse attraverso il nodo sono molto elevate. Tali forze producono una tensione tangenziale nel calcestruzzo del nodo pari a:

$$v_j = \frac{\sum M_c}{h_c h_b b_j} = \frac{\sum M_b}{h_c h_b b_j} \quad (1.20)$$

dove:

M_b e M_c sono i momenti flettenti di travi e colonne sulle facce del nodo;

h_b e h_c sono le altezze di sezione di trave e pilastro, rispettivamente, che confluiscono nel nodo;

b_j è lo spessore del nodo;

$h_c h_b b_j$ è il volume di calcestruzzo delimitato dal nodo.

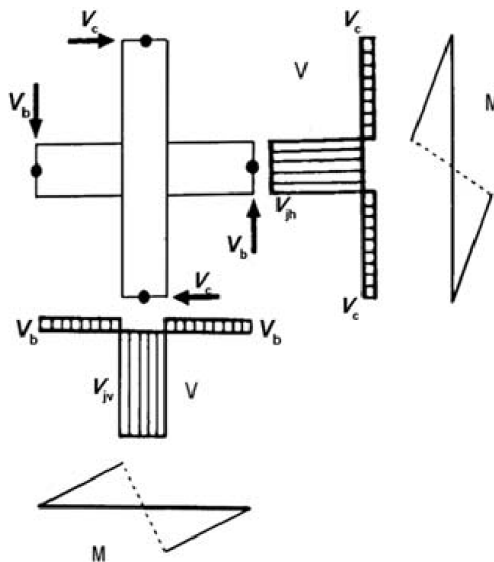


figura 1.69 – Sollecitazioni nel nodo trave-colonna

La larghezza effettiva del nodo si assume convenzionalmente [1.35] pari a:

$$\text{se } b_c > b_w: b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5h_c)\} \quad (1.21)$$

$$\text{se } b_c \leq b_w: b_j = \min\{b_w; (b_c + 0.5h_c)\} \quad (1.22)$$

dove:

b_w e b_c sono rispettivamente la larghezza dell'anima della trave e la dimensione della sezione trasversale del pilastro.

La tensione tangenziale è trasmessa al nodo dalle barre di armatura delle travi e delle colonne disposte attorno al nodo stesso. Dal momento che la tensione tangenziale nel calcestruzzo del nodo è indipendente dalla direzione del taglio con cui si calcola, risulta più conveniente calcolarla a partire dal taglio orizzontale V_{jhd} trasmesso dalle barre di armatura della trave. Se le barre di armatura superiori della trave non sono soggette a fenomeni di "pull-out" durante l'evento sismico, il valore massimo della forza di taglio orizzontale V_{jhd} in un nodo trave-colonna interno è calcolato come la massima forza di trazione nelle barre superiori di armatura più la massima forza di compressione nelle barre di armatura inferiori meno la forza di taglio nel pilastro sopra al nodo.

Nel valutare la forza di taglio orizzontale dei nodi esterni non si tiene in considerazione della forza di compressione delle barre di armatura inferiori.

Le formule per calcolare il valore del taglio orizzontale che agisce sul nucleo di calcestruzzo dei nodi sono [1.35]:

- per i nodi trave colonna interni:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c \quad (1.23)$$

- per i nodi trave colonna esterni:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}A_{s1}f_{yd} - V_c \quad (1.24)$$

dove:

A_{s1} è l'area dell'armatura superiore della trave;

A_{s2} è l'area dell'armatura inferiore della trave;

V_c è la forza di taglio della colonna sopra il nodo, ottenuta dall'analisi nella situazione sismica di progetto;

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della sovra-resistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio.

La procedura per valutare la capacità di resistenza a taglio dei nodi trave-colonna secondo l'eurocodice 8 prevede due passi distinti. Nel primo si valuta la compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo

a puntone diagonale (figura 1.70a) mentre nel secondo si determina l'armatura necessaria per limitare il massimo sforzo di trazione diagonale nel calcestruzzo (figura 1.70b).

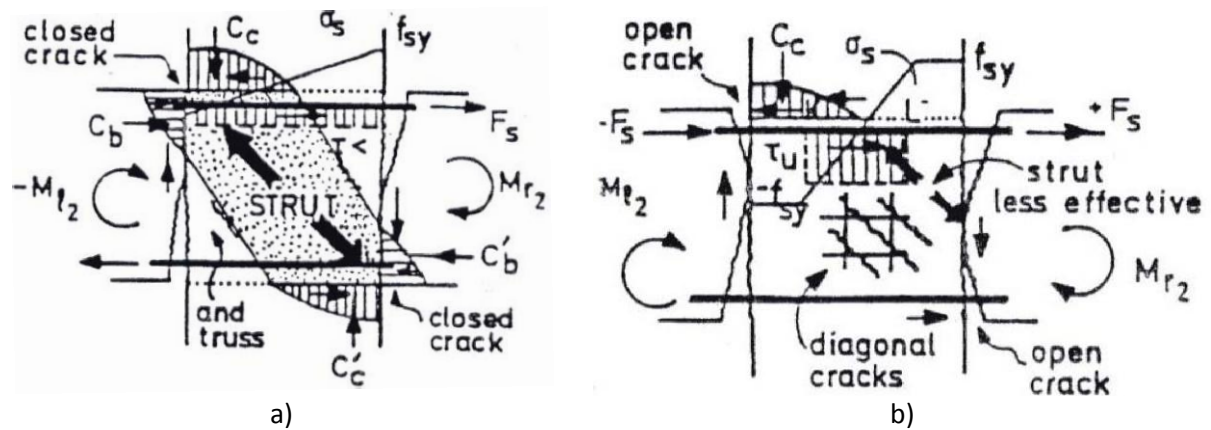


figura 1.70 – Verifiche dei nodi trave-colonna secondo EC8-1 [1.35]

Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo

La forza di taglio viene trasformata in una tensione tangenziale uniforme all'interno del nodo mediante la seguente formula, analoga alla (1.20):

$$v_{jhd} = \frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}} \quad (1.25)$$

dove:

h_{jc} è la distanza tra gli strati estremi dell'armatura della colonna;

b_j è definito in accordo con le espressioni (1.21) e (1.22).

Per valutare la capacità del nodo, la normativa europea [1.35], propone un modello basato sulle tensioni principali di trazione σ_I e di compressione σ_{II} , considerando il seguente stato tensionale:

- la tensione tangenziale v_{jhd} valutata con l'espressione (1.25);
- la tensione verticale di compressione derivante dalla colonna, $\frac{N}{A_c} = v f_c$ (positiva se di compressione);
- uno sforzo normale orizzontale dovuto alle armature trasversali all'interno del nodo, limitato al valore di $-\rho_{jh} f_{yw}$ (di compressione).

Considerando la presenza di armature trasversali, la tensione tangenziale in corrispondenza del raggiungimento della tensione principale di trazione $\sigma_I = f_{ctd}$, si calcola con la seguente formula:

$$\frac{v_{jhd}}{f_c} = \sqrt{\left(\frac{f_{ct}}{f_c} + v_{top}\right) \left(\frac{f_{ct}}{f_c} + \frac{\rho_{jh} f_{yw}}{f_c}\right)} \quad (1.26)$$

Quando $\rho_{jh} = 0$ e v_{top} è compreso tra 0 e 0.3, l'equazione (1.26) fornisce valori di v_j variabili da $0.1 f_c$ a $0.2 f_c$, in buon accordo con il valore medio di $0.15 f_c$ suggerito per $\rho_{jh} = 0$ dai risultati delle prove sperimentali di Kitayama et altri (1991).

La presenza di tensioni di trazione nella direzione trasversale riduce il valore delle tensioni principali di compressione σ_{II} per le quali avviene la rottura del nodo. La riduzione della resistenza a compressione f_c viene tenuta in conto considerando il fattore di riduzione n . L'eurocodice 8, per semplificare, trascura l'effetto delle tensioni di trazioni orizzontali $-\rho_{jh}f_{yw}$ sulla riduzione delle tensioni principali di compressione σ_{II} , ma allo stesso modo ne trascura anche gli effetti favorevoli legati all'azione di confinamento. Quindi, la condizione $\sigma_{II} = -nf_c$ comporta la seguente semplificazione nella formula (1.26):

$$\frac{v_{jhd}}{f_c} = n \sqrt{1 - \frac{v}{n}} \quad (1.27)$$

dove:

$$n = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right);$$

v è il valore della forza assiale normalizzata nella colonna sopra il nodo;

v_{jhd} è la tensione tangenziale nel nodo definita con la relazione (1.25).

La verifica a compressione del puntone di un nodo trave-colonna interno al telaio risulta soddisfatta quando è verificata la seguente disuguaglianza:

$$v_{jhd} \leq f_c n \sqrt{1 - \frac{v}{n}} \quad (1.28)$$

Per i nodi trave-colonna interni, la normativa raccomanda che sia verificata la disuguaglianza (1.28) ma con il secondo membro ridotto del 20 %.

Verifica dello sforzo di trazione diagonale nel calcestruzzo

Per limitare il massimo sforzo di trazione diagonale nel calcestruzzo, la normativa europea impone che sia fornito un adeguato confinamento del nodo. Tale requisito è soddisfatto disponendo staffe orizzontali all'interno del nodo in maniera tale che:

$$\frac{A_{sh}f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}}\right)^2}{f_{cta} + v_d f_{cd}} - f_{cta} \quad (1.29)$$

dove:

V_{jhd} è la sollecitazione di taglio orizzontale definita dalle relazioni (1.23) e (1.24);

A_{sh} è l'area totale delle staffe orizzontali;

h_{jw} è la distanza tra l'armatura superiore e l'armatura inferiore della trave;

h_{jc} è la distanza tra gli strati estremi dell'armatura della colonna;

b_j è definito in accordo con le espressioni (1.21) e (1.22);

v_d è il valore della forza assiale normalizzata nella colonna sopra il nodo;

f_{cta} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo.

In alternativa alla (1.29), la normativa permette di adottare una formulazione alternativa, che deriva dal modello di Park and Paulay. Per garantire l'integrità del nodo dopo la fessurazione diagonale è prescritta una quantità di armatura trasversale minima da disporre all'interno del nodo.

- Per i nodi interni:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd}(1 - 0.8v_d) \quad (1.30)$$

- Per i nodi esterni:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}A_{s2}f_{yd}(1 - 0.8v_d) \quad (1.31)$$

dove:

γ_{Rd} è uguale a 1.2 e la forza assiale normalizzata v_d si riferisce alla colonna sopra al nodo nel caso questo sia un nodo interno o alla colonna sotto il nodo nel caso sia un nodo esterno.

1.3.5 Verifiche di accettabilità sismica secondo Priestley (1991)

In questo paragrafo si riporta in sintesi la procedura di verifica di accettabilità sismica proposta da Priestley e Calvi nel 1991 [1.36]. Anche se datata tale procedura viene riportata in questo lavoro poiché è da considerarsi alla base delle verifiche di accettabilità riportate nei più moderni codici anti-sismici internazionali e soprattutto perché in linea con il metodo adeguamento sismico mediante controventi dissipativi che sarà proposto al §1.5.5 di questo capitolo.

La procedura di verifica [1.36] deve identificare la posizione, la modalità e la probabilità di accadimento di un meccanismo duttile o fragile determinato dal sisma di progetto. In pratica si deve identificare la resistenza e la duttilità del meccanismo critico per la struttura in esame.

Per un telaio in cemento armato spesso il meccanismo critico non è semplicemente quello dato dalla plasticizzazione a flessione delle travi “beam sidesway mechanism” (vedi figura 1.71a), oppure dal meccanismo locale di piano dato dalla plasticizzazione a flessione delle colonne di un certo livello “column sidesway mechanism” (vedi figura 1.71b), ma un meccanismo misto che coinvolge cerniere flessionali duttili in alcuni punti e rotture fragili per taglio in altri punti “mixed sidesway mechanism” (vedi figura 1.71c).

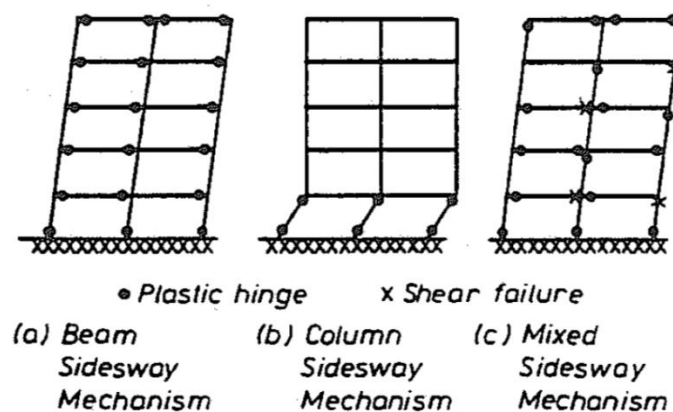


figura 1.71 – Meccanismi critici di collasso (Priestley e Calvi [1.36])

Bisogna quindi valutare quali conseguenze determina un meccanismo rispetto ad un altro. Ad esempio una rottura fragile per taglio delle colonne è molto grave poiché associata alla perdita improvvisa della capacità di portanza dei carichi gravitazionali e pertanto potrebbe causare il crollo globale della struttura. Una rottura per taglio di un nodo trave-colonna invece potrebbe comportare minori complicazioni. Bisogna anche considerare che la resistenza ciclica a taglio nelle zone di cerniera plastica dipendono dal livello di duttilità raggiunto per flessione. Un meccanismo che inizia come meccanismo duttile a flessione potrebbe degenerare in un meccanismo fragile a taglio al crescere della domanda di duttilità.

Per verificare se un meccanismo “column sidesway” può innescarsi si definisce un indice S_p confrontando la resistenza a flessione delle travi con quella delle colonne per ogni nodo i relativamente a due livelli adiacenti n ed $n + 1$. Ad esempio per una fila di j colonne, compresa tra i livelli n ed $n + 1$ del telaio si può scrivere[1.36]:

$$S_p = \frac{\sum_{i=1}^j (\sum M_{Bn,i}) + \sum_{i=1}^j (\sum M_{Bn+1,i})}{\sum_{i=1}^j (\sum M_{Cn,i}) + \sum_{i=1}^j (\sum M_{Cn+1,i})} \quad (1.32)$$

Dove $\sum M_{Bn,i}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi a destra e sinistra del nodo i al livello n , $\sum M_{Bn+1,i}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi a destra e sinistra del nodo i al livello $n + 1$, $\sum M_{Cn,i}$ è la somma dei momenti resistenti delle colonne sopra e sotto del nodo i al livello n , $\sum M_{Cn+1,i}$ è la somma dei momenti resistenti delle colonne sopra e sotto del nodo i al livello $n + 1$.

Ci si aspetta un meccanismo “column sidesway” se $S_p > 1$. Se si considerano anche i modi più elevati di vibrazione la condizione di incipienza del meccanismo può essere ridotta a $S_p > 0.85$ [1.36].

Di seguito sono discusse le diverse modalità di comportamento post-elastico e le conseguenze dovute allo sviluppo dei tre possibili meccanismi critici “sidesway”.

1.3.5.1 Beam sidesway mechanism

Quando le zone di cerniera plastica delle travi sono ben staffate e le colonne sono resistenti a sufficienza (ad esempio la distanza tra le armature trasversali delle travi soddisfa le seguenti condizioni: $s < d/2$ e $s < 16 d_b$, dove d è l'altezza efficace della trave e d_b è il diametro delle barre di armatura longitudinale) si può assumere uno spostamento ammissibile per il telaio caratterizzato da un rapporto di duttilità μ pari a 6.

Quando invece la staffatura trasversale delle travi è scarsa (ad esempio quando $s > d/2$ e $s > 16 d_b$) si può assumere un rapporto di duttilità μ per il telaio pari a 2, essendo questo il valore della duttilità locale per cui si ha l'espulsione del copriferro della trave. Valori intermedi del rapporto di duttilità, $2 < \mu < 6$, possono essere stimati in base alle caratteristiche dei dettagli di armatura delle membrature esistenti.

Una sufficiente duttilità μ del telaio è ottenibile ovviamente solo se la resistenza a taglio di travi e colonne e dei nodi trave-colonna è sufficiente. La resistenza a taglio inoltre degrada al crescere della domanda di duttilità, in particolare la riduzione di resistenza interessa il contributo di resistenza a taglio dato dal calcestruzzo. Priestley e Calvi [1.36] raccomandano per le travi e per una duttilità $\mu < 2$ una resistenza a taglio data da:

$$V_p = v_c b_w d + \frac{A_v f_y d}{s} \quad (1.33)$$

Dove b_w è lo spessore d'anima della trave, d è l'altezza efficace della trave, A_v è l'area delle barre di staffatura, s è il passo delle staffe ed f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio. Per $\mu \geq 4$ il contributo dato dal calcestruzzo di annulla e la resistenza a taglio diventa:

$$V_{pd} = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (1.34)$$

Ovviamente la forza di taglio agente non può essere superiore al taglio V_{fp} che corrisponde alla plasticizzazione per flessione della membratura. In figura 1.94 viene mostrato l'andamento del taglio resistente al variare del rapporto di duttilità μ come proposto da Priestley e Calvi.

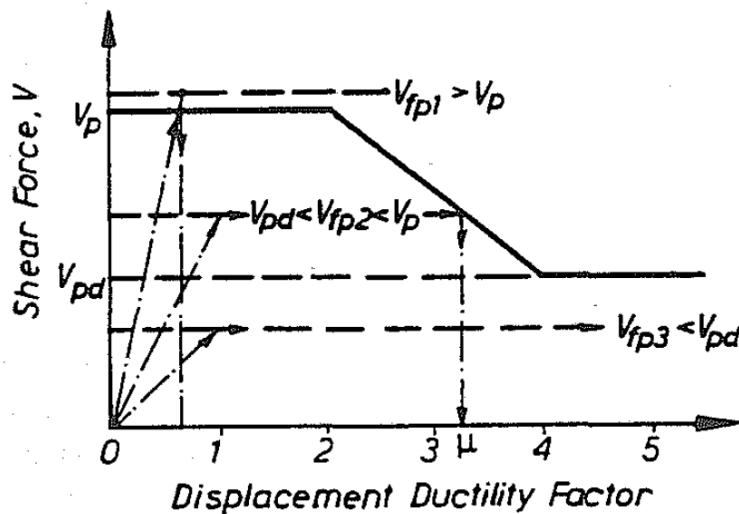


figura 1.72 – Taglio resistente al variare della domanda di duttilità (Priestley e Calvi [1.36])

Inoltre si deve tener conto che la capacità di duttilità del telaio μ può essere limitata dalla resistenza a taglio dei nodi trave-colonna.

1.3.5.2 Column sidesway mechanism

Il meccanismo di piano debole “column sidesway mechanism” di un edificio alto può richiedere elevate rotazioni delle colonne nelle zone di cerniera plastica. Se le staffature in queste zone sono povere può essere prudenzialmente assunto $\mu = 1.5$. Alcuni tests hanno messo in evidenza che la rottura a compressione del calcestruzzo nelle zone di cerniera plastica delle colonne avviene per $2 < \mu < 3$. Utilizzando un'analisi momento-curvatura delle sezioni critiche delle colonne si può determinare la curvatura disponibile (considerando sempre l'effetto dato dal confinamento dato dalla staffatura [1.37]). Determinata la disponibilità di curvatura e valutato il numero di piani dell'edificio si può stimare la sua capacità di duttilità μ [1.38]. Tale rapporto di duttilità μ del telaio è ottenibile ovviamente solo se la resistenza a taglio di travi e colonne e dei nodi trave-colonna è sufficiente.

1.3.5.3 Mixed sidesway mechanism

Formazioni di cerniere plastiche a flessione su travi e colonne combinate a spiacevoli rotture per taglio vanno a costituire una notevole e complicata varietà dei cosiddetti meccanismi “Mixed sidesway” tanto che diventa impossibile dare una trattazione generale al problema e occorre rifarsi a cautelative semplificazioni, oppure a studiare casi specifici. Ad esempio per il livello di piano riportato in figura 1.73 in cui si ha dalla formazione di 5 cerniere plastiche sulle travi con alta duttilità ($\mu = 6$) e una sola trave è interessata da rottura anticipata per taglio e quindi con una duttilità più bassa ($\mu = 3$), un approccio conservativo porta ad assumere la capacità di duttilità del telaio pari a quella più bassa corrispondente alla rottura dell'unica cerniera a taglio, $\mu = 3$.

Un rapporto di duttilità più elevato può essere assunto a condizione che sia assicurata la portata dei carichi gravitazionali. Pertanto in questo caso è ragionevole ignorare la campata 3-4 e valutare la resistenza sismica sulla base delle campate 1-2 e 5-6.

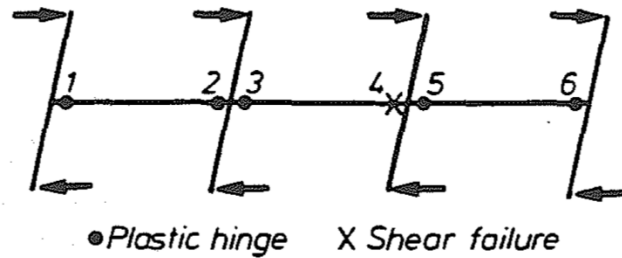


figura 1.73 – Mixed sidesway mechanism (Priestley e Calvi [1.36])

Ad esempio, nell'ipotesi che sia applicabile il principio di uguaglianza di spostamento tra struttura danneggiata e struttura con comportamento elastico illimitato l'accelerazione sismica $S_a(e)$ sopportabile dal telaio è proporzionale al rapporto di duttilità μ che moltiplica la somma delle resistenze a flessione. Si ottiene:

- per $\mu = 3$ si hanno tutte e 6 le cerniere attive e quindi: $S_a(e) \propto 3 \times 6 \times M_f = 18 M_f$;
- per $\mu = 6$ si hanno solo 4 cerniere attive e quindi: $S_a(e) \propto 6 \times 4 \times M_f = 24 M_f$;

dove M_f è la resistenza a flessione di ogni cerniera plastica. In pratica questa assunzione, che equivale a trascurare il contributo alla resistenza sismica dato dalla trave 3-4, determina un incremento del 33% della capacità del meccanismo.

1.4 Tecniche di adeguamento e miglioramento sismico

1.4.1 Obiettivi

Gli interventi di miglioramento sismico in un edificio esistente possono essere classificati come di seguito elencato e sintetizzato in figura 1.74 [1.39]:

- ripristino delle prestazioni sismiche originarie della struttura (ristrutturazioni);
- incremento della capacità, ovvero miglioramento delle prestazioni sismiche originarie della struttura (si parla di adeguamento quando la struttura esistente viene migliorata al punto tale da raggiungere le stesse prestazioni che avrebbe una struttura nuova sismicamente progettata);
- riduzione della domanda di prestazione sismica.

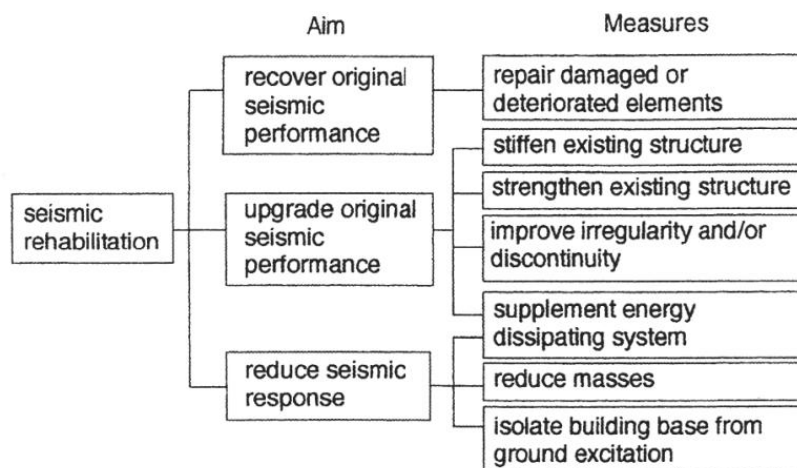


figura 1.74 – Classificazione dei tipi di interventi di miglioramento sismico [1.39]

In particolare per recuperare le originali prestazioni strutturali si può operare ripristinando le porzioni danneggiate o deteriorate di un edificio senza sostanzialmente alterarne il comportamento sotto le azioni sismiche. Se si vuole invece migliorare il comportamento strutturale di un edificio esistente alle azioni sismiche si può operare in diversi modi:

- incrementare la rigidezza per ridurre gli spostamenti alle azioni orizzontali ponendo però attenzione all'incremento di forza in input dovuta alla riduzione del periodo strutturale;
- incrementare la resistenza e la duttilità strutturale secondo gli interventi proposti nello schema riportato in figura 1.75;
- eliminare eventuali irregolarità in pianta ed in altezza dello schema strutturale mediante l'introduzione di nuovi elementi resistenti per ridurre o eliminare eventuali effetti torsionali e discontinuità nei percorsi di carico;

- introdurre nuovi sistemi di dissipazione energetica legati a meccanismi isteretici oppure a meccanismi viscosi.

In genere le diverse modalità di intervento elencate in precedenza sono strettamente collegate tra loro, è difficile infatti pensare di incrementare la resistenza di una struttura o di eliminare eventuali forme di irregolarità senza anche variarne la rigidezza. L'unico aspetto che può essere a volte indipendente è l'incremento di duttilità che può essere ottenuto mediante la cura e l'opportuno ripristino dei dettagli costruttivi senza alterare in maniera rilevante la rigidezza e la resistenza strutturale.

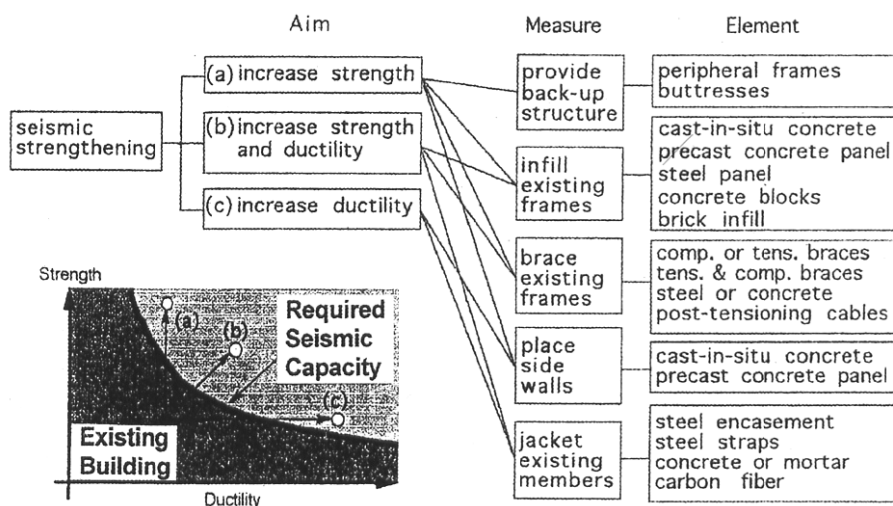


figura 1.75 – Interventi per l'incremento di resistenza e duttilità [1.39]

Infine si può operare andando a ridurre la domanda di prestazione della struttura quando sottoposta alle azioni sismiche. Con riferimento alla figura 1.76 le principali soluzioni sono le seguenti:

- introdurre nuovi sistemi di dissipazione energetica legati a meccanismi isteretici oppure a meccanismi viscosi.
- ridurre le masse in modo da ridurre la forza in input;
- ridurre le rigidezze oppure ricorrere all'isolamento alla base in modo da incrementare il periodo strutturale e pertanto ridurre la forza in input;

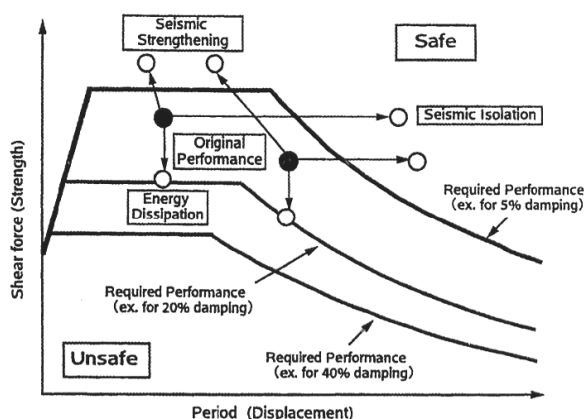


figura 1.76 – Interventi per la riduzione della risposta strutturale alle azioni sismiche [1.39]

Identificati gli obiettivi di un intervento di adeguamento o miglioramento strutturale al sisma secondo i criteri finora elencati, è possibile anche formulare due linee di approccio più generiche [1.40] per il progetto di interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico.

Un primo approccio prevede la modifica locale delle singole componenti del sistema strutturale, in modo da rendere compatibile la struttura esistente con la domanda di spostamento prevista dalle norme per la costruzione in esame. Si tratta in pratica di un incremento di duttilità che si può ottenere con interventi di tipo locale.

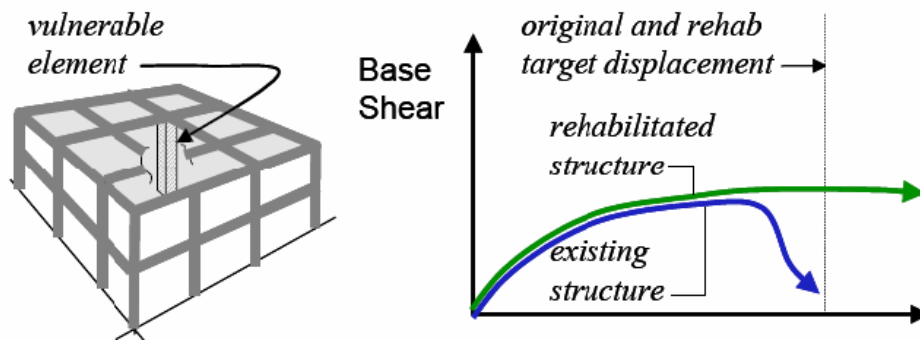


figura 1.77 – Primo approccio nel miglioramento sismico [1.40]

Un secondo approccio invece comporta un sostanziale incremento di resistenza e rigidezza in modo da ridurre la domanda di spostamento prevista dalle norme per la costruzione in esame.

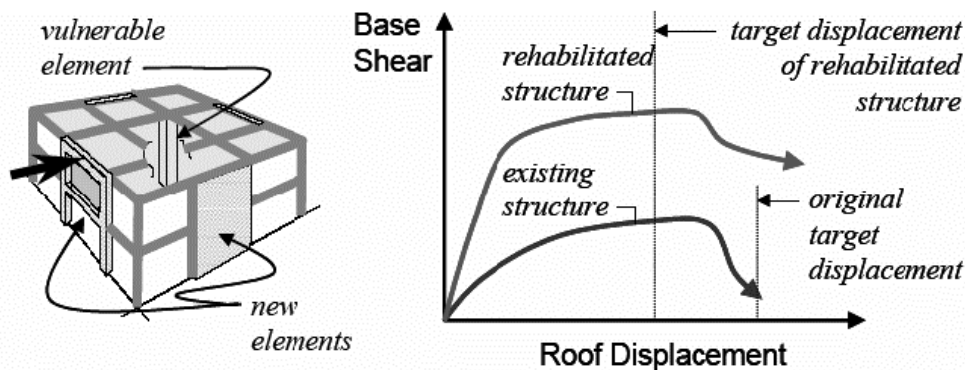


figura 1.78 – Secondo approccio nel miglioramento sismico [1.40]

Come si vedrà in seguito l'approccio ottimale sarà quello dato dalla combinazione dei due approcci descritti in precedenza. Pertanto interventi a livello globale che comportano l'incremento di resistenza e rigidezza accoppiati ad interventi a livello locale che permettono l'incremento della duttilità.

Nei prossimi paragrafi si andranno a descrivere alcune delle principali tecniche di miglioramento sismico che si adottano per adeguare gli edifici in calcestruzzo armato. Si andranno a descrivere sia interventi di tipo locale (incamiciature con acciaio, con calcestruzzo e con materiali fibrorinforzati a matrice polimerica), sia di tipo globale (introduzione di tamponamenti, di controventi in acciaio e di isolatori sismici).

1.4.2 Interventi di tipo locale

L'obiettivo degli interventi di tipo locale è quello di accrescere la capacità di deformazione delle membrature strutturali, senza alterare globalmente la rigidità e la resistenza della struttura stessa. Questo concetto è rappresentato bene nel grafico di figura 1.79, in cui vi è una panoramica dei cambiamenti indotti nella relazione forza spostamento da parte delle diverse tecniche di intervento locale.

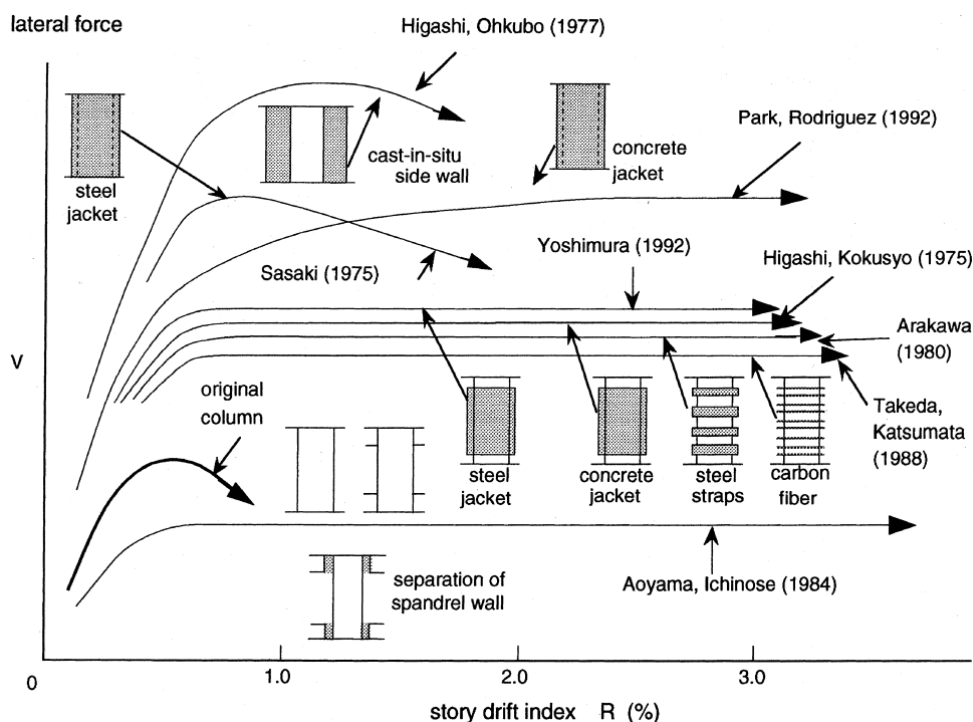


figura 1.79 – Relazione forza-spostamento di colonne con diverse tecniche di rinforzo locale [1.39]

1.4.2.1 Ripristino del calcestruzzo e delle armature esistenti

Questi interventi vengono eseguiti preventivamente a quelli descritti nei successivi paragrafi qualora vi fossero evidenti segni di degrado nella struttura in calcestruzzo armato esistente. Generalmente, si rimuovono mediante asportazione meccanica le parti di calcestruzzo carbonatato e quelle in fase di distacco fino al raggiungimento degli strati più interni. Successivamente si procede alla realizzazione del così detto “strato di aggrappaggio”, trattando la superficie esterna del calcestruzzo con prodotti che garantiscono l’aderenza fra l’esistente e il nuovo.

Anche le armature devono essere ripristinate, in particolare è necessaria la pulizia delle stesse dalle ruggine ed il trattamento con agenti inibitori della corrosione. Successivamente si deve eventualmente reintegrare l’armatura corrosa e quindi ripristinare l’aderenza con il calcestruzzo mediante l’impiego di malte e composti appositi.

Le malte e i calcestruzzi impiegati in questo tipo di interventi devono possedere caratteristiche tixotropiche, avere un modulo elastico e un coefficiente di dilatazione termica vicini a quello del materiale originale ed essere anti-ritiro, poiché si deve limitare lo stato di coazione che si innesca fra il “vecchio” e il “nuovo” a causa del comportamento reologico diverso.

1.4.2.2 Incamiciatura in acciaio

L'incamiciatura in acciaio viene applicata alle colonne con lo scopo principale di aumentarne la resistenza a taglio e la duttilità attraverso il confinamento. Le camice di acciaio applicate ai pilastri sono costituite da quattro profili angolari ai quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande orizzontali di spessore adeguato ad intervalli regolari (figura 1.80). I profili di acciaio vengono fissati al calcestruzzo mediante resine epossidiche oppure mediante malte cementizie a ritiro compensato. Dal momento che questa tecnica non viene impiegata per aumentare la resistenza flessionale del pilastro, si fa terminare il rivestimento a circa 25 mm dalla faccia della trave o della fondazione.

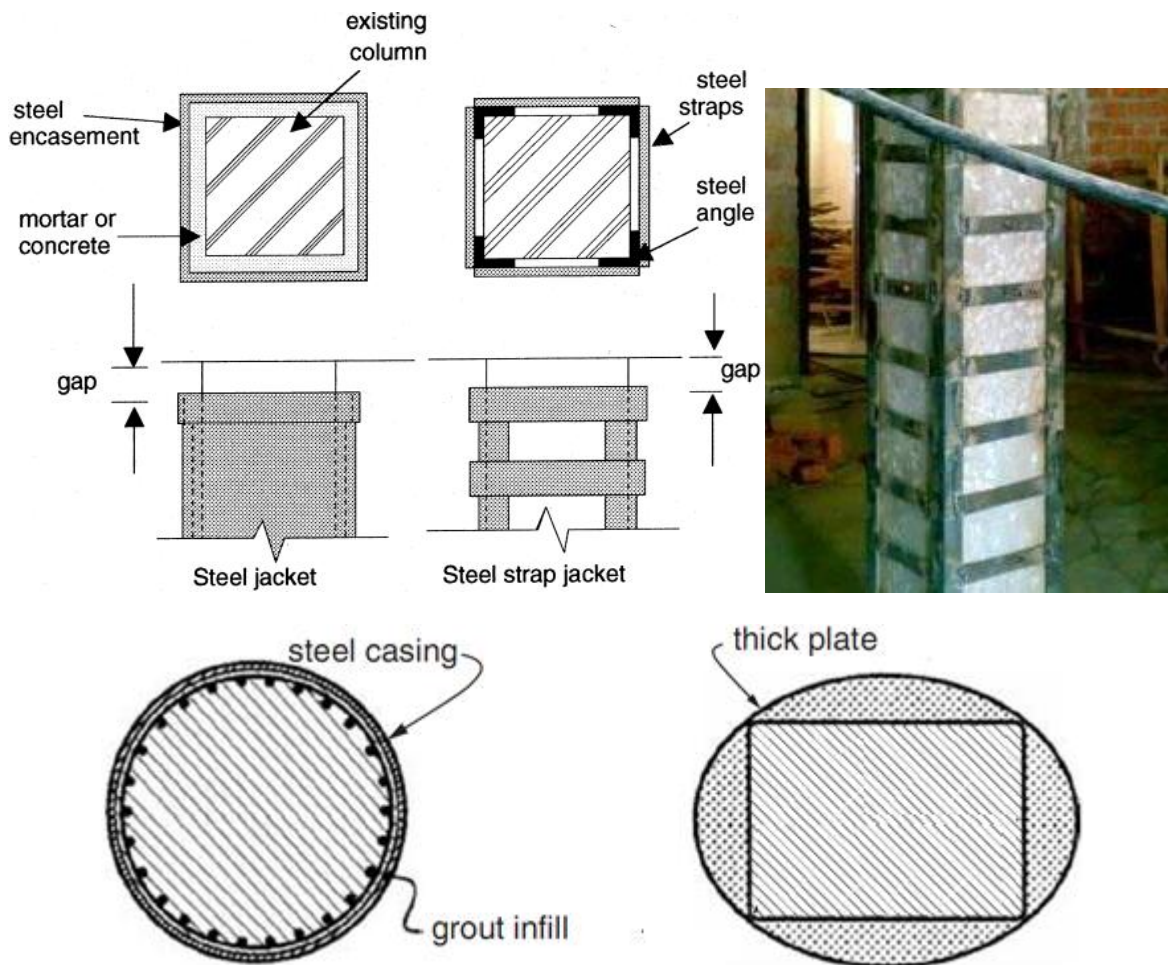


figura 1.80 – Incamiciatura in acciaio [1.39]

Risultati sperimentali hanno dimostrato che nel caso si impieghino fasce di acciaio esiste un preciso interesse che consente di prevenire la nascita e la diffusione delle lesioni a taglio nella colonna. Qualora si impieghino rivestimenti in acciaio, invece, si deve prestare attenzione alla forma dello stesso. Risultati sperimentali dimostrano che nel caso di colonne a sezione circolare deve essere impiegato un rivestimento cilindrico mentre nel caso di colonne a sezione rettangolare i risultati migliori si hanno con un rivestimento di forma ellittica, riempiendo i vuoti con calcestruzzo (figura 1.80).

1.4.2.3 Incamiciatura in cemento armato

Il rivestimento di calcestruzzo è stato uno dei metodi più utilizzati in passato per il ripristino e rinforzo degli edifici a seguito dei danni prodotti dal terremoto. Questa tecnica consiste nell'aggiunta di uno strato di calcestruzzo e di barre longitudinali e trasversali attorno alla colonna esistente. Lo scopo principale è quello di aumentare la resistenza a taglio e la resistenza a flessione, nonché la duttilità attraverso il confinamento.

Uno dei vantaggi maggiori di questa tecnica è rappresentato dai costi contenuti richiesti per il rinforzo delle fondazioni se comparato con quelli necessari nel caso di impiego di elementi di tamponamento o controventi in acciaio. Inoltre, la funzione originale e l'estetica della costruzione non subiscono notevoli mutamenti, in quanto non sono necessarie modifiche sostanziali della geometria originaria dell'edificio.

La tecnica di incamiciatura con calcestruzzo prevede di far passare la nuova armatura longitudinale aggiuntiva attraverso dei fori praticati nella soletta e di aggiungere armatura trasversale e calcestruzzo attorno alla sezione esistente della colonna (figura 1.81).

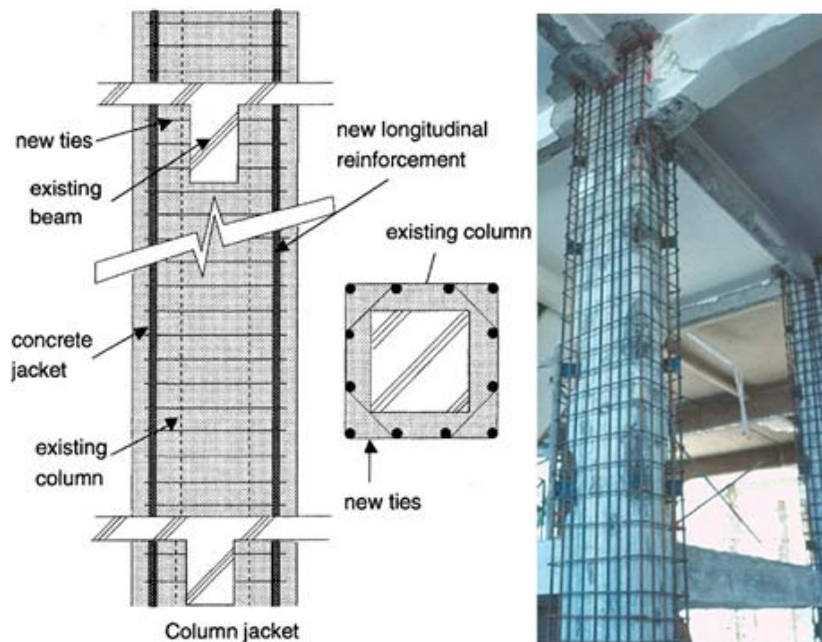


figura 1.81 – Incamiciatura in cemento armato [1.39]

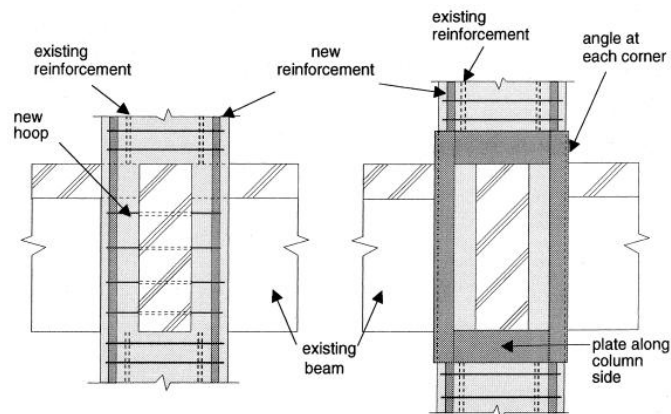


figura 1.82 – Confinamento del nodo trave-colonna [1.39]

Tests sperimentali hanno dimostrato l'efficacia di questa tecnica, e hanno evidenziato che i dettagli costruttivi utilizzati nell'ancoraggio delle barre longitudinali e delle staffe non influiscono in modo significativo sulla risposta sismica globale delle colonne rinforzate.

Il dettaglio che influisce in modo più marcato è quello del nodo trave-colonna che può diventare l'anello debole della struttura se non viene adeguatamente rinforzato. Prove cicliche condotte su telaio in scala reale hanno dimostrato che mediante interventi di incamiciatura di travi e colonne e di confinamento dei nodi strutturali (figura 1.82) si modifica il comportamento del telaio, passando da un sistema colonna debole-trave forte ad un sistema caratterizzato da colonna forte-trave debole [1.23].

1.4.2.4 Incamiciatura con materiali fibro-rinforzati a matrice polimerica (FRP)

L'uso di materiali fibro-rinforzati a matrice polimerica applicati in aderenza alla superficie esterna di elementi in calcestruzzo armato è finalizzato all'aumento della capacità di resistenza a taglio e della duttilità delle membrature.

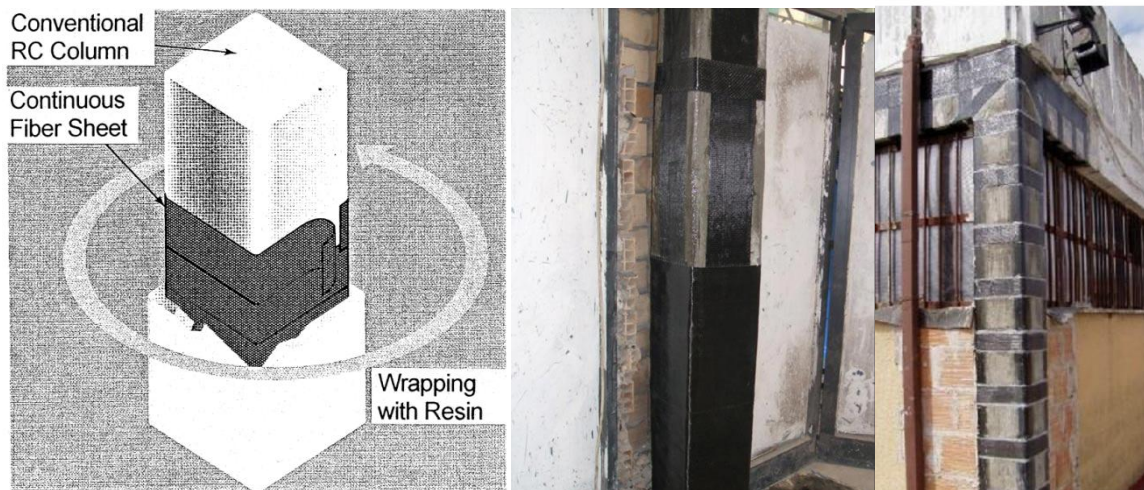


figura 1.83 – Incamiciatura con materiali fibro-rinforzati a matrice polimerica [1.39]

L'applicazione può avvenire mediante fasciatura completa della membratura oppure mediante l'applicazione di strisce ad intervalli regolari (figura 1.83).

Il materiale è costituito da fibre che hanno un diametro approssimativo di 5-20 μm , presentano delle ottime caratteristiche di resistenza a trazione (2900-4600 MPa), hanno un peso specifico modesto, non sono magnetiche e resistono bene alla corrosione.

I principali tipi di fibre che trovano impiego nel settore strutturale sono la fibra di carbonio, la fibra aramidica e la fibra di vetro.

La rottura di questo materiale è di tipo fragile senza apprezzabile transizione fra il ramo elastico e quello plastico, che è di limitatissimo sviluppo. La resina da impregnazione costituisce la matrice in cui vengono avvolte le fibre di carbonio ed ha la funzione di trasmettere gli sforzi tra il calcestruzzo e le fibre adiacenti. Il rinforzo può essere intonato sia per ragioni estetiche, sia per conferire resistenza all'incendio. Le fibre sono infiammabili solo a temperatura elevata ma le resine di incollaggio sono soggette a transizione vetrosa e divengono termoplastiche a 200°C circa.

1.4.3 Interventi di tipo globale

Gli interventi di miglioramento sismico che comportano un sostanziale incremento di rigidità e resistenza della struttura sono classificati come interventi di tipo globale. Per avere un'idea del comportamento strutturale a seguito di questi interventi di miglioramento si può fare riferimento alla figura 1.84.

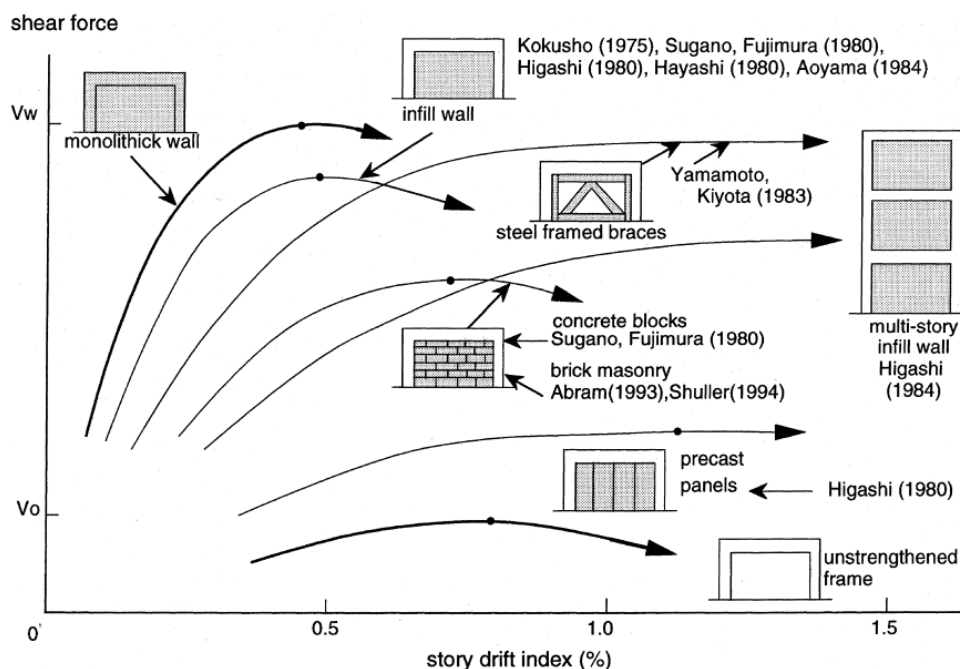


figura 1.84 – Relazione forza-spostamento di telai migliorati sismicamente attraverso tecniche di tipo globale [1.39]

Nella categoria degli interventi di tipo globale ci sono anche quelli di isolamento alla base e quelli di introduzione di nuovi elementi dissipativi. Queste tecniche sono relativamente recenti e si basano su di una filosofia diversa da quella degli interventi che prevedono incrementi di rigidità e resistenza della struttura, poiché puntano a diminuire la domanda sismica.

1.4.3.1 Introduzione di tamponamenti

L'introduzione di tamponamenti è la tecnica più semplice per aumentare la rigidità e la resistenza di telai in calcestruzzo armato esistenti, ma presenta degli svantaggi a livello costruttivo poiché bisogna trovare la collocazione giusta per non generare effetti torsionali nell'edificio esistente. Comporta anche un notevole incremento dei carichi trasmessi alla fondazione che dovrà subire, nella generalità dei casi, interventi di rinforzo. Possono essere utilizzati pannelli realizzati in opera o prefabbricati. Prove sperimentali hanno dimostrato che i pannelli prefabbricati producono un minor aumento di resistenza ma una maggiore duttilità rispetto a quelli gettati in opera. Altri studi, mostrano che le tecniche di tamponamento producono un incremento significativo della resistenza e della rigidità laterale, ma che allo stesso tempo, un così considerevole incremento di resistenza viene associato ad una riduzione di duttilità del telaio originario. Tali sperimentazioni sono state condotte su telai ad un solo piano e ad una sola campata.



figura 1.85 – Interventi di miglioramento sismico mediante l'introduzione di tamponamenti gettati in opera [1.41]

Prove sperimentali su telai di tre piani ad una campata hanno dimostrato che questi telai sono dominati da una risposta in flessione, mentre i telai ad un piano sono caratterizzati da meccanismi di taglio. Inoltre, nei telai a tre piani è stato osservato che impiegando pannelli gettati in opera si aumenta la resistenza laterale del telaio originario, mentre l'impiego di pannelli prefabbricati determina un incremento non solo in termini di resistenza laterale, ma anche di duttilità.

Infine, nelle prove sperimentali condotte, è stato sottolineato che per il raggiungimento della resistenza cercata è di fondamentale importanza la disposizione di connettori a taglio tutto attorno al telaio esistente.

1.4.3.2 Introduzione di controventi in acciaio

Anche con questa tecnica si interviene aumentando la resistenza e la rigidezza del telaio in calcestruzzo originale. Rispetto all'introduzione di tamponamenti, però, si ha un ridotto aumento della massa e quindi costi contenuti per il rinforzo delle fondazioni. Tuttavia, l'introduzione di un sistema di controventamento modifica le caratteristiche funzionali ed estetiche dell'edificio originario



figura 1.86 – Adeguamento sismico di un edificio intelaiato in calcestruzzo armato mediante controventi in acciaio

I sistemi di controventamento possono avere diverse configurazioni (figura 1.87) e generalmente vengono posizionati entro le campate dei telai esistenti. Un particolare decisivo di questa tipologia di

intervento è la connessione tra controvento e telaio, che è uno dei punti più vulnerabili durante l'evento sismico.

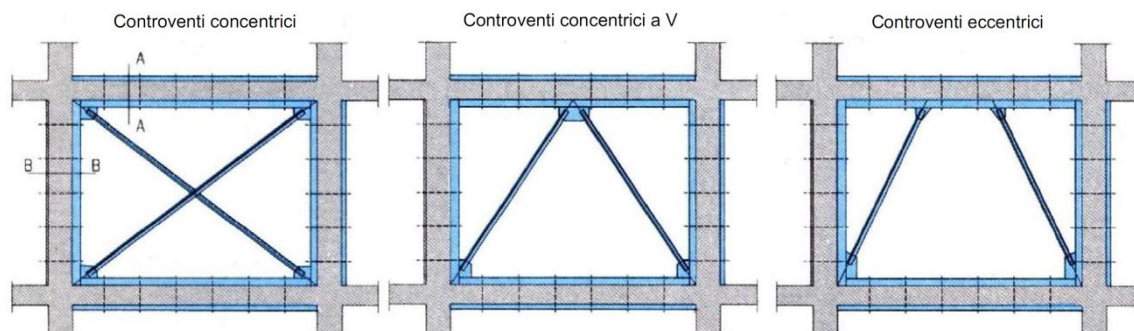


figura 1.87 – Possibili configurazioni di controventi in acciaio

Sebbene in Giappone e negli Stati Uniti siano già stati condotti studi sperimentali e analitici, i dati disponibili sulla risposta di strutture a telaio controventate sono ancora limitati.

Conducendo analisi su telai a due piani e a due campate controventate è stato dimostrato che lo schema con i controventi in acciaio produce un significativo miglioramento della resistenza e rigidezza del telaio originario non duttile. Il carico ultimo viene raggiunto con la rottura delle saldature nelle connessioni del controvento. Nelle connessioni si generano infatti alte deformazioni locali dovute all'instabilità in compressione e allo snervamento in trazione dei controventi.

Sono stati studiati anche dei controventi costituiti da barre cilindriche post tese. I risultati hanno evidenziato sia un aumento significativo di resistenza e rigidezza della struttura sia un incremento della capacità flessionale delle colonne. Ciò avviene per effetto dell'incremento di carico assiale indotto dai controventi stessi. Il loro campo di impiego sembra però essere limitato ad edifici di modesta altezza fondati su suolo soffice.

In generale, il controventamento di un sistema colonna debole-trave forte potrebbe comunque non essere sufficiente per garantire un soddisfacente comportamento del telaio adeguato in caso di sisma di forte intensità. Il sistema di controventamento può aumentare la resistenza e la rigidezza del telaio, ma non può cambiare modalità di rottura. Per evitare che le colonne giungano a rottura prima delle travi adiacenti si deve agire riducendo la capacità flessionale delle travi, ad esempio tagliando armatura a flessione, o aumentando la resistenza e la duttilità dei pilastri, tramite l'aumento della sezione resistente o mediante confinamento con acciaio.

1.4.3.3 Isolamento sismico alla base

Lo scopo principale della tecnica di isolamento sismico è quella di diminuire la domanda sismica richiesta all'edificio aumentandone in periodo di vibrazione (figura 1.88). Questo intervento consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa, (generalmente alla base, nel caso degli edifici) che risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura.

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi di appoggio, detti isolatori

(figura 1.89), caratterizzati da un'elevata deformabilità e/o da una bassa rigidezza al moto in direzione orizzontale e, in genere, da una notevole rigidezza in direzione verticale.

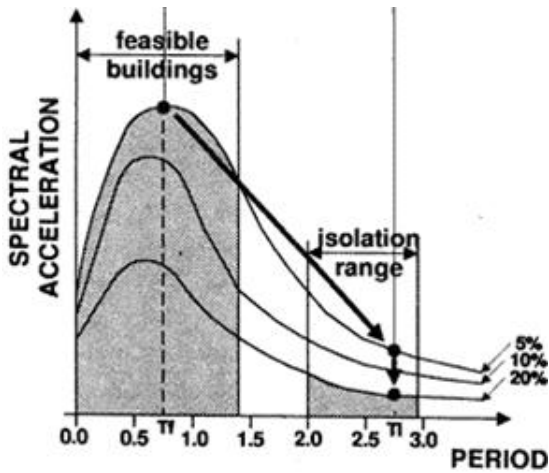


figura 1.88 – Periodi di funzionamento della struttura prima e dopo l'introduzione degli isolatori



figura 1.89 – Inserimento isolatori sismici su un telaio esistente

I dispositivi di isolamento vengono posizionati alla base o in sommità delle colonne del primo piano per ridurre la forza sismica entrante nella struttura sovrastante (figura 1.89). L'applicazione di tale tecnica spesso richiede la creazione di un piano rigido di connessione di tutte le colonne del primo piano che a loro volta dovranno essere rinforzate tramite l'allargamento della sezione resistente, l'aggiunta di barre di armatura o attraverso la realizzazione di nuovi elementi resistenti al sisma. La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi di interpiano molto contenuti. Di conseguenza si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente, anche i danni alle parti non strutturali. Il sistema di isolamento nel suo insieme può essere dotato di un'elevata capacità dissipativa in maniera tale da evitare eccessivi spostamenti della sovrastruttura, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terra o dei giunti di separazione con strutture adiacenti (figura 1.90).

L'inserimento degli isolatori nella struttura prevede il taglio delle colonne, il temporaneo supporto del peso di tutta la struttura sovrastante, l'inserimento dei dispositivi e il riposizionamento della struttura.

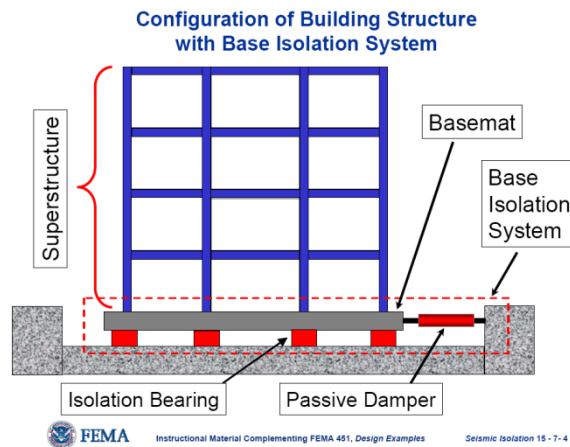


figura 1.90 – Configurazione di un edificio isolato sismicamente

La tecnica di isolamento sismico alla base viene impiegata principalmente in situazioni particolari, per edifici strategici o di elevato valore storico artistico e culturale, per i quali è necessario raggiungere alti livelli prestazionali. L'estensione dell'applicazione di tale tecnica ad edifici pubblici o di edilizia popolare risulta ostacolata dagli alti costi, che rende possibile l'impiego degli isolatori per lo più in piccoli edifici soggetti a sismi di elevata intensità.

1.5 Adeguamento mediante controventi eccentrici

I telai con controventi eccentrici sono una soluzione alternativa e di compromesso rispetto alle più classiche e note in letteratura quali i telai con nodi resistenti a flessione ed i telai con controventi concentrici. I controventi eccentrici vanno ad irrigidire le maglie dei telai mediante diagonali che non convergono nei nodi trave-colonna, ma vanno a delimitare un elemento di lunghezza ridotta denominato “link” mediante il quale avviene la dissipazione energetica per mezzo di cicli isteretici a taglio e/o flessione. Per i controventi eccentrici sono identificabili diversi tipi di configurazione (se ne riportano in figura 1.91 le principali). La presenza delle diagonali di controvento permette di irrigidire notevolmente la struttura contenendo a valori accettabili gli spostamenti laterali per lo stato limite di danno. I cicli inelastici a taglio e/o flessione fatti dai links invece permettono di conferire alla struttura una notevole capacità di dissipazione. La configurazione delle diagonali si rivela anche accettabile in termini di progettazione architettonica: l’eccentricità tra le diagonali può dimostrarsi infatti sufficiente per il posizionamento di una apertura verso l’esterno.

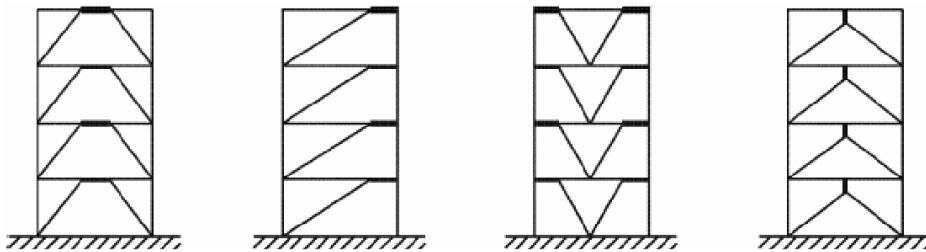


figura 1.91 – Configurazioni di controvento eccentrico

L’attività di ricerca in materia di controventi eccentrici comincia nella seconda metà degli anni ‘70 ad opera di Popov e Roeder (1978) [1.42]. Controventi eccentrici con funzionamento anelastico a taglio per le nuove costruzioni in acciaio sono stati studiati da Popov e Malley (1983) [1.43][1.44]; Hjelstad e Popov (1984) [1.45][1.46]; Kasai e Popov (1986)[1.47][1.48]; Engelhardt e Popov (1988)[1.49][1.50][1.51].

Le norme sismiche di moderna concezione [1.35] ne trattano l’applicazione quasi esclusivamente agli edifici intelaiati in acciaio di nuova costruzione, fornendo relazioni per il progetto dei links e delle membrature ad essi adiacenti (colonne, diagonali, travi, giunzioni) rispettose del criterio della gerarchia delle resistenze. Non vengono fornite indicazioni specifiche per l’utilizzo di tali soluzioni per il miglioramento del comportamento sismico di strutture esistenti.

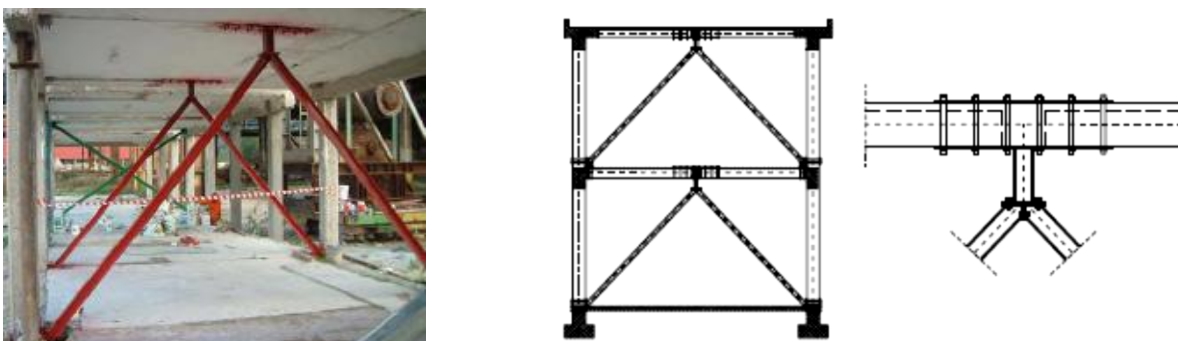


figura 1.92 – Adeguamento sismico mediante controventi eccentrici [1.52]

Data la loro ottima capacità di dissipazione negli ultimi anni è stata pensata la loro applicazione come una efficiente tecnica per l'adeguamento sismico dei telai in cemento armato esistenti [1.52] [1.53] (figura 1.92), oppure per la protezione dei ponti. Due esempi di ponti con controventi eccentrici sono: il Richmond San Rafael Bridge riportato in figura 1.93 ed il San Francisco-Oakland Bay suspension cable bridge.



figura 1.93 – Richmond San Rafael Bridge

1.5.1 Caratteristiche e comportamento dei links

I links costituiscono gli elementi dissipativi delle strutture con controventi eccentrici. La caratteristica principale dei links è la loro lunghezza “ e ”. Questa ne regola il comportamento anelastico e la rigidezza strutturale globale. Al crescere della lunghezza “ e ” il funzionamento anelastico dei links evolve coinvolgendo solo il taglio (links corti), l'interazione taglio-momento (links intermedi), o solo il momento (links lunghi) [1.50]. Inoltre se si considera il rapporto e/L , dove L è la lunghezza dell'intera campata del telaio si può notare dalla figura 1.94 come la rigidezza laterale sia inversamente proporzionale a tale rapporto [1.46]. I due casi limite $e/L=0$ ed $e/L = 1$ corrispondono al caso con controventi concentrici ed al caso di telaio puro senza controventi.

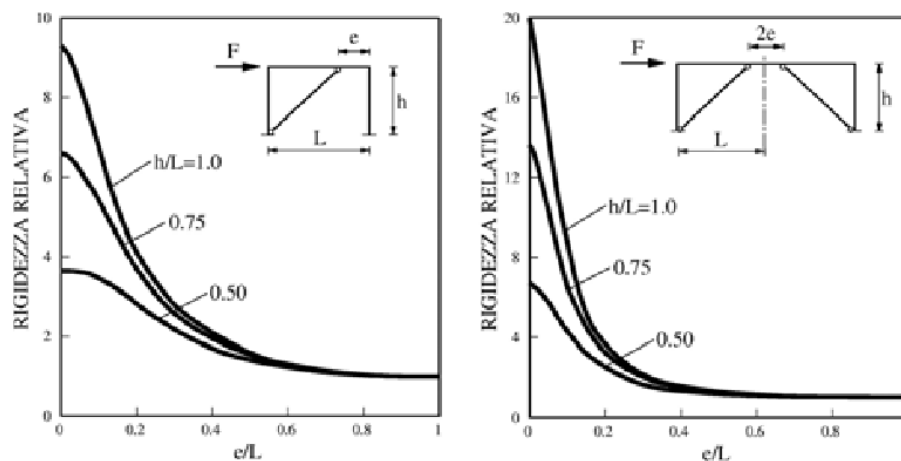


figura 1.94 – Rigidezze relative al variare del rapporto e/L e h/L (Mastrandrea 2005)

Ricerche sperimentali condotte da Popov [1.48] hanno messo in evidenza che i links corti sono più performanti in termini di resistenza, rigidezza e capacità di dissipazione rispetto a quelli lunghi. Non è consigliabile comunque adottare links eccessivamente corti perché determinano un incremento di rigidezza strutturale che porta ad una elevata domanda di rotazione plastica sugli stessi, spesso non compatibile con

la loro capacità rotazionale. Pertanto nel progetto di controventi eccentrici si ricerca la massimizzazione della rigidezza strutturale nel rispetto della capacità di rotazione dei links [1.46] [1.51].

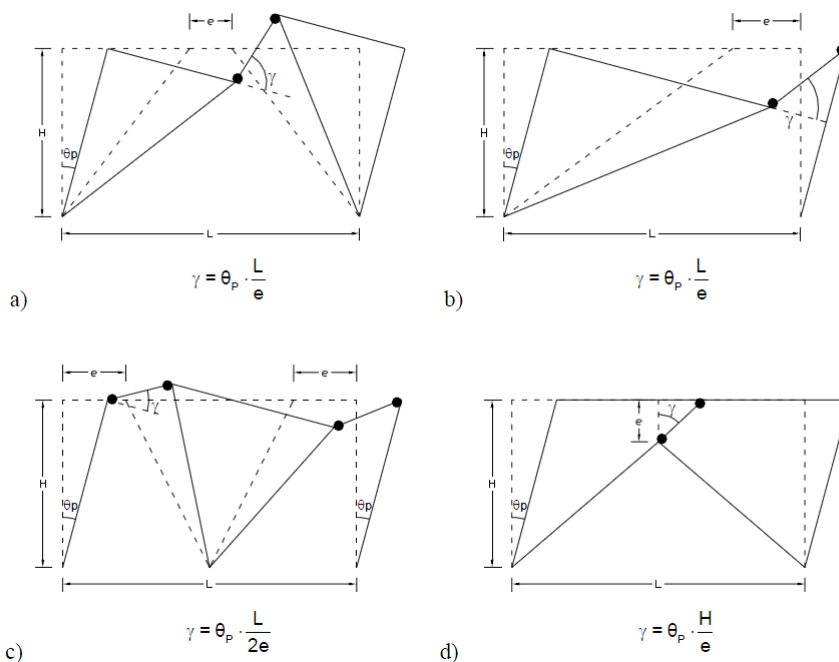


figura 1.95 – Meccanismi di collasso e relazioni semplificate di deformazione [1.3]

In figura 1.95 sono riportati i legami tra l'intera deformazione strutturale (intesa come rotazione plastica al piede della colonna, θ_p) e la deformazione del link (intesa come scorrimento angolare per i link con comportamento a taglio e come rotazione plastica per i link con comportamento a flessione, γ) per diverse configurazioni di controvento eccentrico.

La tipologia di controvento studiata in questo lavoro è quella a "Y" che più facilmente può trovare utilizzo per l'adeguamento sismico dei telai esistenti in cemento armato in quanto non richiede alle travi esistenti la funzione di fusibile strutturale, a differenza di altre possibili tipologie (controventi a "K", a "D", a "V", etc).

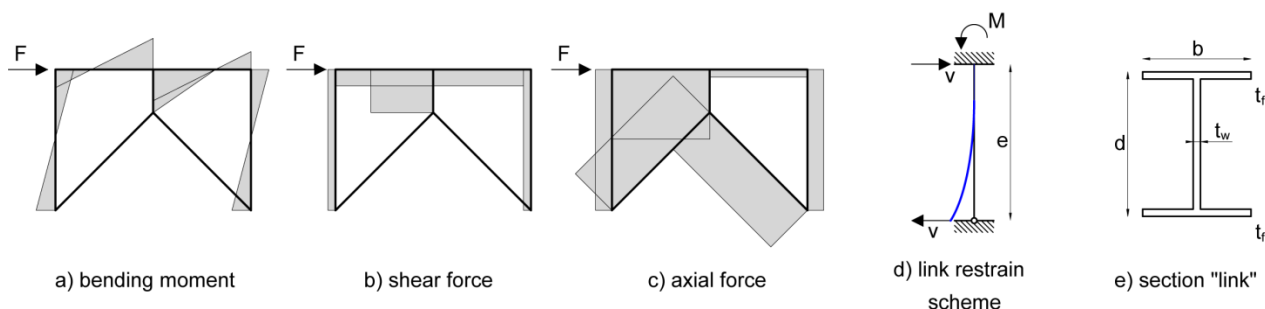


figura 1.96 – Sollecitazioni nei controventi a "Y" e schema di vincolo dei link

I links, in base alla loro lunghezza "e" e sezione trasversale, possono avere diverse modalità di funzionamento in campo anelastico [1.50]: link corti con funzionamento a taglio, link intermedi nei quali vi sarà interazione fra taglio e flessione, link lunghi che entrano in campo plastico prevalentemente per effetto della flessione.

Nel controvento a “Y” soggetto ad azioni orizzontali, lo schema di vincolo del link indicato in figura 1.96d determina l’andamento delle sollecitazioni riportato in figura 1.96a, figura 1.96b, figura 1.96c. L’assenza di sforzo normale garantisce cicli di dissipazione isteretica ampi e stabili [1.47]. La costanza della sollecitazione di taglio porta a prediligere il funzionamento a link corto [1.48] che garantisce una dissipazione plastica diffusa in tutto l’elemento. La ridotta lunghezza del link garantisce inoltre una elevata rigidezza del controvento [1.46] che è fra i requisiti necessari per la sua efficacia nel funzionamento in parallelo con la struttura esistente in cemento armato.

L’Eurocodice 8 [1.35] riporta al § 6.8.2 le relazioni di progetto del link, in particolare:

- la disuguaglianza che assicura la condizione di anticipata plasticizzazione a taglio rispetto a quella per flessione: $e < e_s = 0.8(1 + \alpha) M_p / V_p$ dove:
 - α è il rapporto tra i momenti flettenti alle estremità del link ($\alpha = 0$ quando ad una estremità del link si pone un vincolo di cerniera);
 - $M_p = f_y b t_f (d - t_f)$ è il momento plastico (figura 1.96e),
 - $V_p = \left(\frac{f_y}{3}\right) t_w (d - t_f)$ è il taglio plastico (figura 1.96e);
- il limite sulla rotazione ultima del link $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.08 \text{ rad}$;
- le prescrizioni sugli irrigidimenti d’anima che garantiscono di poter raggiungere la rotazione massima $\theta_{pR} = 0.08 \text{ rad}$. Gli irrigidimenti di estremità dovranno essere ad altezza piena su entrambi i lati dell’anima e di spessore non minore del valore maggiore tra $0.75t_w$ e 10 mm. Gli irrigidimenti intermedi invece dovranno essere disposti ad intervalli costanti che non eccedano $(30t_w - d/5)$, dovranno essere ad altezza piena con spessore non minore del valore maggiore tra t_w e 10 mm. Se $d < 600 \text{ mm}$, questi potranno essere messi in un solo lato dell’anima.

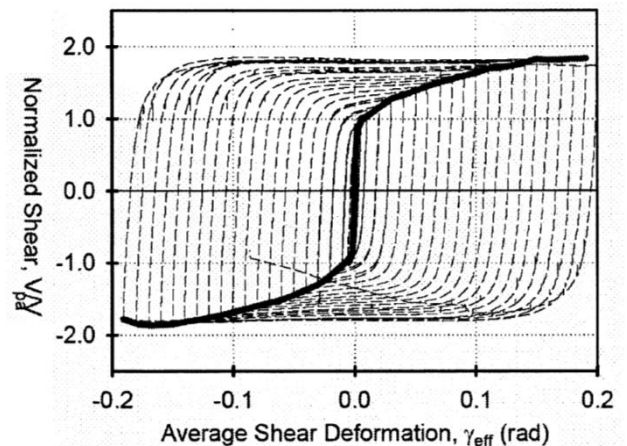
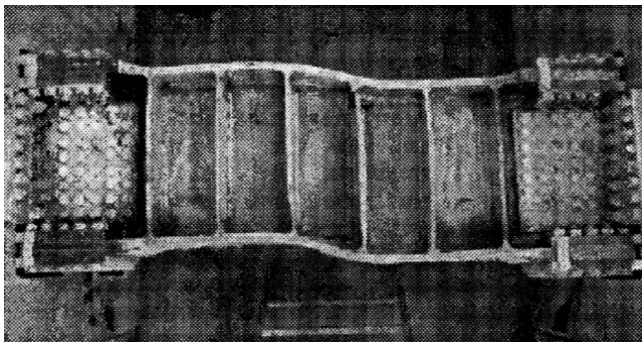


figura 1.97 – Ciclo taglio-deformazione di un link corto (Engelhardt e Popov [1.49])

Le relazioni di progetto riportate dall’Eurocodice 8 [1.35] derivano dalle sperimentazioni condotte da Engelhardt e Popov [1.49] e da Kasai e Popov [1.47]. In figura 1.97 è riportato un ciclo taglio-rotazione sperimentale di un link corto opportunamente irrigidito [1.49]. Si può notare come per una rotazione pari a circa 0.08 rad, il taglio corrispondente sia pari a circa $1.5 V_p$.

Anche le simulazioni numeriche condotte in [1.52] confermano i risultati sperimentali ottenuti da Ricles e Popov (1994) [1.54] e Ramadan e Ghobarah (1995) [1.55]. In figura 1.98, figura 1.99 e figura 1.100 si riportano i diagrammi taglio-rotazione di link corti realizzati con dei profili commerciali a doppio T. Si noti

come per tutti al raggiungimento di rotazioni di 0.08 rad il taglio corrisponde a circa 1.5 volte il taglio plastico V_p .

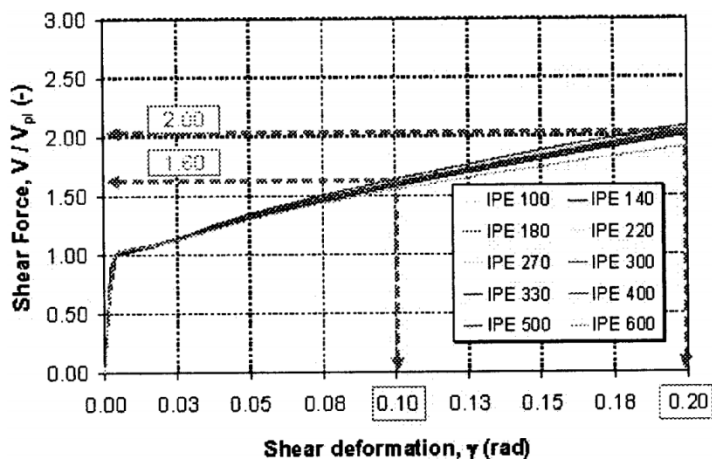


figura 1.98 – Diagramma taglio-rotazione numerico di link corti costituiti da profili IPE [1.52]

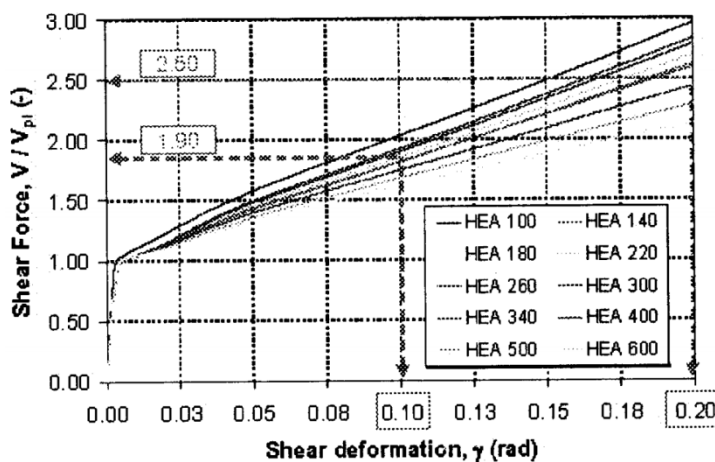


figura 1.99 – Diagramma taglio-rotazione numerico di link corti costituiti da profili HEA [1.52]

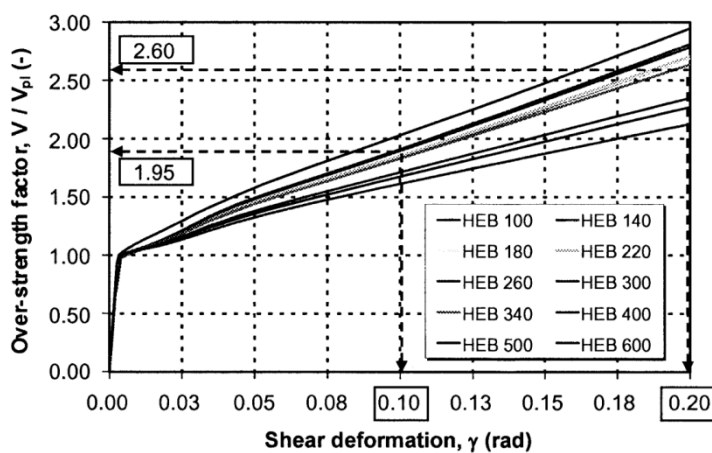


figura 1.100 – Diagramma taglio-rotazione numerico di link corti costituiti da profili HEB [1.52]

Nelle simulazioni numeriche effettuate nel presente lavoro il legame taglio-rotazione dei links è stato definito mediante cerniere elasto-plastiche incrudenti bi-lineari con scarico lineare e comportamento cinematico, come rappresentato in figura 1.101.

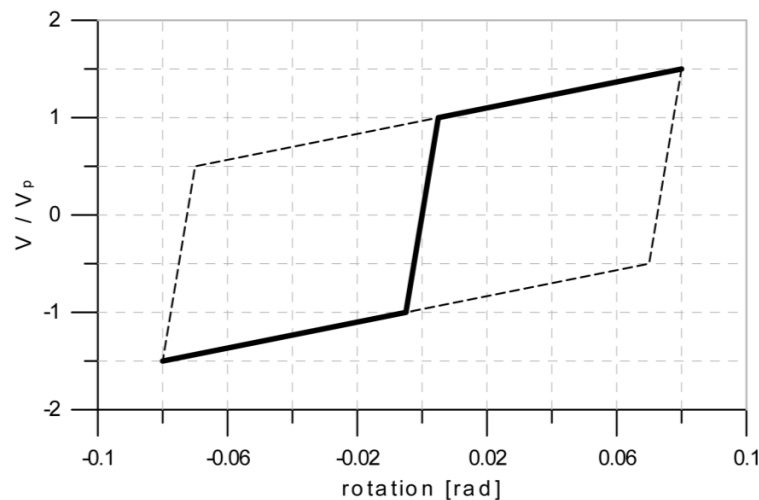


figura 1.101 – Ciclo taglio-rotazione utilizzato nelle simulazioni numeriche

1.5.2 Adeguamento mediante controventi ad Y

La proposta di adeguare i telai in cemento armato esistenti mediante l'introduzione di controventi eccentrici in acciaio, ottenendone l'incremento di rigidezza, resistenza e dissipazione è già ben documentata in letteratura [1.52][1.53]. Nell'ambito del progetto di ricerca Ilva-Idem (the Ilva-Idem research project, 2000-05) coordinato da F.M. Mazzolani sono state effettuate prove sperimentali e numeriche su telai in cemento armato con controventi eccentrici ad Y, verificando la bontà della tecnica di adeguamento e mettendo in luce l'importanza della sovra-resistenza dei collegamenti bullonati onde evitare la prematura rottura per taglio dei bulloni del collegamento tra link e diagonali [1.52].

Come premesso il tema è di rilievo anche dal punto di vista della preservazione del patrimonio storico-artistico in quanto molti edifici a telaio in cemento armato sono classificati nella tipologia di "archeologia industriale". Potenzialmente se ne vede l'applicabilità anche all'adeguamento di strutture snelle in muratura, anche queste tipiche di alcune forme di archeologia industriale.

1.5.3 Aspetti essenziali della ricerca condotta

Nel progetto dell'adeguamento di telai esistenti in cemento armato si deve tenere in conto che le loro caratteristiche di resistenza e duttilità sono limitate e spesso non modificabili e ciò compromette la piena applicabilità dei criteri di progetto di controventi eccentrici in acciaio per edifici di nuova costruzione riportati in [1.35].

In questo lavoro di tesi si vuole pertanto fornire una risposta all'esigenza di sviluppare e convalidare un metodo di progetto di adeguamento antisismico mediante controventi eccentrici che, a partire dalle caratteristiche di resistenza e duttilità delle membrature esistenti, permetta di tarare la geometria della nuova struttura in acciaio in modo da garantire:

- l'anticipata plasticizzazione dei link, possibilmente contemporanea a tutti i piani [1.56],
- un meccanismo di collasso di tipo globale che massimizza la dissipazione energetica, compatibilmente con le caratteristiche di resistenza e duttilità delle membrature esistenti in cemento armato.

Per far questo il sistema di controvento deve essere sufficientemente rigido in modo da attrarre su di sé le azioni sismiche alleviando, di conseguenza, l'impegno del telaio esistente. La rigidità del controvento deve essere compatibile con la domanda di duttilità richiesta ai links, ed inoltre le membrature adiacenti e le giunzioni devono essere opportunamente sovradimensionate come prescritto nella [1.35].

Al §1.5.4 viene studiata l'interazione tra il controvento introdotto ed il telaio esistente. A partire da alcune considerazioni fatte per un sistema ad un grado di libertà, viene descritta una procedura analitica basata sul metodo degli spostamenti che assume piani infinitamente rigidi e travi indeformabili. In questo modo i gradi di libertà del problema si riducono ai soli spostamenti di piano. La procedura proposta rimane comunque applicabile per via numerica quando tali semplificazioni non siano lecite.

Al §1.5.5 viene formulata una procedura di dimensionamento che mira ad una soluzione di adeguamento ottimizzata attraverso una procedura di progetto in campo elastico lineare iterata fino al raggiungimento di un criterio di ottimo. L'introduzione dei controventi nelle maglie dei telai in cemento armato esistenti modifica la distribuzione delle rigidità di piano e rende necessario il processo di dimensionamento iterativo. Mediante l'impostazione di un problema di ottimo vincolato, il metodo di progetto proposto ricerca una progettazione del controvento che conferisce alla struttura post-adeguamento un meccanismo di danneggiamento duttile e globale.

Il metodo di progetto viene applicato a due casi studio: un telaio piano in cemento armato regolare (§1.5.8) e un telaio tridimensionale soggetto a vincolo storico-artistico (§1.5.9), ottenendo diversi dimensionamenti dell'adeguamento al variare del fattore di struttura di progetto q^d prescelto. Al crescere di q^d diminuiscono le forze di progetto e quindi il controvento progettato risulta sempre più flessibile e meno efficace a proteggere la struttura esistente. A parità di azione sismica agente, la sollecitazione di taglio sul telaio esistente cresce con il fattore di struttura assunto. Può quindi verificarsi che con fattori di struttura elevati il controvento introdotto sia troppo flessibile e non riesca ad alleviare il telaio in cemento armato esistente dalle azioni indotte dal sisma. Il fattore di struttura adottato per il progetto perciò deve essere compatibile con le rotazioni massime dei links, con le rotazioni alla corda massime di colonne e travi e con la resistenza del telaio esistente. Pertanto la soluzione ottimale è un compromesso tra duttilità e resistenza.

Non è però immediato scegliere, per l'intensità sismica di progetto, il valore massimo accettabile del q^d superato il quale l'adeguamento progettato diventa insufficiente, perché nel telaio esistente in cemento armato si raggiungono livelli deformativi e/o di sollecitazione eccessivi. Solamente mediante le verifiche di accettabilità si determina a posteriori se il valore assunto per il fattore di struttura q^d è compatibile col telaio esistente.

Una volta effettuato il progetto del sistema di controvento, per effettuare la valutazione di accettabilità dell'adeguamento progettato si deve ricorrere ad analisi non lineari, statiche o dinamiche, il cui sforzo computazionale non è però alla portata di tutti e comunque queste lasciano ampi margini di discrezionalità ed interpretazione dei risultati.

Stabilito il criterio di progetto dell'adeguamento sismico rimane pertanto la necessità di definire dei criteri affidabili e veloci, e per questo in campo lineare, utilizzabili dai professionisti per la valutazione del

raggiungimento degli obiettivi di adeguamento. In particolare non si hanno metodi rapidi per la valutazione del fattore di struttura effettivamente garantito dalla struttura adeguata, né dell'entità reale delle richieste di deformazione (verifica dei meccanismi duttili), né delle sollecitazioni che il sisma può introdurre nella struttura adeguata (verifica dei meccanismi fragili).

Al §1.5.7 vengono pertanto proposte delle relazioni analitiche che permettono di effettuare in modo veloce le valutazioni di richiesta di duttilità e di resistenza della struttura adeguata, sostitutive delle analisi non lineari.

Sempre con riferimento alle due applicazioni effettuate, per ogni diverso dimensionamento fatto, ovvero per ogni valore q^d di progetto, vengono eseguite delle analisi pushover con determinazione dei performance-point attesi per il sisma di progetto. Inoltre vengono eseguite analisi dinamiche non lineari del telaio adeguato con 7 accelerogrammi spettro-compatibili i cui risultati vengono mediati tra di loro.

L'insieme di queste analisi permette di fare un confronto tra analisi non lineari statiche e dinamiche sui telai adeguati, inoltre di valutare in maniera realistica il comportamento strutturale della struttura post-adeguamento e quindi di determinare il valore di q^d massimo utilizzabile.

L'insieme delle analisi fatte permette infine di valutare il fattore di struttura effettivo q^{eff} garantito dalla struttura adeguata, di testare il metodo di progetto al §1.5.5 e le relazioni analitiche proposte al §1.5.7

1.5.4 Interazione tra telaio e controvento introdotto

L'applicazione della gerarchia delle resistenze all'adeguamento di telai in cemento armato mediante controventi eccentrici prevede che gli elementi denominati link fungano da fusibili strutturali, salvaguardando quindi l'integrità della struttura esistente.

1.5.4.1 Sistema SDOF

Per comprendere il concetto appena espresso si consideri il sistema ad un grado di libertà rappresentato in figura 1.102a, soggetto all'azione orizzontale dovuta ad un sisma. Esso è composto dal telaio in cemento armato (frame), dai due controventi in acciaio (diagonals), e dal link verticale (structural fuse) anch'esso in acciaio che costituisce il fusibile strutturale del sistema. Il tutto può essere schematizzato come una massa collegata al suolo mediante molle non lineari e uno smorzatore (sistema SDOF).

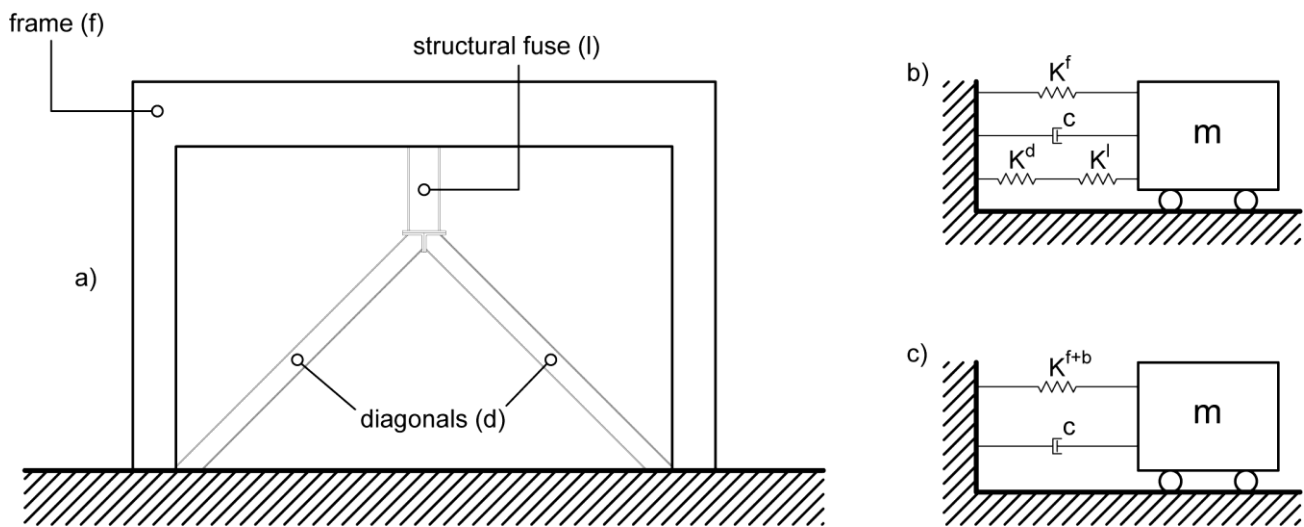


figura 1.102 – Sistema ad un grado di libertà

Le due molle con rigidità K^d e K^l , rispettivamente la rigidità dei controventi e del fusibile strutturale, sono disposte in serie (figura 1.102b) $K^b = (K^l K^d) / (K^l + K^d)$, e queste a sua volta sono poste in parallelo con quella del telaio $K^{f+b} = K^f + K^b$.

A causa dell'incremento della rigidità causata dall'inserimento del sistema di controvento, vi è una riduzione del periodo proprio della struttura esistente che dal valore $T^f = T(K^f)$ diventa:

$$T^{f+b} = T(K^{f+b}) = T^f \cdot \sqrt{K^f / K^{f+b}} \tag{1.35}$$

poiché la variazione di massa dovuta all'introduzione del controvento è trascurabile. La condizione ottimale che regola la progettazione del fusibile strutturale è che lo spostamento a snervamento del sistema di dissipazione u_y^b , sia minore dello spostamento a snervamento del telaio originale u_y^f [1.57]. Per questo motivo, sempre allo scopo di garantire l'efficacia dell'adeguamento, è utile assicurare una rigidità del controvento almeno paragonabile se non superiore a quella del telaio originale. Se convenzionalmente per

telaio e controvento si assumono dei comportamenti elasto-perfettamente plastico equivalenti, si ha il grafico in figura 1.103, dove F_y^f, F_y^b, F_y^{f+b} indicano le forze di snervamento del telaio originale, del sistema dissipativo e del sistema globale rispettivamente e $F_p^{f+b} = F_y^f + F_y^b$ è il valore di taglio resistente ultimo del sistema globale.

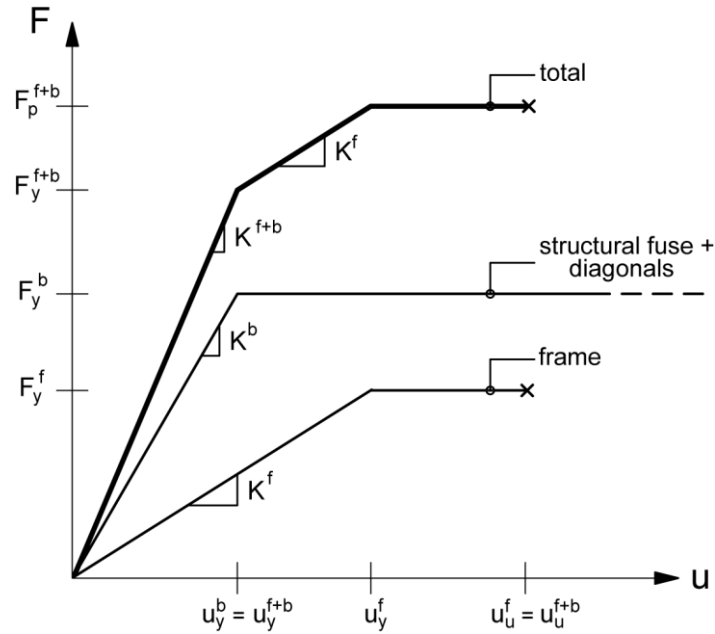


figura 1.103 – Grafico Forza - Spostamento

1.5.4.2 Applicazione ai sistemi MDOF

L'impostazione appena data per le strutture ad un grado di libertà SDOF viene di seguito estesa alle strutture MDOF a molteplici gradi di libertà [1.58].

Prima di descrivere la proposta di dimensionamento, si introduce una applicazione del metodo degli spostamenti che, assunte opportune semplificazioni, permette di calcolare analiticamente i parametri di sollecitazione sugli elementi caratteristici del telaio multipiano controventato in campo elastico lineare.

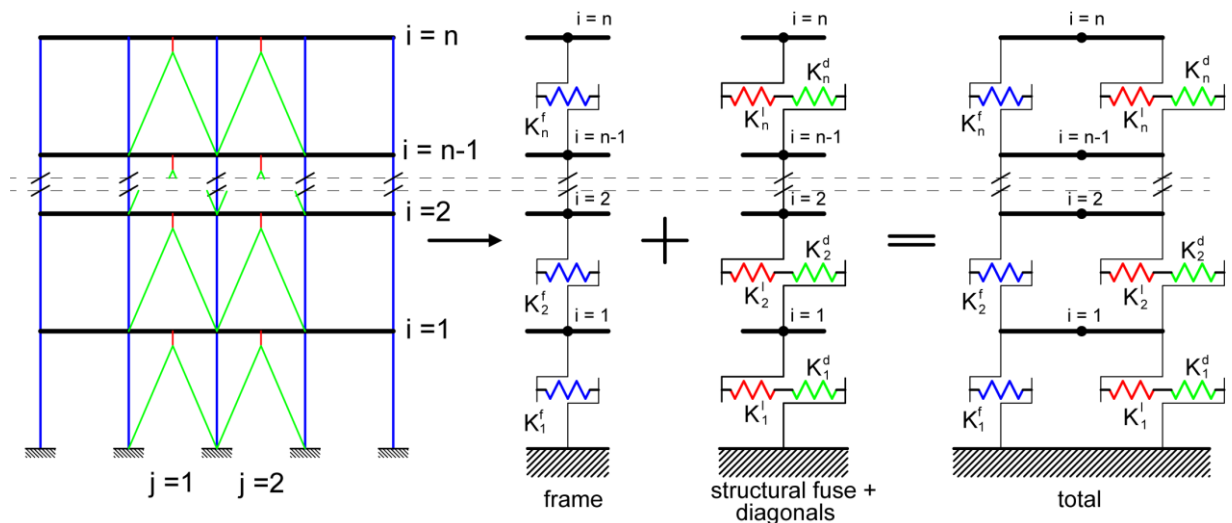


figura 1.104 – Sistema MGD

Si considera un telaio piano a nodi spostabili, descrivibile con la sola traslazione orizzontale degli orizzontamenti e quindi avente un numero di gradi di libertà pari al numero di piani del telaio. Ad ogni piano la rigidezza del telaio in cemento armato agisce in parallelo con la rigidezza del sistema di controvento. A sua volta la rigidezza del sistema di controvento è data dalla rigidezza del link posta in serie con la rigidezza dei diagonali, come riportato nello schema in figura 1.104, dove con i si indica l' i -esimo piano ed n è il numero totale dei gradi di libertà del sistema.

Le assunzioni fatte permettono di dividere il sistema globale in due sottosistemi: quello del telaio e quello del sistema di controvento le cui matrici di rigidezza si sommano per dare la matrice di rigidezza del sistema globale.

Si riporta di seguito la valutazione delle rigidezze, l'assemblaggio delle equazioni di equilibrio e la risoluzione del problema.

1.5.4.2.1 Rigidezza del telaio in cemento armato

Per semplicità di scrittura per il telaio si considerano le sole rigidezze flessionali dei pilastri assumendo l'ipotesi di trave infinitamente rigida; assumere anche le travi deformabili complica la scrittura della matrice di rigidezza senza modificare la validità dell'approccio.

La rigidezza del telaio di ogni singolo piano i è data da:

$$K_i^f = \sum_{j=1}^{m_i} K_{ij}^f = \sum_{j=1}^{m_i} \frac{12E_c J_{ij}^f}{h_i^3} \quad (1.36)$$

Dove m_i è il numero dei pilastri al piano i -esimo, E_c è il modulo elastico del calcestruzzo del telaio, J_{ij}^f è il momento d'inerzia del j -esimo pilastro al piano i -esimo e h_i altezza dei pilastri al piano i -esimo.

1.5.4.2.2 Rigidezza dei controventi

Le rigidezze equivalenti dei link e dei diagonali, che agiscono in serie tra loro, al piano i -esimo sono date dalle seguenti espressioni:

$$K_i^l = \sum_{j=1}^{t_i} K_{ij}^l = \sum_{j=1}^{t_i} \frac{3E_s J_{ij}^l}{e_{ij}^3 (1 + \beta)} \quad (1.37)$$

$$K_i^d = \sum_{j=1}^{t_i} K_{ij}^d = \sum_{j=1}^{t_i} \frac{2E_s A_{ij}^d}{d_{ij}} \cos^2 \alpha_{ij} \quad (1.38)$$

dove j è il contatore variabile tra 1 e t_i , con t_i numero di campiture del telaio con controventi all' i -esimo piano; $\beta_{ij} = \frac{3E_s J_{ij}^l}{G_s A_{v,ij}^l e_{ij}^2}$ è il contributo che tiene conto della deformabilità a taglio del link; E_s, G_s sono rispettivamente il modulo di elasticità normale e tangenziale dell'acciaio; $J_{ij}^l, A_{v,ij}^l, e_{ij}$ sono rispettivamente il momento d'inerzia, l'area di taglio ridotta e lunghezza del link; $A_{ij}^d, d_{ij}, \alpha_{ij}$ sono rispettivamente l'area, la lunghezza e l'angolo di inclinazione del diagonale.

La rigidezza complessiva del sistema di controvento al piano i -esimo sarà data da:

$$K_i^b = \frac{K_i^l \cdot K_i^d}{K_i^l + K_i^d} \quad (1.39)$$

1.5.4.2.3 Rigidezza globale e calcolo di spostamenti e sollecitazioni

La rigidezza del piano i -esimo del telaio adeguato è determinata attraverso la somma delle rigidezze di piano del telaio in cemento armato e dei controventi:

$$K_i^{f+b} = K_i^f + K_i^b \quad (1.40)$$

Mediante l'assemblaggio e l'imposizione delle condizioni al contorno si giunge alla scrittura del seguente sistema di facile soluzione:

$$-K_i^{f+b} \cdot x_{i-1} + (K_i^{f+b} + K_{i+1}^{f+b}) \cdot x_i - K_{i+1}^{f+b} \cdot x_{i+1} = f_i \quad \forall i \quad (1.41)$$

dove x_i sono gli spostamenti di ogni livello del telaio, e f_i le forze agenti ai piani derivanti ad esempio da un'analisi statica equivalente o un'analisi spettrale [1.35].

Calcolati gli spostamenti x_i di ogni orizzontamento del telaio si valuta la distorsione Δx_{ij}^l del j -esimo link all' i -esimo piano mediante la relazione:

$$\Delta x_{ij}^l = \frac{K_{ij}^d}{K_{ij}^l + K_{ij}^d} \cdot (x_i - x_{i-1}) = \frac{\frac{2E_s A_{ij}^d}{d_{ij}} \cos^2 \alpha_{ij}}{\frac{3E_s J_{ij}^l}{e_{ij}^3 (1 + \beta_{ij})} + \frac{2E_s A_{ij}^d}{d_{ij}} \cos^2 \alpha_{ij}} \cdot (x_i - x_{i-1}) \quad (1.42)$$

quindi si determina la sollecitazione di taglio sullo stesso tramite:

$$V_{ij}^l = K_{ij}^l \cdot \Delta x_{ij}^l = \frac{3E_s J_{ij}^l}{e_{ij}^3 (1 + \beta_{ij})} \cdot \Delta x_{ij}^l = K_{ij}^b (x_i - x_{i-1}) \quad (1.43)$$

Lo sforzo normale sui diagonali, dovuto all'azione sismica, può essere derivato direttamente dal taglio agente sul link:

$$N_{ij}^d = \frac{V_{ij}^l \cdot \sin \alpha_{ij}}{\sin(\pi - 2\alpha_{ij})} \quad (1.44)$$

Si noti che il sistema di controvento è impegnato solamente dalle azioni sismiche orizzontali. Poiché si opera in campo lineare, le sollecitazioni sul telaio si ottengono invece sommando quelle dovute ai carichi verticali con quelle dovute al sisma.

In particolare nelle sezioni delle travi dove si incastrano i links, si ha una discontinuità di momento causata dal carico orizzontale. Si ottengono quindi due valori di sollecitazione flettente, a destra e a sinistra del link:

$$M_{ij}^f = M_{G,ij}^f \pm [V_{ij}^l(e_{ij} + r_{ij})]/2 \quad (1.45)$$

dove $M_{G,ij}^f$ è il momento dato dai carichi verticali gravitazionali; V_{ij}^l, e_{ij}, r_{ij} rispettivamente taglio, lunghezza e offset tra baricentro della trave ed estremo superiore del link in esame.

1.5.5 Proposta di un metodo di progetto ottimizzato

1.5.5.1 Descrizione della procedura di dimensionamento

Il metodo di dimensionamento proposto (fase D: design) è un procedimento iterativo che si compone delle seguenti fasi:

Fase D1 - Scelta delle condizioni e dati di progetto

Dalla caratterizzazione sismica e geo-morfologica del sito, si ricava lo spettro di progetto elastico. Quindi, scelto il fattore di struttura di progetto q^d , si determina lo spettro di progetto $S_d(T)$ con le formule proposte ad esempio dall'Eurocodice 8 [1.35].

La scelta del fattore di struttura di progetto q^d gioca un ruolo determinante nel dimensionamento dell'adeguamento poiché determina la rigidezza, resistenza e quindi efficacia del sistema di controvento introdotto.

“Inizializzazione - $k = 1$ ”

Fase D2 - Scelta della geometria iniziale del controvento

La scelta della geometria iniziale del controvento è del tutto arbitraria e potrà essere basata ad esempio sulle forze sismiche di piano stimate per il telaio pre-adequamento.

Per i links è preferibile l'utilizzo di profili a doppio T standards oppure composti mediante saldatura, purché in classe di duttilità 1 [1.60], per i diagonali si possono usare sezioni qualsiasi ricordando però che devono essere progettati per rimanere in campo elastico e non instabilizzarsi.

Fase D3 - calcolo delle forze sismiche

Con la geometria iniziale $k = 1$ definita al punto D2 si effettua un'analisi spettrale utilizzando lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ e si procede al calcolo dei tagli di piano V_i^k e quindi si determina la distribuzione di forze di piano da utilizzare nel dimensionamento:

$$f_i^k = V_{i+1}^k - V_i^k \quad (1.46)$$

$$\bar{F}^k = [f_i^k]^T \quad i = 1, \dots, n \quad (1.47)$$

Attraverso l'analisi spettrale si considera anche il contributo delle forme modali minori, importanti soprattutto nel caso di edifici irregolari in altezza. Nel caso di edifici regolari l'analisi spettrale potrà essere efficacemente sostituita da un'analisi statica equivalente delle forze sismiche.

“Correzione – Fase iterativa $k = k+1$ generico”

Fase D4 - Dimensionamento di link e diagonali dei controventi

Mediante l’applicazione del metodo degli spostamenti semplificato descritto al §1.4.3.2, oppure ricorrendo ad analisi elastiche lineari con programma di calcolo automatico qualora si vogliano rimuovere le assunzioni semplificative introdotte per poter scrivere la soluzione analitica del problema, e note le forze ai piani e la geometria della struttura determinate all’iterazione precedente ($k - 1$) si ottengono le sollecitazioni con le quali si dimensionano le strutture di controvento. Il dimensionamento ottimizzato avviene mediante la soluzione numerica, ad esempio utilizzando il metodo “Interior Point” [1.59], di un problema di ottimo vincolato così posto:

Parametri liberi:

I parametri liberi del problema sono gli spessori e le larghezze delle piattabande che costituiscono la geometria dei links e dei diagonali:

- lunghezza dei link e_{ij} ;
- sezione dei link $[t_f, t_w, b, d]_{ij}$;
- sezione dei diagonali;
- numero di campiture con controventi.

Vincoli imposti:

- ad ogni piano la sollecitazione di taglio agente sui link V_{ij}^l deve essere uguale al taglio plastico della sezione $V_{p,ij}^l : V_{ij}^l = V_{p,ij}^l$;
- la lunghezza del link deve essere inferiore al limite che identifica i link corti $e_{ij} < 0.8 \frac{M_{p,ij}}{V_{p,ij}}$;
- lo sforzo normale sui diagonali inferiore alla resistenza assiale degli stessi, secondo la relazione al §6.8.3 dell’Eurocodice 8 [1.35]:

$$N_{Rd,ij} \geq N_{Ed,ij} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{ij} \cdot N_{ij}^d \tag{1.48}$$

dove:

$N_{Rd,ij}$ è la resistenza assiale di progetto in conformità con l’Eurocodice 3 [1.60];

N_{ij}^d è la forza di compressione dovuta all’azione sismica;

γ_{ov} è il coefficiente di sovra-resistenza dell’acciaio pari a 1.25;

$$\Omega_{ij} = 1.5 \left(\frac{V_{p,ij}^l}{V_{ij}^l} \right) = 1.5$$

- la sollecitazione flettente agente nelle travi del telaio in cemento armato, in corrispondenza della sezione di intersezione col link, inferiore al limite dato dalle seguenti relazioni:

$$M_{Ed,ij}^{f+} = M_{G,ij}^f + \frac{[1.1 \gamma_{ov} \Omega_{ij} V_{ij}^l (e_{ij} + r_{ij})]}{2} \leq M_{Rd,ij}^{f+} \quad (1.49)$$

$$M_{Ed,ij}^{f-} = M_{G,ij}^f - \frac{[1.1 \gamma_{ov} \Omega_{ij} V_{ij}^l (e_{ij} + r_{ij})]}{2} \geq M_{Rd,ij}^{f-} \quad (1.50)$$

dove:

$M_{Rd,ij}^{f+}$, $M_{Rd,ij}^{f-}$ sono i momenti resistenti di progetto della sezione in conformità con l'Eurocodice 2 [1.61] ed $M_{G,ij}^f$ è il momento agente dovuto ad azioni di tipo non sismico;

- rapporti larghezza/spessore delle piattabande delle sezioni dei links compatibili con i limiti riportati in tabella 5.2 dell'Eurocodice 3 [1.60], per le sezioni di classe 1. Questo limite è posto in quanto si deve garantire che i link possano pienamente sviluppare le loro capacità dissipative entrando ampiamente in campo plastico.

Criterio di ottimo:

- minimizzazione dello spostamento di un punto di controllo posto in sommità del telaio.

Fase D5 - Ricalcolo delle azioni sismiche di progetto

Con la geometria k -esima definita al punto D4 si effettua una nuova analisi spettrale e si procede al ricalcolo dei tagli di piano. Infatti la forza con cui si effettua il dimensionamento è quella ottenuta con la geometria del controvento determinata all'iterazione precedente. Il ricalcolo della geometria calcolata provoca però una variazione di rigidità con conseguente variazione delle frequenze di vibrazione, quindi le relative forze ai piani saranno diverse rispetto a quelle utilizzate nel processo di dimensionamento. Mediante le relazioni (1.46) e (1.47), si determina la distribuzione di forze relative alla geometria k -esima aggiornata.

Fase D6 - verifica di convergenza del procedimento

Si controlla la norma $\|\delta^k\|_\infty$ della differenza tra le forze ai piani all'iterazione k e quella precedente $k-1$:

$$\|\delta^k\|_\infty = \max_{i=1,n} \left| \frac{f_i^k - f_i^{k-1}}{f_i^k} \right| \leq toll \quad (1.51)$$

Se la norma è inferiore ad una tolleranza prefissata si è ottenuta la geometria definitiva, altrimenti si ritorna alla fase D4 effettuando un nuovo dimensionamento con la nuova distribuzione di forze.

1.5.5.2 Fase di verifica

Effettuato il dimensionamento in campo elastico mediante la procedura iterativa per il raggiungimento del criterio di ottimo appena descritta, nella successiva fase di verifica V-verification, dovranno essere condotte le verifiche dei meccanismi duttili, ovvero deve essere verificato il rispetto delle capacità di rotazione dei links [1.35] nonché delle rotazioni ultime alla corda di travi e pilastri e anche di quelli fragili, la verifica ultima di resistenza a taglio di travi e colonne, nonché quella dei nodi [1.28].

Nel caso le verifiche non siano tutte soddisfatte si dovrà ridimensionare l'adeguamento adottando un fattore di struttura di progetto q^d meno elevato.

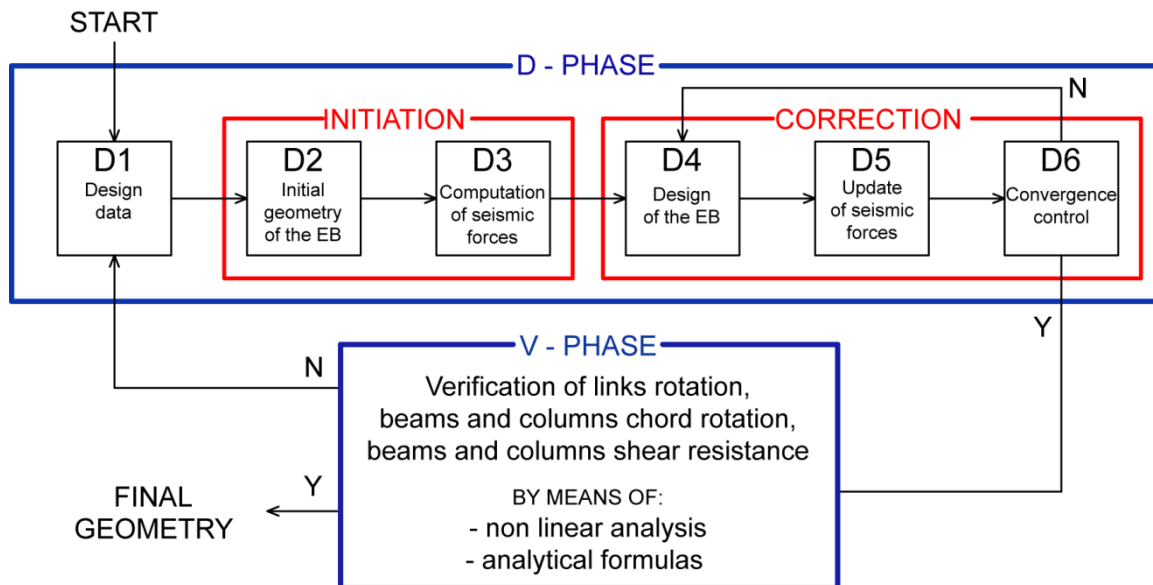


figura 1.105 – Schema del metodo di dimensionamento e verifica

Queste verifiche possono di norma essere condotte solamente mediante l'utilizzo di analisi non-lineari statiche o dinamiche. In questo lavoro al §1.5.7 si andrà a proporre un metodo analitico per la stima delle deformazioni e delle sollecitazioni agenti in fase plastica alternativo alle analisi non lineari. La procedura iterativa di dimensionamento e verifica è riassunta in figura 1.105.

1.5.5.3 Commenti al metodo di progetto proposto

Il criterio di ottimo imposto mira a progettare il controvento più rigido compatibilmente con gli altri vincoli imposti, al fine di ridurre al minimo gli spostamenti interpiano e quindi le sollecitazioni e le richieste di spostamento sul telaio.

I vincoli imposti alla soluzione permettono di conferire alla struttura adeguata un comportamento anelastico duttile e globale.

Imponendo la lunghezza dei links $e_{ij} \leq 0.8 \frac{M_{p,ij}}{V_{p,ij}}$ si garantisce il comportamento anelastico a taglio degli stessi, condizione ottimale per ottenere una plasticizzazione che interessa tutta la lunghezza dell'elemento, dato lo schema di vincolo prescelto.

Imponendo che ad ogni piano il taglio sollecitante sul link derivante dall'analisi strutturale sia pari al taglio plastico della sezione si impone la plasticizzazione pressoché contemporanea di tutti i fusibili ai piani, almeno per la distribuzione delle forze di progetto.

Si vuole che i diagonali rimangano in campo elastico senza instabilizzarsi. La relazione (1.48) impone che lo sforzo normale resistente dei diagonali, determinato in conformità all'eurocodice 3 [1.60], sia maggiore della massima azione normale derivante dal taglio agente sul link moltiplicata per i coefficienti che tengono in considerazione dell'incremento di resistenza dovuto all'incrudimento dei fusibili in campo plastico [1.35] e dell'incertezza della tensione di snervamento dell'acciaio.

Per il telaio in cemento armato in fase di progetto ci si limita al controllo di resistenza della sezione delle travi nella quale avviene l'incastro col link in acciaio mediante le relazioni (1.49) e (1.50). In tale sezione infatti, per effetto delle azioni orizzontali, si ha una discontinuità di momento flettente che risulta vincolante ai fini del dimensionamento del link. Si impone quindi che il momento resistente della sezione in cemento armato, determinato in conformità all'Eurocodice 2 [1.61], sia maggiore del momento derivante dal taglio agente sul link moltiplicato per i coefficienti che tengono in considerazione dell'incremento di resistenza dovuto all'incrudimento dei fusibili in campo plastico [1.35] e dell'incertezza della tensione di snervamento dell'acciaio.

Possono ovviamente essere fatte delle diverse scelte di vincolo dei links (cerniera sulla trave e incastro sui diagonali, oppure incastro sia sulla trave che sui diagonali) e in tal caso le condizioni di verifica andranno conseguentemente modificate.

Garantendo quindi per i diagonali e per le travi del telaio una adeguata sovra-resistenza si permette ai links di poter sviluppare completamente la loro capacità di deformazione plastica.

La ricerca dello spostamento minimo mediante soluzione del problema di ottimo vincolato proposto è schematizzata in figura 1.106.

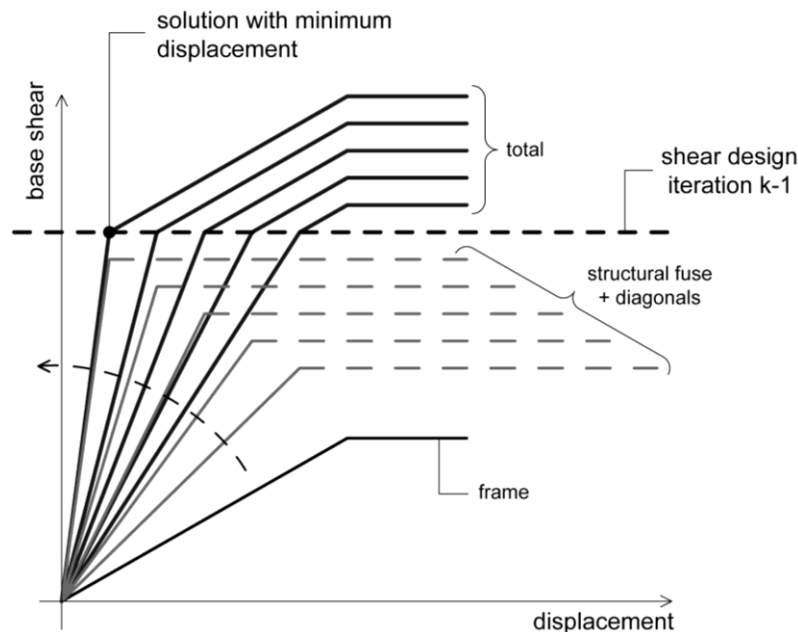


figura 1.106 – Soluzione iterativa del problema di ottimo vincolato – Singola iterazione K

1.5.6 Procedura utilizzata per il calcolo del performance-point

Si descrive brevemente la procedura utilizzata per l'analisi di push-over e la ricerca dello spostamento obiettivo, che si basa sui criteri di eguaglianza energetica e di spostamento di un sistema SDOF bilineare incrudente [1.62] ("EE-ED procedure"). Essa permette l'utilizzo di una bi-linearizzazione della curva di capacità con ramo plastico incrudente. L'incrudimento è definito dal parametro p pari al rapporto tra la rigidezza plastica e la rigidezza elastica. Si è ricorsi all'utilizzo di tale procedura poiché, per le analisi statiche non lineari del telaio post-adequamento, trascurare l'incrudimento post-elastico comporta una forte sottostima del periodo T^* del tratto iniziale elastico e quindi non consente una stima corretta del performance-point. Ponendo $p = 0$ la procedura adottata determina l'adozione di una bilineare equivalente elasto-plastica perfetta. L'assunzione di $p = 0$ ben si presta per l'analisi del telaio esistente che dimostra un incrudimento modesto.

Vengono di seguito sinteticamente ricordati i passi della procedura di pushover utilizzata per le analisi statiche non lineari. Per la trattazione estesa si rimanda a [1.62].

Equivalent SDOF model

La massa del sistema SDOF equivalente m^* è determinata come:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2 \quad (1.52)$$

Dove m_i è la massa del piano i -esimo e ϕ_i gli spostamenti normalizzati, relativi alla distribuzione dei carichi laterali adottata, in modo tale che $\phi_n = 1$, dove n è il punto di controllo posto in sommità dell'edificio.

Il coefficiente di trasformazione da sistema MDOF a sistema SDOF è dato da:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (1.53)$$

La curva di capacità del sistema SDOF equivalente è definita dalla forza $F^* = F/\Gamma$ e dallo spostamento $d^* = d_n/\Gamma$ dove F e d_n sono rispettivamente il taglio alla base e lo spostamento del nodo di controllo del sistema a più gradi di libertà MDOF, determinati mediante analisi statica non lineare.

La bilineare del sistema idealizzato SDOF è determinata in modo tale che le aree sotto le curve forza-spostamento reale E_u^* e idealizzata E^* siano uguali, secondo la seguente relazione:

$$E^* = \frac{F_u^*}{2} (d_u^* - d_y^*) + \frac{F_y^*}{2} d_u^* = E_u^* \quad (1.54)$$

Dove E_u^* è l'energia di deformazione reale fino alla formazione del meccanismo plastico.

Il periodo del sistema SDOF equivalente idealizzato T^* è determinato dalla seguente relazione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (1.55)$$

Lo spostamento obiettivo della struttura con periodo T^* e comportamento elastico illimitato è dato da:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (1.56)$$

Dove $S_e(T^*)$ è lo spettro di risposta elastico di accelerazione al periodo T^* .

Si definiscono le rigidità elastiche e plastiche e il loro rapporto:

$$K_e = F_y^*/d_y^* \quad (1.57)$$

$$K_p = (F_u^* - F_y^*)/(d_u^* - d_y^*) \quad (1.58)$$

$$p = K_p/K_e \quad (1.59)$$

Seismic demand for SDOF model

Il fattore di riduzione delle forze q^{eff} è definito come:

$$q^{eff} = \frac{m^* S_e(T^*)}{F_y^*} \quad (1.60)$$

Lo spostamento obiettivo d_{pt}^* per le strutture di breve periodo $T^* < T_C$ è così determinato (figura 1.107a):

$$d_{pt}^* = \begin{cases} \left[\frac{1}{p} \left[\sqrt{(1-p) \left(\frac{1}{q^{eff}} \right)^2 + p} - (1-p) \left(\frac{1}{q^{eff}} \right) \right] d_{et}^* & \text{con } p \neq 0 \\ \frac{1 + \left(\frac{1}{q^{eff}} \right)^2}{2 \left(\frac{1}{q^{eff}} \right)} d_{et}^* & \text{con } p = 0 \end{cases} \quad (1.61)$$

Mentre per le strutture di medio e lungo periodo $T^* \geq T_C$ lo spostamento obiettivo è così determinato (figura 1.107b):

$$d_{pt}^* = d_{et}^* \tag{1.62}$$

Determinato lo spostamento obiettivo si ricava il rapporto di duttilità μ

$$\mu = d_{pt}^* / d_y^* \tag{1.63}$$

Per $T^* \geq T_C$ si ha che $q^{eff} = \mu$

Global seismic demand for MDOF model

Lo spostamento obiettivo della struttura MDOF è dato da:

$$d_{pt} = \Gamma \cdot d_{pt}^* \tag{1.64}$$

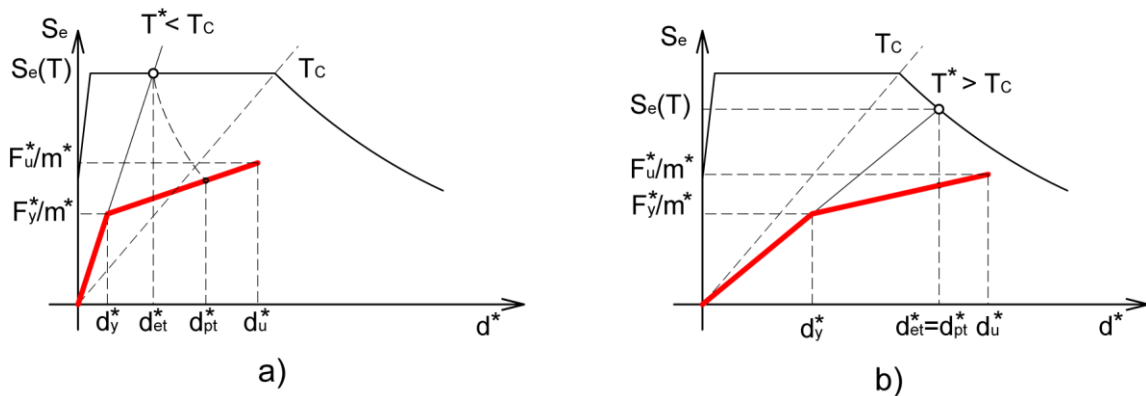


figura 1.107 – Calcolo del performance-point: a) strutture di breve periodo, b) strutture di medio e lungo periodo

1.5.7 Proposta di un metodo analitico diretto per la stima della duttilità effettiva e del comportamento post-elastico

In questo paragrafo si definisce un metodo di stima della duttilità effettiva e del comportamento post-elastico che evita l'utilizzo di analisi numeriche non-lineari. Il metodo analitico proposto determina in maniera diretta la bilineare del sistema SDOF che è rappresentativa della curva di capacità del telaio adeguato con controventi. Sfruttando quindi la procedura utilizzata per il calcolo dello spostamento obiettivo riportata al §1.5.6 si perviene ad una stima di q^{eff} e μ .

Le ipotesi alla base della costruzione diretta della bilineare con incrudimento SDOF sono le seguenti:

- la forza totale F_t e il corrispettivo spostamento x_n determinati all'ultima iterazione k del processo di dimensionamento (§1.5.5) individuano, in maniera realistica, il punto di primo snervamento della struttura adeguata.
- la rigidezza plastica della struttura può essere assunta uguale alla rigidezza elastica del telaio esistente non adeguato $K_p = K_e^f$ [1.57].

La prima ipotesi consiste nell'assumere come coordinate del punto di primo snervamento della struttura MDOF la forza totale di progetto F_t ed il relativo spostamento in sommità x_n , determinati all'ultima iterazione k della procedura di progetto, ricordando che l'ipotesi progettuale è quella che per le forze di progetto si abbia la plasticizzazione contemporanea dei links ai vari livelli. Si determinano quindi, dividendo per il coefficiente di trasformazione Γ , la forza di prima plasticizzazione F_y^* ed il relativo spostamento d_y^* del sistema SDOF equivalente:

$$F_y^* = F_t / \Gamma \quad (1.65)$$

$$d_y^* = x_n / \Gamma \quad (1.66)$$

La seconda ipotesi $K_p = K_e^f$ permette di stimare in maniera soddisfacente la rigidezza plastica del telaio con adeguamento nel tratto in cui il telaio in cemento armato è ancora elastico, trascurando però l'incrudimento dei links (figura 1.103).

Poiché la forza totale F_t e il corrispettivo spostamento x_n determinati all'ultima iterazione k del processo di dimensionamento fanno riferimento ad una distribuzione di forze ai piani determinata tramite analisi spettrale, e quindi proporzionale ai modi di vibrare principali, il punto di primo snervamento individuato è pertanto prossimo a quello determinato dall'analisi pushover effettuata con distribuzione dei carichi laterali proporzionale al primo modo di vibrare. Coerentemente si assume quindi come K_p la K_e^f determinata dall'analisi elastica sul telaio esistente effettuata con distribuzione dei carichi laterali proporzionale al primo modo di vibrare. In questo modo si definisce direttamente una bilineare molto prossima a quella ottenuta dall'analisi pushover effettuata con la distribuzione dei carichi laterali proporzionale al primo modo di vibrare.

Ripercorrendo il procedimento per il calcolo del performance-point, riportato per esteso al §1.5.6, e adottando la bi-linearizzazione diretta definita dalle due ipotesi elencate precedentemente si perviene ad

una stima realistica del fattore di struttura effettivo q_A^{eff} e del rapporto di duttilità μ_A (dove il pedice A indica i valori determinati col metodo analitico).

Di seguito si forniscono delle relazioni analitiche di impiego diretto per la stima della domanda di duttilità e delle sollecitazioni indotte dal sisma sulla struttura adeguata, ovvero le rotazioni dei links, le rotazioni alla corda e i tagli agenti sulle colonne e gli spostamenti in sommità del telaio. Si utilizzano le stime del fattore di struttura effettivo q_A^{eff} e del rapporto di duttilità μ_A e si richiede la preventiva esecuzione di una analisi spettrale con spettro di progetto ridotto di q_A^{eff} .

Le relazioni analitiche proposte sono di seguito riportate:

Rotazione dei links

Determinate le distorsioni Δx_{RS}^l dei link ai piani e gli spostamenti interpiano $(x_i - x_{i-1})_{RS}$ mediante l'analisi spettrale, si calcolano le distorsioni angolari effettive degli stessi in campo anelastico tenendo conto del parametro di duttilità modificato $\mu_{ij,A}^*$ per considerare la localizzazione delle deformazioni anelastiche sui links.

La definizione di $\mu_{ij,A}^*$ è necessaria poiché μ_A determina un rapporto di duttilità di tipo globale che interessa gli spostamenti di piano. Per cogliere la deformazione post-elastica dei links bisogna considerare la localizzazione della deformazione anelastica sugli stessi. Lo spostamento plastico interpiano è pari a $\mu_A(x_i - x_{i-1})_{RS}$, mentre per i diagonali di controvento lo spostamento elastico è pari $\psi[(x_i - x_{i-1})_{RS} - \Delta x_{ij,RS}^l]$ (figura 1.108). Il pedice RS indica i parametri di spostamento ricavati dall'analisi spettrale.

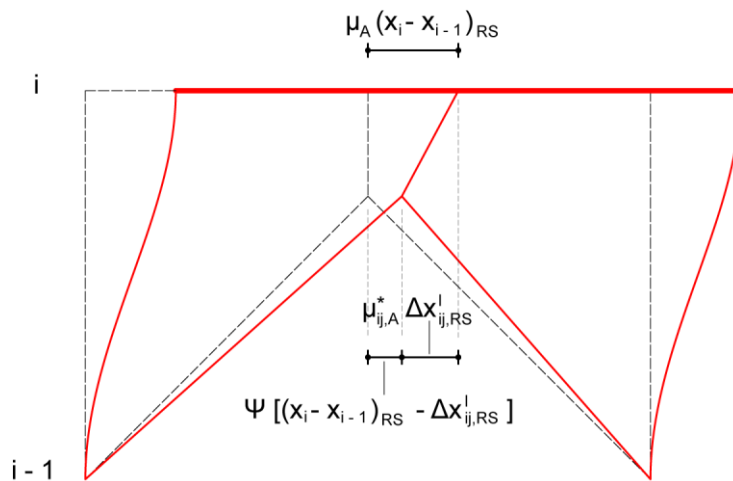


figura 1.108 – Definizione di $\mu_{ij,A}^*$

Trascurando a favore di sicurezza le rotazioni della trave e l'incremento degli spostamenti dei diagonali dovuto all'incrudimento del link ($\psi = 1$) si giunge alla definizione di $\mu_{ij,A}^*$:

$$\mu_{ij,A}^* = \frac{\mu_A(x_i - x_{i-1})_{RS} - [(x_i - x_{i-1})_{RS} - \Delta x_{ij,RS}^l]}{\Delta x_{ij,RS}^l} = 1 + (\mu_A - 1) \frac{\Delta x_{i,RS}}{\Delta x_{ij,RS}^l} \geq \mu_A \quad (1.67)$$

Se si trascura la deformabilità dei diagonali di controvento la relazione (1.67) è uguale alla relazione riportata in figura 1.95d che lega la deformabilità delle colonne a quella dei links. Quindi si procede al calcolo della rotazione dei links mediante l'usuale relazione:

$$\theta_{ij,A}^{l,D} = \arctan \left[\mu_{ij,A}^* \cdot \frac{\Delta x_{ij,RS}^l}{e_{ij}} \right] \quad (1.68)$$

Rotazione alla corda delle colonne:

La rotazione alla corda delle colonne viene derivata dagli spostamenti interpiano $(x_i - x_{i-1})_{RS}$ determinati con l'analisi spettrale mediante la seguente relazione:

$$\theta_{ij,A}^{f,D} = \arctan \left[\mu_A \cdot \frac{(x_i - x_{i-1})_{RS}}{h_i} \right] \quad (1.69)$$

A favore di sicurezza la relazione trascura la rotazione del nodo trave-colonna (ipotesi tanto più vera quanto maggiore è la rigidezza flessionale delle travi rispetto a quella dei pilastri come tipicamente accade nei telai GLD)

Sollecitazione di taglio sulle colonne:

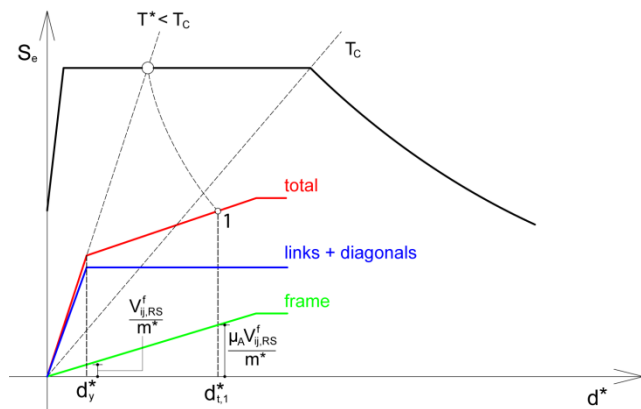


figura 1.109 – Taglio sulla struttura esistente (1)

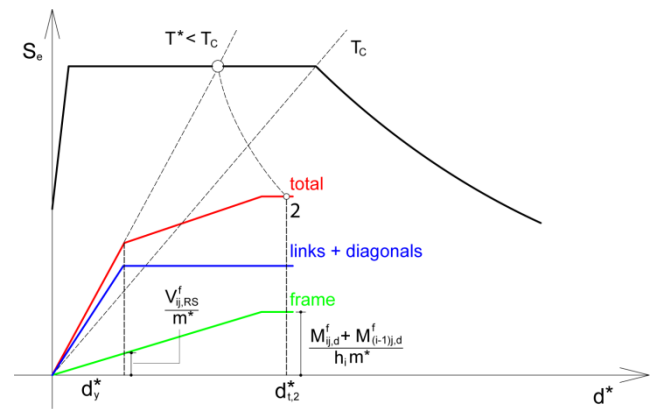


figura 1.110 – Taglio sulla struttura esistente (2)

Il taglio agente sulle colonne viene calcolato con la relazione seguente (figura 1.109, figura 1.110):

$$V_{ij,A}^{f,D} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_A \cdot V_{ij,RS}^f \quad (1) \\ \left(\frac{M_{ij,d}^f + M_{(i-1)j,d}^f}{h_i} \right) \quad (2) \end{array} \right\} \quad (1.70)$$

$$M_{ij,d}^f = 1.1 \cdot M_{ij,RC}^f \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{ij,Rb}^f}{\sum M_{ij,RC}^f}\right) \quad (1.71)$$

$M_{ij,RC}^f$ è il valore di progetto del momento resistente della colonna j all'estremità i .

$\sum M_{ij,Rb}^f$ è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo j ;

$\sum M_{ij,RC}^f$ è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne che convergono nel nodo j .

I momenti resistenti delle sezioni sono calcolati in conformità all'Eurocodice 2 [1.61].

$V_{ij,RS}^f$ è il taglio calcolato sulla colonna j -esima mediante analisi modale allo spettro di risposta.

La prima delle relazioni (1.70) presuppone che il telaio in cemento armato rimanga ancora in campo elastico al raggiungimento dello spostamento di performance, quindi il valore di taglio è pari a quello determinato dall'analisi spettrale moltiplicato per μ_A (figura 1.109).

La seconda delle relazioni (1.70) indica che la sollecitazione di taglio sulle colonne non può superare il valore corrispondente alla formazione di cerniere plastiche flessionali al piede e in sommità del pilastro. La resistenza a taglio delle sezioni viene calcolata in accordo col §5.4.2.3 dell'Eurocodice 8 - parte 1 [1.35].

Spostamenti ai piani del telaio

Gli spostamenti ai piani del telaio vengono calcolati mediante la seguente relazione:

$$x_{i,A}^D = \mu_A \cdot x_{i,RS} \quad (1.72)$$

dove $x_{i,RS}$ è lo spostamento in sommità determinato con l'analisi spettrale.

1.5.8 Applicazione ad un telaio piano regolare

Si illustra di seguito l'applicazione del metodo proposto nell'adeguamento di un telaio esistente regolare, piano, in cemento armato, progettato per i soli carichi gravitazionali. Dato che questo primo esempio non è una struttura esistente reale, ma appositamente ideata per questa applicazione, si ipotizza di avere una completa conoscenza della costruzione KL3 e si assume pertanto un fattore di confidenza CF_{KL1} unitario, in accordo con l'Eurocodice8-parte3 [1.28].

Per facilità di lettura si riportano in tabella 1.2 i principali simboli utilizzati e le convenzioni di segno adottate nelle applicazioni svolte.

tabella 1.2 – Principali parametri utilizzati e simbologia adottata

Descrizione	Notazione	Formula approssimata (valide per travi molto più rigide delle colonne)	Note
Distorsione dei link	Δx_{ij}^l	-	-
Rotazione dei link	θ_{ij}^l	$\theta_{ij}^l = \tan^{-1} \left[\frac{\Delta x_{ij}^l}{e_{ij}^l} \right]$	e_{ij}^l lunghezza dei links
Spostamenti ai piani	x_i	-	-
Spostamento interpiano	$\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$	-	-
Rotazione alla corda delle colonne	θ_i^f	$\theta_i^f = \tan^{-1} \left[\frac{\Delta x_i}{h_i} \right]$	h_i altezza di piano
Taglio sulle colonne	V_{ij}^f	-	-

Inoltre i pedici che seguono sono utilizzati per specificare:

- (I) risultati per la distribuzione dei carichi laterali (I);
- (II) risultati per la distribuzione dei carichi laterali (II);
- PO risultati dell'analisi pushover non-lineare;
- TH risultati dell'analisi dinamica non-lineare (time history);
- A risultati delle relazioni analitiche proposte al §1.4.6;
- RS risultati delle analisi allo spettro di risposta;

e i seguenti apici sono utilizzati per specificare che:

- D domanda di resistenza/deformazione dovuta all'input sismico;
- C capacità di resistenza/deformazione assicurato dalla struttura.

1.5.8.1 Il telaio esistente

Il telaio esistente presenta le caratteristiche riportate in figura 1.111:

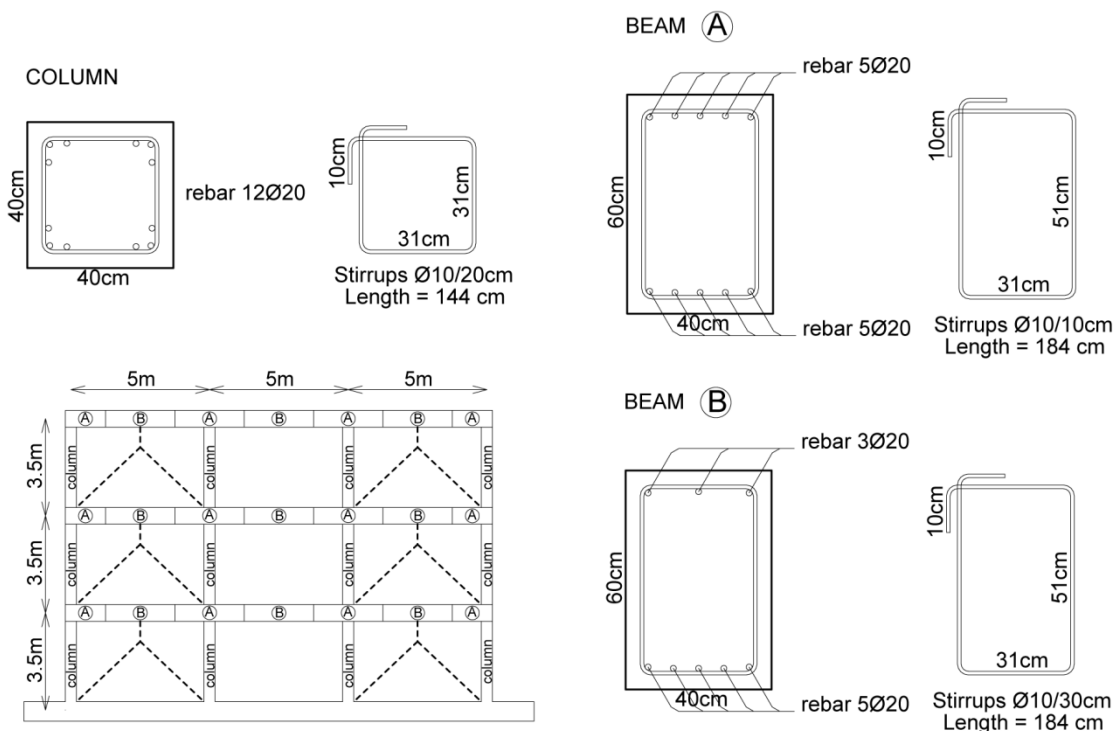


figura 1.111 – Geometria del telaio

Esso si suppone dimensionato per i soli carichi verticali riportati in tabella 1.3 dove:

- g_1 : peso permanente strutturale;
- g_2 : peso permanente non strutturale;
- q : carico accidentale.

Considerando che solo il 20% del carico accidentale q contribuisca alla massa sismica eccitata dall'azione sismica, si ricavano le masse partecipanti di piano riportate nella stessa tabella.

tabella 1.3 – Masse e carichi di progetto ai piani

Livello i	Carichi di progetto g_1+g_2+q [kN/m]	Masse di piano [ton]
1	6+40+10	78.85
2	6+40+10	78.85
3	6+40+10	76.05

tabella 1.4 – Tabella dei materiali

concrete		steel		
E_c [MPa]	f_c [MPa]	E_s [MPa]	f_y^r [MPa] (rebar RC)	f_y [MPa] (bracing)
15600.0	15.0	200000.0	390.0	355.0

Si riportano in tabella 1.5 le frequenze di vibrazione del telaio, ottenute considerando un modulo elastico del calcestruzzo ridotto del 50% per tener conto dell'evoluzione dello stato fessurativo [fra parentesi quadra si anticipano gli analoghi valori determinati nella struttura adeguata progettata per $q^d = 4$].

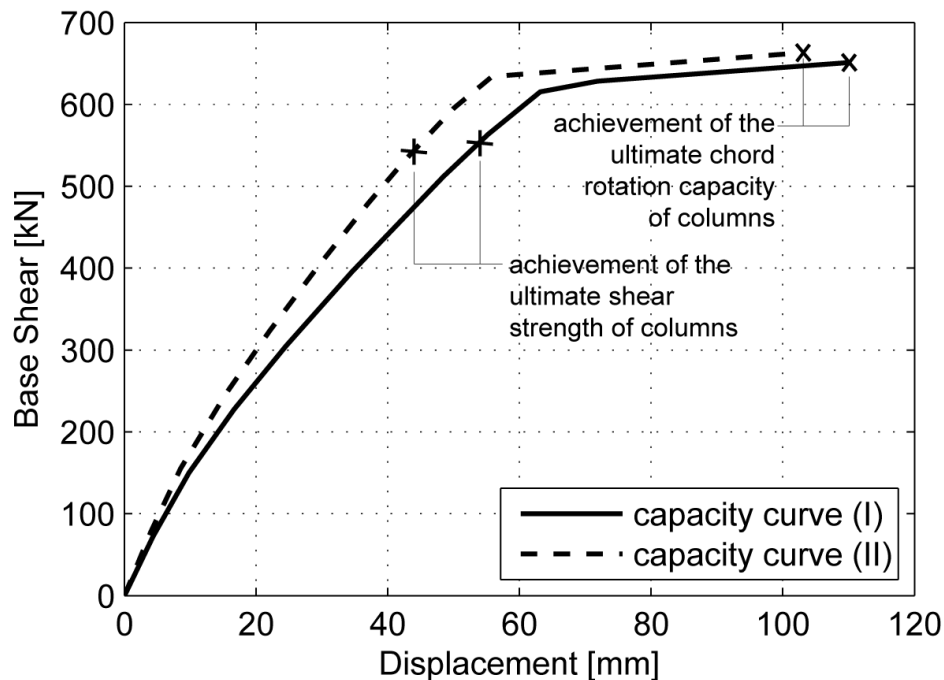


figura 1.112 – Curva di capacità del telaio esistente ed adeguato

tabella 1.5 – Frequenze del telaio esistente [ed adeguato progettato per $q^d=4$]

Modi di vibrare	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Partecipazione di massa modale [%]	Forme modali
1°	1.30 [2.80]	0.77 [0.38]	87.97 [88.50]	(0.38;0.77;1.00) [(0.37;0.73;1.00)]
2°	3.89 [7.70]	0.26 [0.14]	9.33 [9.10]	(1.00;0.55;-0.84) [(1.00;0.63;-0.88)]
3°	6.11 [12.82]	0.16 [0.09]	1.89 [1.50]	(-0.91;1.00;-0.45) [(-0.96;1.00;-0.39)]

In figura 1.112 sono rappresentate le curve di capacità della struttura esistente determinate mediante analisi pushover non lineari, utilizzando le due diverse distribuzioni di forza prescritte [1.35], ovvero quella proporzionale alla deformata data dal primo modo di vibrare (I) e quella proporzionale alle masse (II). Per l'analisi non lineare il telaio è stato modellato con un approccio a fibre [1.65][1.66], utilizzando il modello di Kent e Park per il calcestruzzo [1.67], e quello di Menegotto-Pinto [1.68] per le barre di armatura.

Le due curve di capacità riportate sono state interrotte in corrispondenza del raggiungimento della rotazione ultima alla corda delle colonne, che si verifica successivamente al raggiungimento della resistenza ultima a taglio delle stesse.

A tal scopo, le capacità di rotazione ultime alla corda delle colonne $\theta_u^{f,C}$ sono determinate con la relazione (1.9) premoltiplicata del fattore 0.825 per tener conto della presenza di armature lisce come suggerito dall'Eurocodice 8-parte3 [1.28], mentre le resistenze a taglio sempre delle colonne $V_R^{f,C}$ sono determinate mediante la relazione (1.18).

In tabella 1.6 sono riportati i valori di $\theta_u^{f,C}$ e di $V_R^{f,C}$ determinati assumendo una luce di taglio pari a metà altezza delle colonne $L_v = h_i/2$ (figura 1.113) e considerando uno sforzo normale agente ai piani $N_{i,g}^f$ pari a quello determinato dai soli carichi gravitazionali. Entrambe le semplificazioni sono comunemente adottate e giustificate in letteratura [1.34].

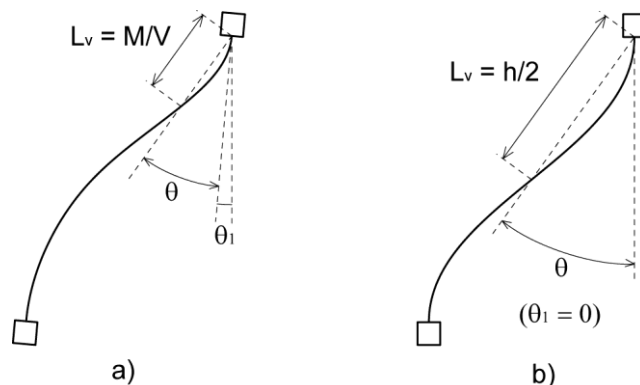


figura 1.113 – Rotazioni alla corda delle colonne

tabella 1.6 – Rotazioni ultime e taglio resistente delle colonne

i	$N_{i,G}^f$ [kN]	$\theta_u^{f,C}$ [rad]	$V_R^{f,C}$ [kN]
1	890.26	0.019	160.18
2	592.02	0.022	143.39
3	308.06	0.025	124.85

Le curve di capacità ottenute evidenziano una scarsa duttilità del telaio esistente, infatti la rottura per entrambe le distribuzioni di carico avviene per formazione di un “piano soffice” al piano terra, che preclude la possibilità di deformazione anelastica ai piani superiori.

Mediante la procedura riportata si è calcolato il sisma massimo compatibile per il sito ipotizzato (round type G = D e site amplification factor $S = 1.35$, [1.35]) e per le due curve di capacità ricavate per l’edificio esistente in esame.

tabella 1.7 – Parametri derivanti dalle analisi pushover per il calcolo dei PP per la condizione limite PGA=0.2g

Forze laterali	ϕ_i	T^* [sec]	d_{et}^* [mm]	$K_e = K_e^f$ [kN/m]	p	q_{PO}^{eff}	d_{pt}^* [mm]	μ	d_{pt} [mm]
(I)	[0.38, 0.77, 1]	0.77	79.27	11122.65	0	1.64	89.22	1.84	110.90
(II)	[1, 1, 1]	0.83	88.48	13316.25	0	1.71	88.48	1.71	88.48

Ricercando la massima intensità sismica per la quale è ancora possibile determinare l’esistenza del PP (performance-point), come raffigurato in figura 1.114, si è ottenuto che l’edificio esistente è compatibile con un sisma avente picco di accelerazione al suolo pari a $PGA[g] = S a_g = 1.35 \times 0.15g = 0.2g$ qualora le colonne siano opportunamente rinforzate a taglio. Diversamente il massimo sisma compatibile che

rispetta la resistenza a taglio delle colonne, presenta $PGA[g] = S a_g = 1.35 \times 0.08g = 0.1g$. In tabella 1.7 sono riportati i parametri determinati dalle analisi di pushover per entrambe le distribuzioni di forze per $PGA[g] = 0.2g$.

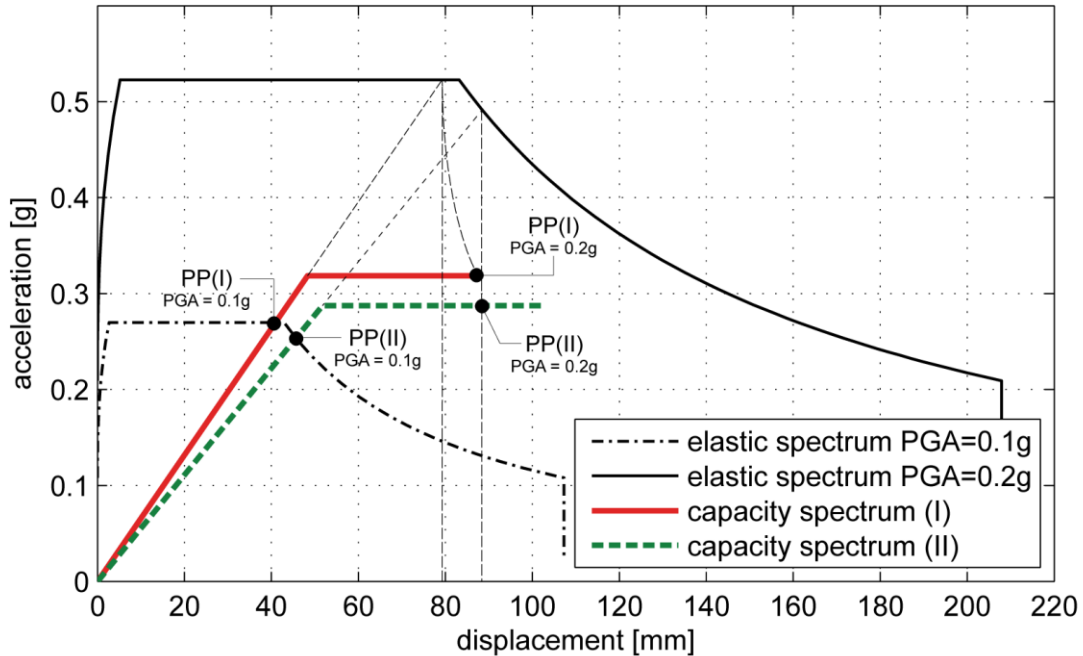


figura 1.114 – Determinazione del massimo sisma compatibile con la capacità di rotazione ultima delle colonne del telaio e del massimo sisma compatibile con la resistenza a taglio delle colonne

1.5.8.2 Progettazione dell'adeguamento sismico

Supponendo di richiedere che la struttura esistente sopra descritta debba essere messa in grado di sopportare un sisma con picco di accelerazione al suolo pari a $PGA[g] = S a_g = 1.35 \times 0.30g = 0.4g$, si progetta l'adeguamento sismico mediante controventi a Y secondo il metodo proposto. Lo spettro elastico di progetto è definito dai seguenti parametri $G = D$, $S = 1.35$, $T_B = 0.2$ s, $T_C = 0.8$ s, $a_g = 0.3$ g, $B = 0.2$ e $I = 1$ in accordo con l'Eurocodice 8 [1.35].

Il progetto viene eseguito per i fattori di struttura $q^d = 2, 3, 4, 5$ e 6 , in modo da variare fra un valore minimo quasi corrispondente al mantenimento della struttura in campo elastico, fino al limite superiore previsto nel prospetto 6.2 dell'Eurocodice 8 [1.35], relativo al progetto di nuovi edifici in acciaio con controventi eccentrici, pari a $q^d = 6 = 5 \alpha_u / \alpha_1$, con $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$.

Si riportano in tabella 1.8 i risultati del dimensionamento eseguito per ogni iterazione per il solo caso con fattore di struttura $q^d = 4$. Una volta stabilita la geometria iniziale (fase D2) il procedimento iterativo di ricerca della soluzione di ottimo vincolato si conclude in due iterazioni.

La geometria e il numero delle campate controventate, progettate per $q^d = 4$, è riportato in (figura 1.111). Si riportano in tabella 1.9 i confronti, tutti rispettati, fra le sollecitazioni determinate all'ultima iterazione della procedura di dimensionamento e le corrispondenti resistenze delle membrature, ovvero:

- taglio sui links: $V_{ij}^l \approx V_{p,ij}^l$;

- sforzo normale sui diagonali di controvento $N_{Ed,ij}^d \leq N_{Rd,ij}^d$;
- momenti flettenti sulle travi in cemento armato: $M_{Ed,ij}^{f+} \leq M_{Rd,ij}^{f+}$ e $M_{Ed,ij}^{f-} \geq M_{Rd,ij}^{f-}$

tabella 1.8 – Risultati del dimensionamento del controvento nelle diverse iterazioni con $q^d=4$

k	i	j	links					diagonals	f_t^k [kN]	$\ \delta\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2	5	200	8	200	400	HEA140	95.48	-
	2	1,2	5	200	8	200	400	HEA140	176.48	
	3	1,2	5	200	8	200	400	HEA140	250.20	
2	1	1,2	5	190	10	210	575	HEA140	98.88	3.5%
	2	1,2	5	160	10	150	415	HEA140	174.14	
	3	1,2	4	105	8	120	320	HEA140	251.52	
3	1	1,2	5	190	10	210	575	HEA140	98.88	0.0%
	2	1,2	5	160	10	150	415	HEA140	174.14	
	3	1,2	4	105	8	120	320	HEA140	251.52	

tabella 1.9 – Verifiche di resistenza nella configurazione di progetto finale $q^d=4$

i	j	V_{ij}^l [kN]	$V_{p,ij}^l$ [kN]	$N_{Ed,ij}^d$ [kN]	$N_{Rd,ij}^d$ [kN]	$M_{Ed,ij}^{f+}$ [kNm]	$M_{Rd,ij}^{f+}$ [kNm]	$M_{Ed,ij}^{f-}$ [kNm]	$M_{Rd,ij}^{f-}$ [kNm]
1	1,2	182.00	184.46	216.75	409.49	213.48	320.40	-113.48	-194.70
2	1,2	152.64	153.72	187.62	389.96	161.99	320.40	-61.99	-194.70
3	1,2	79.92	79.52	100.11	378.68	100.84	320.40	-0.84	-194.70

Il rispetto del limite di lunghezza dei fusibili, che ne determina il funzionamento anelastico a taglio, è dimostrato in tabella 1.10:

- lunghezza dei links: $e_{ij} < e_{s,ij} = 0.8 M_{p,ij} / V_{p,ij}$

tabella 1.10 – Verifica di lunghezza dei links per $q^d=4$

i	j	e_{ij} [mm]	$e_{s,ij}$ [mm]
1	1,2	575	582
2	1,2	415	416
3	1,2	320	332

Si sono già riportate in tabella 1.5 le frequenze di vibrazione del telaio post-adequamento. Si evidenzia come l'incremento di rigidità dato dai controventi, a fronte di un irrilevante aumento della massa, determina una consistente diminuzione del periodo di vibrazione strutturale.

Vengono riassunti in tabella 1.11 i dimensionamenti effettuati con tutti i fattori di struttura q^d considerati.

tabella 1.11 - Risultati dei dimensionamenti effettuati al variare di q^d

q^d	i	j	links					diagonals	design forces	Shear on links	First mode period
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section	f_i^k [kN]	$V_{ij}^l \approx V_{p,ij}^l$ [kN]	T [sec]
2	1	1,2,3	7	210	10	270	450	HEA140	196.37	286.94	0.267
	2	1,2,3	7	175	10	210	415	HEA140	361.56	236.73	
	3	1,2,3	5	140	10	135	350	HEA140	494.57	133.22	
3	1	1,2	6	235	9	250	450	HEA140	120.70	277.92	0.326
	2	1,2	6	190	9	195	400	HEA140	232.26	222.58	
	3	1,2	5	135	10	150	300	HEA140	334.11	128.09	
4	1	1,2	5	190	10	210	575	HEA140	100.01	184.46	0.384
	2	1,2	5	160	10	150	415	HEA140	175.50	153.72	
	3	1,2	4	105	8	120	320	HEA140	250.68	79.52	
5	1	1	7	205	12	205	400	HEA140	74.46	276.90	0.418
	2	1	6	185	10	180	400	HEA140	138.45	215.21	
	3	1	5	125	10	150	300	HEA140	201.86	117.85	
6	1	1	6	185	10	180	410	HEA140	62.92	215.21	0.436
	2	1	6	155	9	160	330	HEA140	116.17	179.54	
	3	1	4	110	8	110	300	HEA140	168.09	83.62	

Dall'esame della tabella 1.11 al crescere del fattore di struttura q^d adottato, cioè al diminuire della forza di progetto, cresce anche il numero e la dimensione dei controventi introdotti. La resistenza a pressoflessione delle travi esistenti in cemento armato, nelle sezioni in campata, va a limitare la sollecitazione di taglio massima che il link può sopportare e pertanto determina il numero di campiture del telaio da controventare. Queste osservazioni sul numero di controventi necessari sono da considerarsi importanti in merito alla fattibilità e alla convenienza dell'intervento di adeguamento, salvo che non si opti anche per un intervento di rinforzo delle travi del telaio [1.35].

Il tema della validazione e giudizio di efficacia dell'intervento di adeguamento al variare del q^d è sviluppato di seguito mediante analisi non lineari.

1.5.8.3 Analisi statiche non lineari

Si procede alla definizione delle curve di capacità dei telai nelle diverse soluzioni ottenute al variare del fattore di struttura q^d . Come fatto per il telaio esistente privo di adeguamento e con le stesse procedure numeriche le curve pushover sono determinate utilizzando le due diverse distribuzioni dei carichi laterali prescritte [1.35], ovvero quella proporzionale alla deformata data dal primo modo di vibrare (I) e quella proporzionale alle masse (II). Per le analisi non lineari il telaio è ancora rappresentato con un approccio a fibre [1.65][1.66], utilizzando il modello di Kent e Park per il calcestruzzo [1.67], e quello di Menegotto-Pinto per le barre di armatura [1.68]. Le aste diagonali del controvento sono modellate con elementi truss elastici, mentre i links sono descritti mediante beam con cerniere plastiche a taglio, concentrate e bi-lineari, definite come precisato al §1.5.1.

Le curve ricavate e riportate in figura 1.115 e figura 1.116, a confronto con le curve di capacità del telaio esistente, sono interrotte in corrispondenza del raggiungimento del limite di rotazione massima dei links, che in ogni caso si verifica prematuramente rispetto al raggiungimento della rotazione ultima alla corda di colonne e travi. La verifica di resistenza a taglio delle membrature in cemento armato viene invece riportata più avanti.

Le curve sono approssimativamente delle tri-lineari: si ha un primo tratto con rigidità elevata dove telaio in cemento armato e il sistema di controvento sono entrambi in campo elastico, un secondo tratto di rigidità intermedia dove il telaio è ancora elastico ed i link in campo plastico ed infine il terzo tratto a rigidità quasi nulla dove sia telaio che link sono in campo plastico.

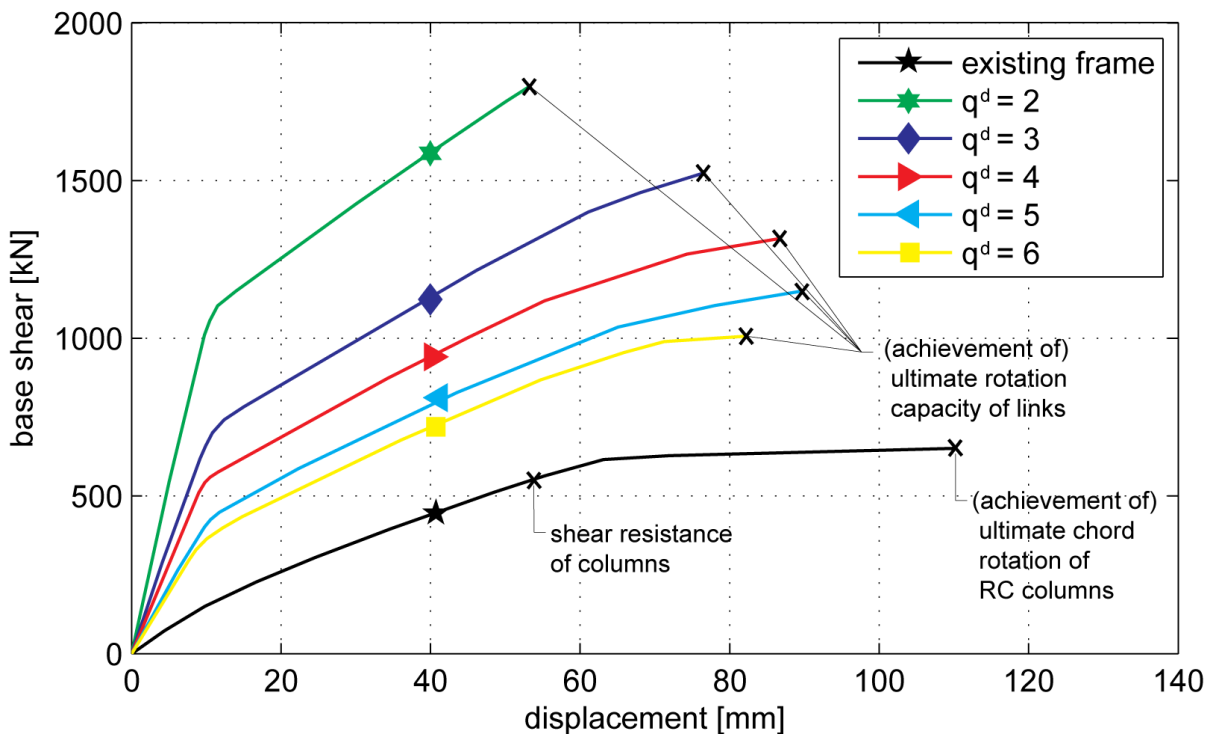


figura 1.115 – Curve di capacità dei telai adeguati: distribuzione dei carichi laterali (I)

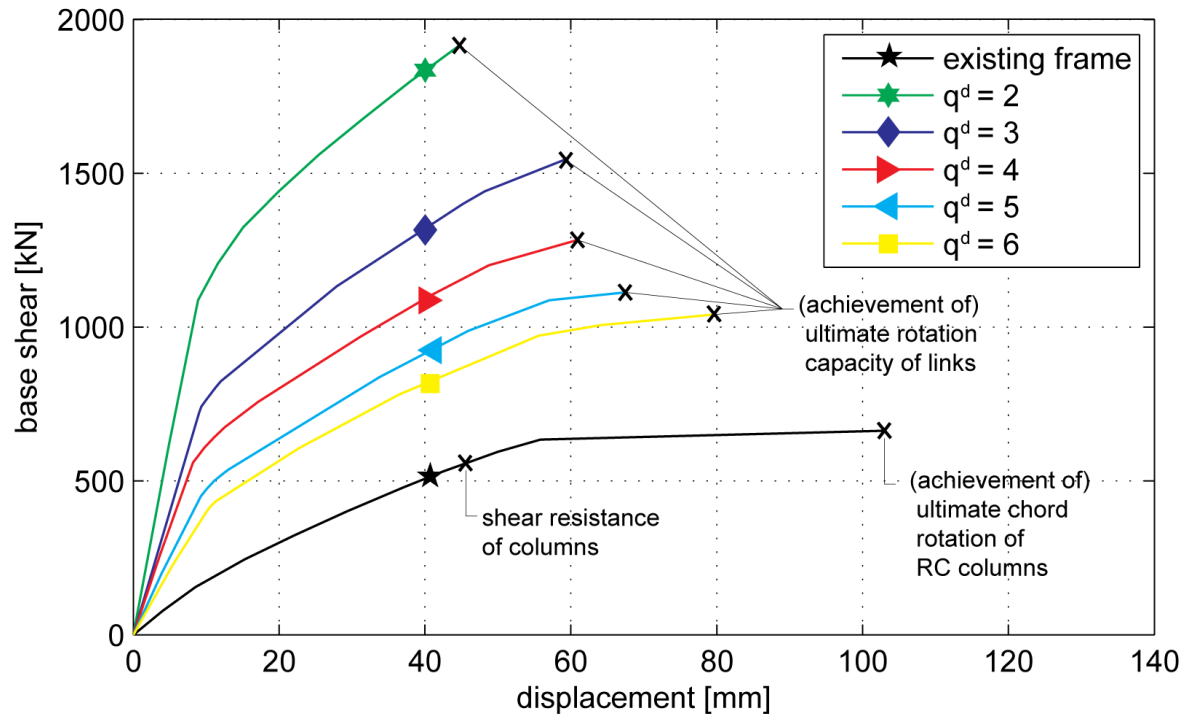


figura 1.116 – Curve di capacità dei telai adeguati: distribuzione dei carichi laterali (II)

Si può notare come le curve di capacità ottenute con sistema di forze (I) proporzionale alla deformata della prima forma modale hanno il primo cambio di pendenza per una forza pressoché coincidente con la forza di plasticizzazione per taglio dei link ai piani utilizzata nel dimensionamento. Questo perché la distribuzione dei carichi laterali (I) utilizzata corrisponde a quella usata nel progetto. In questo caso la variazione di pendenza delle curve è repentina: il netto cambio di pendenza conferma la plasticizzazione pressoché contemporanea dei fusibili strutturali ai piani.

Le curve di capacità ottenute con sistema di forze (II) proporzionale alle masse evidenziano invece una variazione di rigidità meno accentuata, segno che i link entrano in campo plastico in modo non perfettamente sincrono. La variazione definitiva di pendenza della curva si ha per valori di taglio alla base più elevati della forza utilizzata nel dimensionamento, questo è dovuto al fatto che il sistema di forze proporzionale alle masse ai piani non determina la plasticizzazione contemporanea dei link: questi entrano in campo plastico uno alla volta, determinando una variazione di rigidità meno brusca.

Si può notare inoltre come al raggiungimento della rotazione massima dei fusibili ai piani vi sia in ogni caso una modesta entrata in campo plastico del telaio.

Determinate le curve di capacità per i vari dimensionamenti effettuati si procede alla determinazione degli spostamenti obiettivo.

La procedura per il calcolo dei performance-point è già stata riportata per esteso al §1.5.6. Per i telai adeguati si considera $p \neq 0$ poiché le curve ricavate presentano notevole incrudimento pari alla pendenza del secondo tratto delle trilineari sopra-descritte.

La bi-lineare con incrudimento viene definita attraverso il principio di equivalenza energetica riassunto dall'equazione (1.54) e utilizzando come K_p la rigidezza elastica del telaio esistente K_e^f determinata al §1.5.8.1 e riportata in tabella 1.12. L'ipotesi $K_p = K_e^f$ è valida se si considerano per i links in acciaio leggi non lineari elasto-plastiche perfette (figura 1.117) e finché il telaio esistente rimane in campo elastico [1.57]. L'ipotesi, con qualche approssimazione, si può ritenere giustificata poiché l'incremento di rigidezza determinato dall'incrudimento dei link in campo plastico può ritenersi trascurabile e l'obiettivo dichiarato dell'adeguamento è quello di preservare il telaio dall'entrare significativamente in campo plastico.

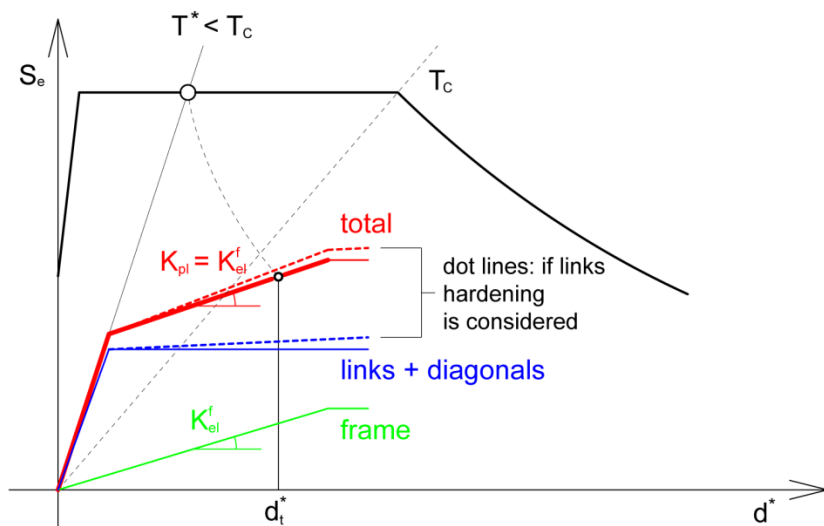


figura 1.117 – Definizione della bilineare elasto-plastica incrudente

Mediante la procedura per il calcolo dei performance-points riportata per esteso al §1.5.6 e utilizzando la bi-linearizzazione appena definita, si calcolano i fattori di struttura effettivi q_{PO}^{eff} e i rapporti di duttilità μ_{PO} che vengono riassunti in tabella 1.12.

tabella 1.12 - Parametri per il calcolo del performance-point

q^d	PO	ϕ_i	T^* [sec]	d_{et}^* [mm]	K_e [kN/m]	$K_p = K_e^f$ [kN/m]	p	q_{PO}^{eff}	d_{pt}^* [mm]	μ_{PO}	d_{pt} [mm]
2	(I)	[0.39, 0.74, 1]	0.25	15.24	108394	11122	0.10	1.70	17.08	1.91	21.50
	(II)	[1, 1, 1]	0.27	18.29	125951	13316	0.11	1.72	20.57	1.91	20.57
3	(I)	[0.36, 0.72, 1]	0.30	22.81	70369	11122	0.16	2.54	29.70	3.31	37.70
	(II)	[1, 1, 1]	0.34	28.59	79772	13316	0.17	2.58	37.25	3.28	37.25
4	(I)	[0.37, 0.73, 1]	0.34	28.67	56762	11122	0.20	3.55	41.42	5.13	53.34
	(II)	[1, 1, 1]	0.36	32.47	70616	13316	0.19	3.56	47.29	5.09	47.30
5	(I)	[0.37, 0.73, 1]	0.39	38.08	42704	11122	0.26	5.02	57.18	7.55	72.19
	(II)	[1, 1, 1]	0.43	44.72	51090	13316	0.26	4.83	66.49	7.02	66.49
6	(I)	[0.37, 0.74, 1]	0.41	42.40	38595	11122	0.29	5.87	63.91	8.85	80.48
	(II)	[1, 1, 1]	0.47	52.87	41854	13316	0.32	6.63	78.90	9.37	78.90

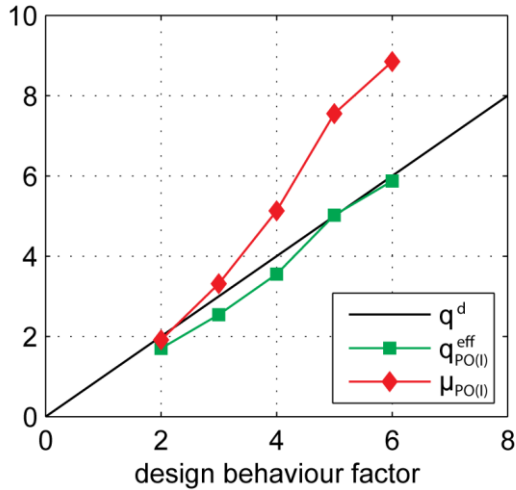


figura 1.118 – Parametri di duttilità effettivi: distribuzione dei carichi laterali (I)

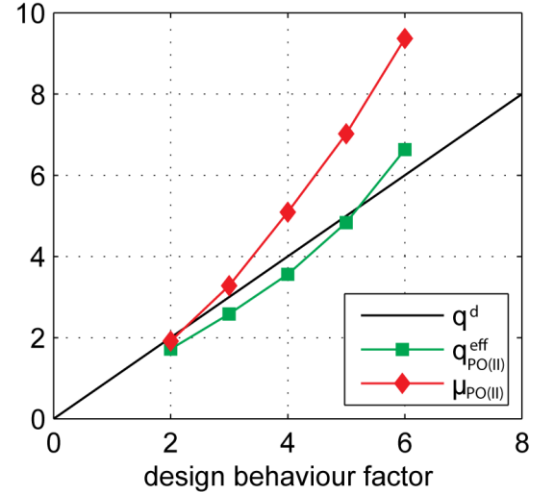


figura 1.119 – Parametri di duttilità effettivi: distribuzione dei carichi laterali (II)

tabella 1.13 - Risultati delle analisi statiche non lineari

q^d	i	$x_{i,PO(I)}^D$ [mm]	$x_{i,PO(II)}^D$ [mm]	$\theta_{ij,PO(I)}^{l,D}$ [rad]	$\theta_{ij,PO(II)}^{l,D}$ [rad]	$\theta_{ij,PO(I)}^{f,D}$ [rad]	$\theta_{ij,PO(II)}^{f,D}$ [rad]	$V_{ij,PO(I)}^{f,D}$ [kN]	$V_{ij,PO(II)}^{f,D}$ [kN]
2	1	8.14	11.26	0.015	0.023	0.002	0.003	89.09	112.05
	2	15.99	16.98	0.015	0.009	0.002	0.002	73.13	58.13
	3	21.50	20.57	0.013	0.004	0.002	0.001	52.59	39.42
3	1	13.83	18.05	0.030	0.041	0.004	0.005	133.14	161.35
	2	28.22	30.42	0.032	0.027	0.004	0.004	109.98	96.93
	3	37.70	37.25	0.025	0.013	0.003	0.002	74.38	52.12
4	1	20.36	23.20	0.045	0.052	0.006	0.007	170.29	183.35
	2	40.30	38.96	0.049	0.038	0.006	0.005	136.92	113.62
	3	53.34	47.30	0.037	0.021	0.004	0.002	90.93	62.36
5	1	27.76	35.85	0.065	0.077	0.008	0.010	176.82	163.53
	2	53.54	55.81	0.064	0.048	0.007	0.006	161.17	138.46
	3	72.19	66.49	0.047	0.027	0.005	0.003	103.97	69.81
6	1	37.90	47.72	0.074	0.080	0.011	0.014	166.52	160.22
	2	65.50	69.13	0.071	0.052	0.008	0.006	165.75	144.75
	3	80.48	78.90	0.049	0.030	0.005	0.003	103.35	74.21

In figura 1.118 e figura 1.119 sono rappresentate le variazioni di tali parametri al variare del q^d di progetto, per le due distribuzioni di carichi adottate. Si può notare come i q^{eff} determinati a partire dalle curve relative alle due distribuzioni dei carichi laterali utilizzate confermino sostanzialmente i fattori di struttura

q^d utilizzati in fase di dimensionamento. Per entrambe le distribuzioni di carico laterale si ha che lo scostamento tra q_{PO}^{eff} e μ_{PO} cresce all'aumentare del q^d utilizzato nel dimensionamento. In pratica il rapporto μ_{PO} / q_{PO}^{eff} è crescente poiché μ_{PO} è funzione di $\mu_{PO} = \mu_{PO} [(q_{PO}^{eff})^2]$ [1.62]. I risultati ottenuti sono riassunti in tabella 1.13.

1.5.8.4 Analisi dinamiche non lineari

Si sono effettuate le analisi time history non lineari di ognuno dei diversi risultati del progetto di adeguamento. I modelli numerici utilizzati sono gli stessi utilizzati per le analisi di pushover.

Si è utilizzato un set di 7 accelerogrammi artificiali generati con il programma "simqke1" del Massachusetts Institute of Technology [1.64] e spettro compatibili allo spettro elastico di riferimento, aventi una durata di 20 secondi. Nelle analisi si è utilizzato un metodo di integrazione nel tempo di Newmark con un passo di integrazione temporale pari a 0.001 secondi. Lo smorzamento è assunto pari al 5% utilizzando un modello alla Raileigh. Per ogni struttura e per ognuna delle 7 analisi non lineari al passo effettuate si sono determinati i massimi valori assoluti delle medesime quantità già ricavate dalle analisi di pushover.

In figura 1.120 viene riportata la verifica di spettro-compatibilità dei sette segnali utilizzati.

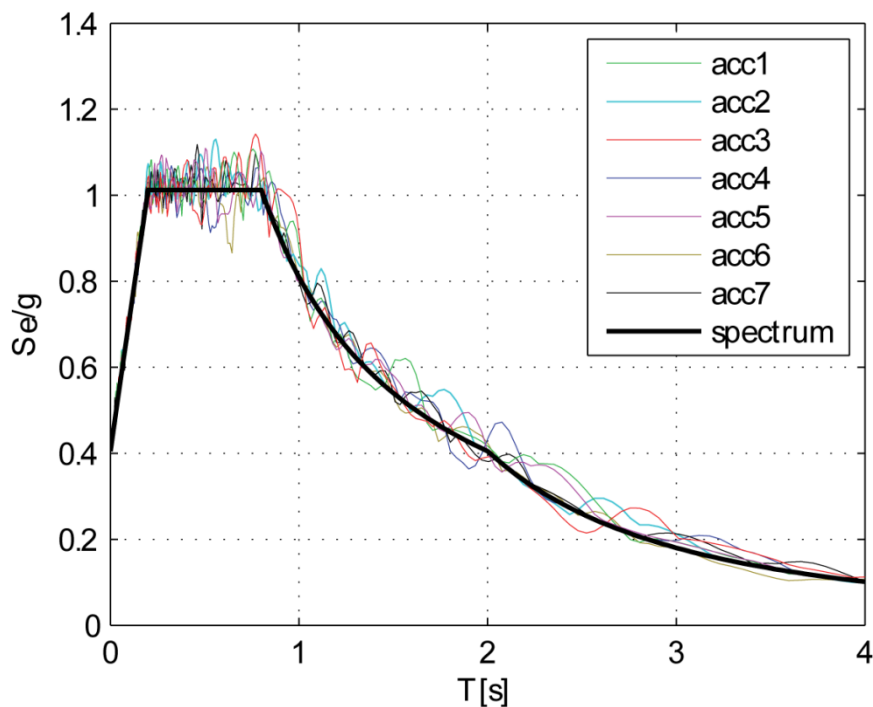


figura 1.120 – Spetrocompatibilità dei sette segnali utilizzati

Le quantità massime determinate con le 7 analisi svolte sono state fra loro mediate determinando i valori medi delle rotazioni massime dei links $\bar{\theta}_{ij,TH}^{l,D}$, delle rotazioni massime alla corda $\bar{\theta}_{ij,TH}^{f,D}$, dei tagli massimi agenti sulle colonne $\bar{V}_{ij,TH}^{f,D}$ e degli spostamenti massimi ai piani del telaio $\bar{x}_{i,TH}^D$ che sono riportati in tabella 1.14.

tabella 1.14 - Risultati delle analisi dinamiche non lineari (valori medi)

q^d	i	$\bar{\theta}_{ij,TH}^{l,D}$ [rad]	$\bar{\theta}_{ij,TH}^{f,D}$ [rad]	$\bar{V}_{ij,TH}^{f,D}$ [kN]	$\bar{x}_{i,TH}^D$ [mm]
2	1	0.016	0.003	104.21	10.13
	2	0.010	0.002	75.20	15.23
	3	0.010	0.001	62.97	18.64
3	1	0.029	0.004	141.54	14.22
	2	0.022	0.003	96.09	26.03
	3	0.015	0.002	66.55	29.74
4	1	0.036	0.005	155.08	20.84
	2	0.033	0.004	116.52	35.56
	3	0.022	0.002	73.03	38.68
5	1	0.052	0.007	185.59	31.15
	2	0.049	0.006	150.69	50.11
	3	0.035	0.004	97.98	56.28
6	1	0.064	0.008	191.52	39.14
	2	0.060	0.007	166.99	61.20
	3	0.043	0.005	111.68	69.00

Si riporta in figura 1.121 il confronto degli spostamenti in sommità del telaio nelle 5 diverse soluzioni di adeguamento con quelli del telaio esistente, ottenuti per un singolo segnale. Si può notare come la riduzione degli spostamenti sia sensibile rispetto al telaio esistente ed inoltre la riduzione è crescente al crescere del fattore di struttura.

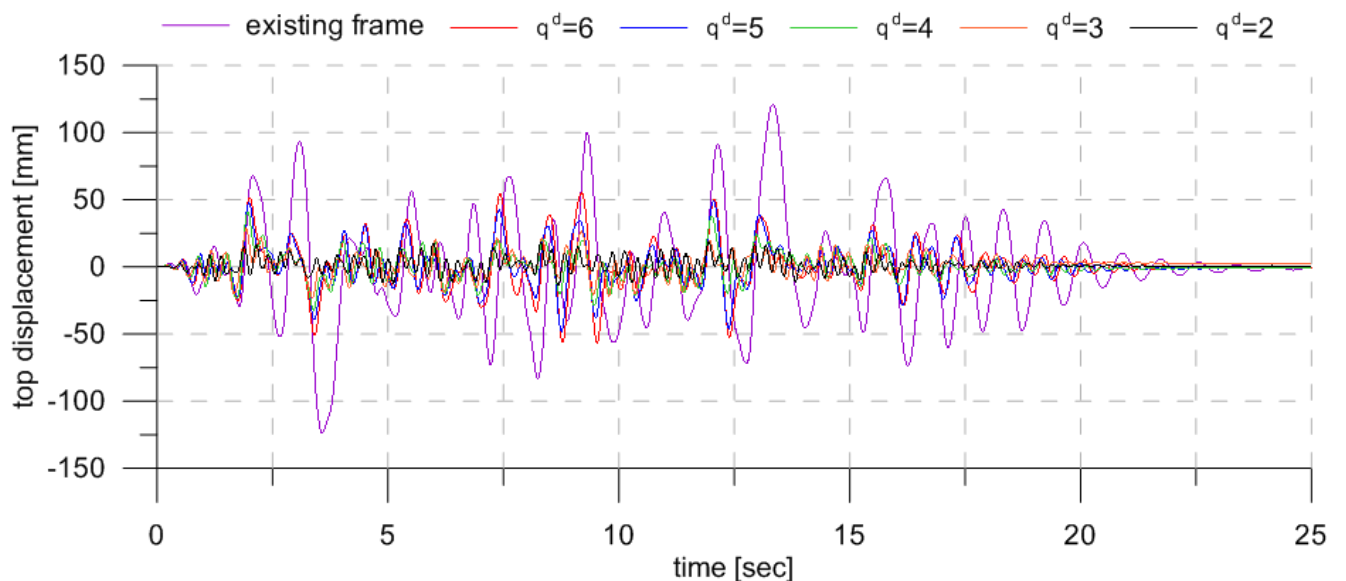


figura 1.121 – Spostamenti in sommità dei telai adeguati e non

1.5.8.5 Risultati ottenuti col metodo analitico diretto proposto

Si riportano in tabella 1.15 i fattori di struttura effettivi q_A^{eff} e i rapporti di duttilità μ_A stimati utilizzando le due ipotesi definite al §1.4.6 che permettono di definire direttamente una bi-lineare SDOF senza effettuare alcuna analisi pushover sulla struttura adeguata.

In figura 1.122 si dimostra che essi sono in ottimo accordo con quelli precedentemente determinati mediante le analisi statiche non lineari per la distribuzione di carico (I).

tabella 1.15 - Parametri ottenuti con il metodo analitico per la stima della duttilità effettiva della struttura adeguata

q^d	F_t [kN]	x_n [mm]	F_y^* [kN]	d_y^* [mm]	K_e [kN/m]	K_p [kN/m]	p	m^* [ton]	T^* [sec]	d_{et}^* [mm]	q_A^{eff}	μ_A
2	1019.29	11.35	809.88	9.02	89805	11123	0.124	166.17	0.27	18.38	2.04	2.45
3	687.07	11.22	541.31	8.84	61236	11123	0.182	161.64	0.32	26.20	2.96	4.05
4	524.54	11.69	415.06	9.25	44871	11123	0.248	163.71	0.38	36.21	3.92	5.57
5	414.77	11.08	328.50	8.78	37434	11123	0.297	163.63	0.41	43.39	4.95	7.13
6	347.18	10.11	275.71	8.03	34340	11123	0.324	164.66	0.43	47.60	5.93	8.63

Si riportano in tabella 1.16 gli ulteriori risultati ottenuti mediante le relazioni analitiche:

tabella 1.16 - Risultati delle relazioni analitiche per la stima diretta del comportamento post-elastico dei telai adeguati

q^d	i	e_{ij} [mm]	$x_{i,RS}$ [mm]	$(x_i - x_{i-1})_{RS}$ [mm]	$\Delta x_{ij,RS}^l$ [mm]	$V_{ij,RS}^f$ [mm]	$\mu_{ij,A}^*$	$\theta_{ij,A}^{l,D}$ [rad]	$x_{i,A}^D$ [mm]	$\theta_{ij,A}^{f,D}$ [rad]	$V_{ij,A}^{f,D}$ [kN]
2	1	450	4.30	4.30	2.20	39.59	3.83	0.019	10.54	0.003	97.00
	2	415	8.41	4.11	2.12	36.88	3.81	0.019	20.60	0.003	90.36
	3	350	11.35	2.94	1.62	27.38	3.63	0.017	27.81	0.002	67.08
3	1	450	4.07	4.07	2.09	34.83	6.94	0.032	16.48	0.005	141.06
	2	400	8.23	4.16	2.00	33.05	7.34	0.037	33.33	0.005	133.85
	3	300	11.22	2.99	1.26	24.64	8.24	0.035	45.44	0.003	99.79
4	1	575	4.70	4.70	3.42	40.16	7.28	0.043	26.18	0.007	178.07
	2	415	8.64	3.94	2.35	30.19	8.66	0.049	48.12	0.006	165.75
	3	320	11.69	3.05	1.85	26.13	8.53	0.049	65.11	0.005	143.82
5	1	400	4.02	4.02	1.91	34.26	13.90	0.066	28.66	0.008	178.07
	2	400	8.23	4.21	2.10	32.95	13.29	0.070	58.68	0.009	165.75
	3	300	11.08	2.85	1.33	22.25	14.14	0.063	79.00	0.006	143.82
6	1	410	3.80	3.80	2.15	32.40	14.49	0.076	32.79	0.009	178.07
	2	330	7.32	3.52	1.68	27.06	16.99	0.086	63.17	0.009	165.75
	3	300	10.11	2.79	1.63	22.31	14.06	0.076	87.25	0.007	143.82

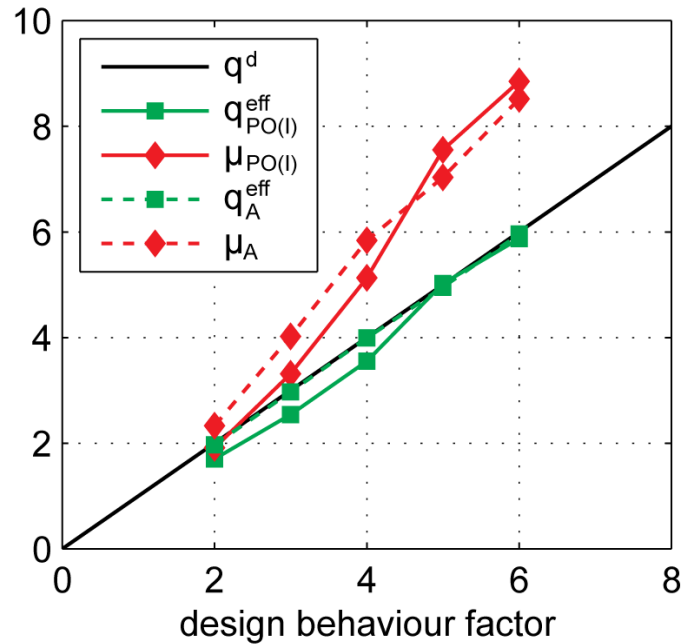


figura 1.122 – Stima dei parametri di duttilità effettivi: distribuzione dei carichi laterali (I)

1.5.8.6 Confronto dei risultati ottenuti e verifica di accettabilità

Si confrontano nelle figure che seguono i risultati ottenuti mediante le analisi non lineari statiche e dinamiche e quelli ottenuti mediante le relazioni analitiche proposte.

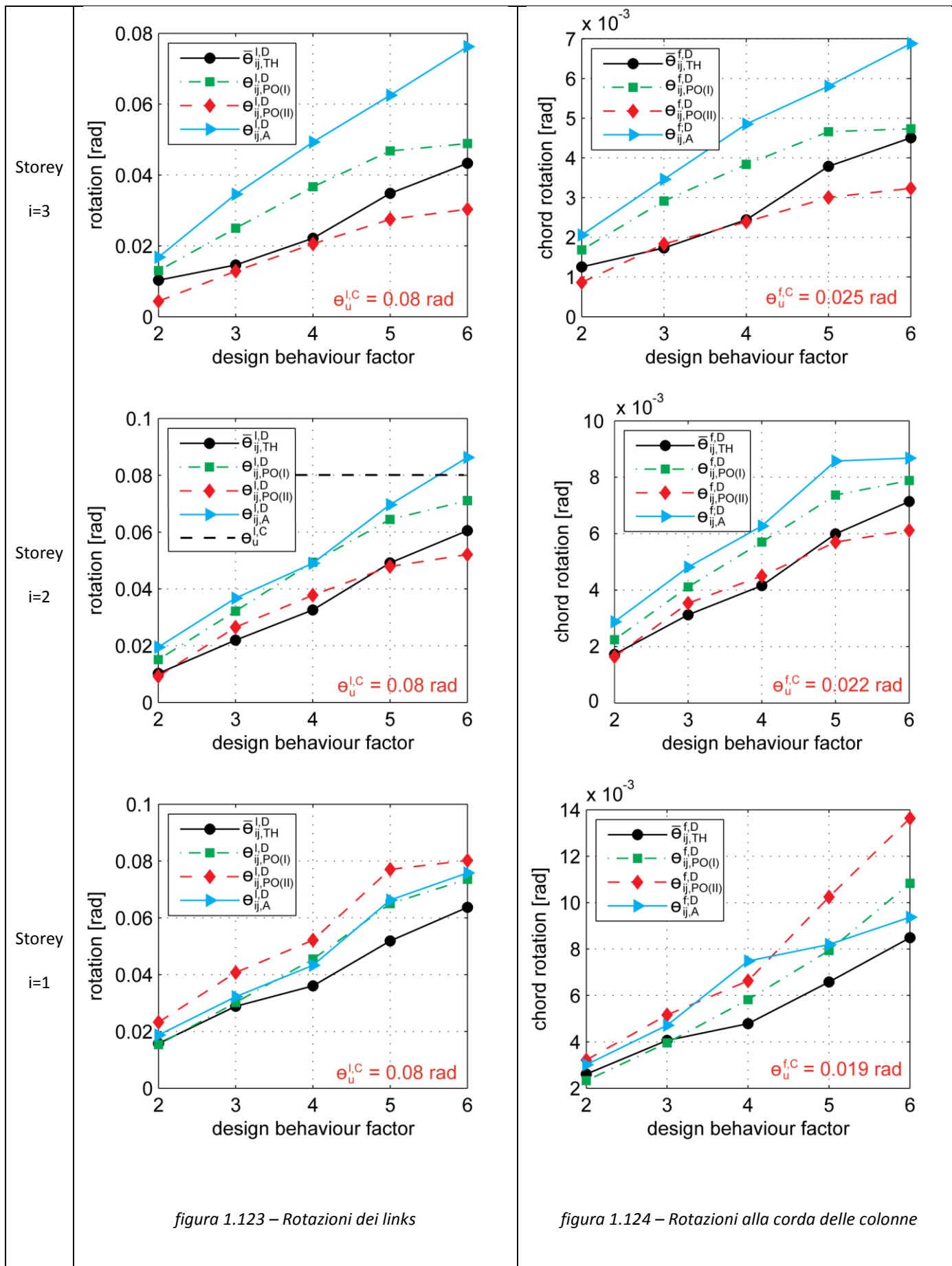
Nelle stesse figure di confronto si effettuano inoltre le verifiche dei meccanismi duttili e fragili del telaio adeguato, in particolare:

- la verifica dei meccanismi duttili:
 - rotazioni dei links;
 - rotazioni alla corda delle colonne;
- la verifica dei meccanismi fragili:
 - resistenza a taglio delle colonne.

Il limite di capacità di rotazione dei links rotazione è assunto pari a 0.08 rad come suggerito in [1.35].

Per il calcolo della capacità di rotazione alla corda e della resistenza ultima delle colonne si fa riferimento alla tabella 1.6, dove sono determinati i valori di rotazione ultima alla corda e di taglio resistente delle colonne ai piani, considerando uno sforzo normale agente pari a quello determinato dai soli carichi gravitazionali [1.34].

Per completezza si sottolinea che le verifiche sopra elencate non sono esaustive: quelle di rotazione alla corda e di resistenza al taglio delle travi non sono state esplicitate, ma dovrebbero comunque essere eseguite, come quella di resistenza dei nodi trave - colonna del telaio in cemento armato secondo quanto riportato nell'Eurocodice 8 [1.28] [1.35].



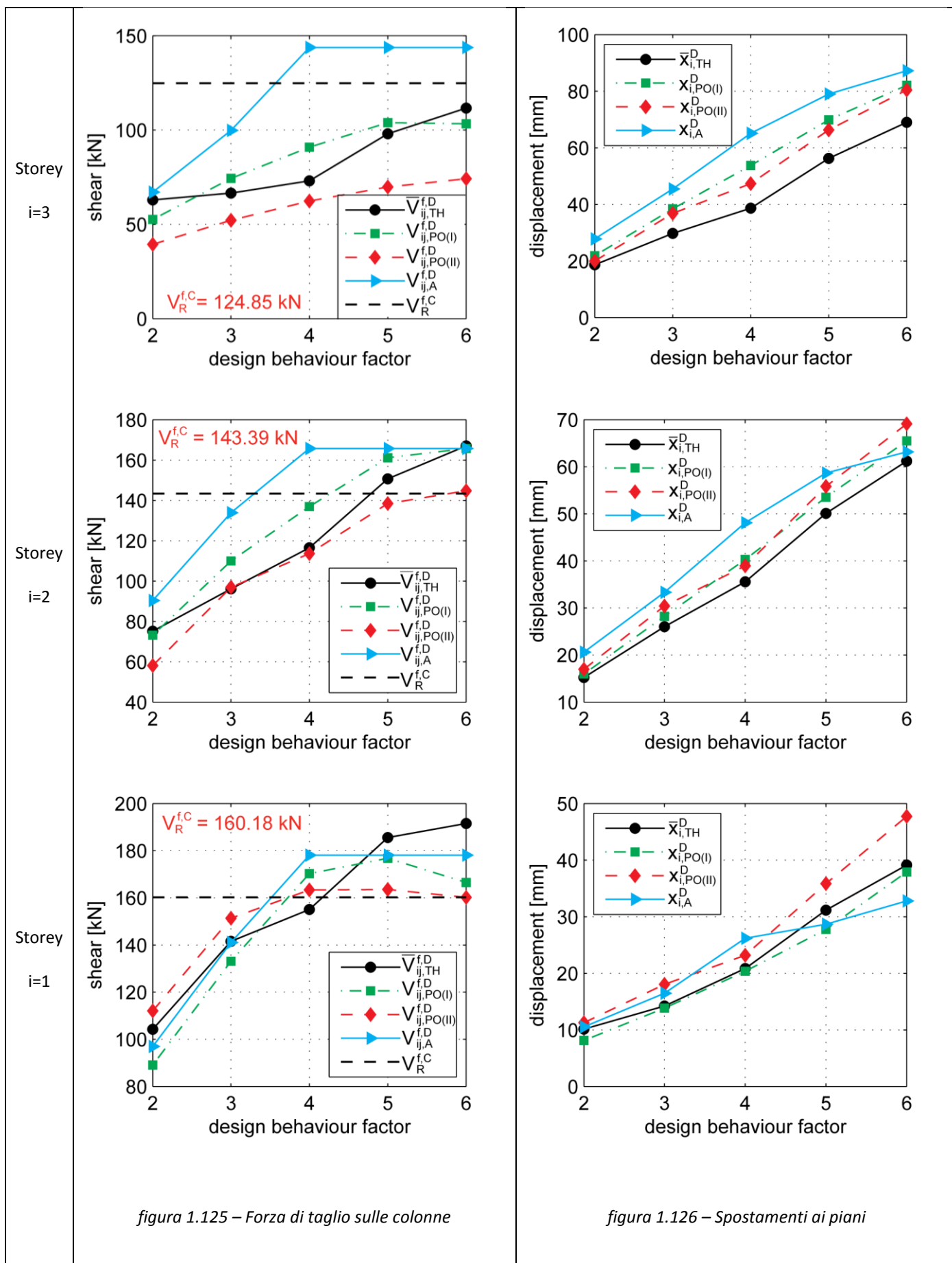


figura 1.125 – Forza di taglio sulle colonne

figura 1.126 – Spostamenti ai piani

I grafici riportati mettono in luce un buon accordo tra analisi statica e dinamica non lineare per tutti i dimensionamenti effettuati. I valori delle rotazioni di links e colonne e la sollecitazione di taglio sulle colonne ricavati mediante analisi dinamica non lineare al passo sono, con qualche eccezione, intermedi ai valori determinati con le due analisi pushover. Questo conferma la bontà della procedura utilizzata per la stima dello spostamento obiettivo, ed inoltre conferma come le due distribuzioni di carico laterale utilizzate riescano ad approssimare correttamente il comportamento non lineare della struttura adeguata soggetta all'azione sismica.

Dai grafici relativi alle rotazioni dei links (figura 1.123) si può notare come le rotazioni calcolate, per tutti i progetti effettuati, siano inferiori al limite di rotazione imposto pari a 0.08 rad [1.35]. Al crescere del fattore di struttura adottato si ha un incremento delle rotazioni sui fusibili. Anche le rotazioni alla corda delle colonne (figura 1.124) sono ampiamente entro i limiti calcolati.

Per quanto riguarda invece la sollecitazione di taglio agente sulle colonne (figura 1.125) si ha che per i progetti effettuati con fattore di struttura pari a $q^d = 4, 5$ e 6 le colonne al pian terreno e al piano primo presentano valori di taglio sollecitante superiori ai valori di taglio resistente. Pertanto i dimensionamenti effettuati con fattori di struttura pari a 4, 5 e 6 non sono verificati e determinano rottura per taglio del telaio adeguato. Se non si ipotizza pertanto di eseguire degli interventi localizzati di aumento della resistenza a taglio dei pilastri, il fattore di struttura ottimale è pertanto pari a circa 3.5 poiché comporta una sollecitazione di taglio sulle colonne al pian terreno compatibile con il limite di resistenza attuale.

Si evidenzia come i valori determinati con il metodo analitico proposto siano in accordo con i risultati ottenuti dalle analisi non lineari effettuate, specie per i valori al piano terra dell'edificio dove generalmente il rispetto delle verifiche di duttilità e resistenza è più difficile.

Le relazioni proposte forniscono valori di rotazioni e taglio sempre cautelativi rispetto ai risultati delle analisi non lineari statiche e dinamiche. Possono considerarsi pertanto un valido strumento che permette di stimare il comportamento post-elastico della struttura adeguata senza dover ricorrere all'uso di analisi non lineari.

Pertanto le fasi di progetto e verifica di miglioramenti sismici di strutture a telaio mediante controventi eccentrici possono essere condotte con i metodi analitici di progetto e di verifica proposti in questo lavoro, senza la necessità di effettuare alcuna analisi numerica di tipo non lineare che non sia quelle mirate alla valutazione del comportamento del telaio esistente.

1.5.8.7 Valutazioni energetiche

Nel bilancio energetico dei telai in cemento armato adeguati mediante controventi eccentrici e soggetti all'azione sismica, al generico istante t , si distinguono i vari contributi in cui si suddivide l'energia sismica immessa dal terremoto $E_I(t)$:

$$E_I(t) = E_K(t) + E_S(t) + E_V(t) + E_F(t) + E_L(t) \quad (1.73)$$

dove si ha: l'energia cinetica della struttura $E_K(t)$, di deformazione della struttura $E_S(t)$ (energia potenziale elastica), di smorzamento viscoso $E_V(t)$, di smorzamento isteretico del telaio esistente $E_F(t)$, di smorzamento isteretico dei nuovi elementi strutturali introdotti $E_L(t)$. I termini $E_K(t)$, $E_S(t)$ determinano

la parte di energia restituibile, mentre i termini $E_V(t)$, $E_F(t)$, $E_L(t)$ costituiscono la parte di energia dissipata.

All'istante t_r in cui termina l'evento sismico e si ripristinano le condizioni di quiete quindi, l'energia totale restituibile del sistema si annulla e della (1.73) rimane solamente:

$$E_I(t_r) = E_V(t_r) + E_F(t_r) + E_L(t_r) \quad (1.74)$$

che esprime il fatto che l'energia in ingresso viene completamente trasformata in energia dissipata per viscosità o per danneggiamento e/o plasticizzazione della struttura (energia consumata dai cicli isteretici del materiale). Se il sistema rimane in campo elastico allora tutta l'energia in input viene dissipata per effetti viscosi senza indurre danneggiamento o plasticizzazione della struttura.

Premesso che la dissipazione viscosa (effetti attrittivi interni ed esterni alla struttura) assicura un contributo limitato valutabile intorno al 5% circa mediamente nelle strutture e quindi è efficace solo per sismi di limitata energia in input. Per ottenere un meccanismo di rottura duttile e di tipo globale nella struttura adeguata si dovrà:

- minimizzare l'energia di smorzamento isteretico del telaio $E_F(t_r)$ poiché la struttura esistente non possiede caratteristiche di duttilità adeguate;
- massimizzare l'energia di smorzamento isteretico dei nuovi elementi strutturali introdotti $E_L(t_r)$ e verificare che questa sia equamente distribuita ai vari piani;

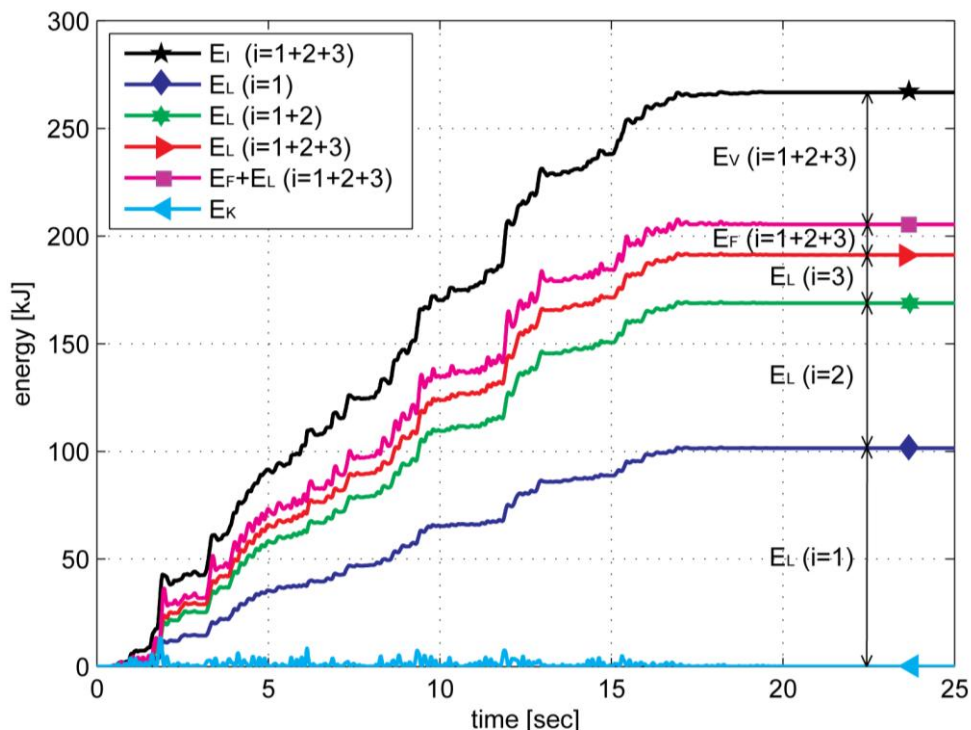


figura 1.127 – Andamento delle valutazioni energetiche nel tempo per $q^d = 4$ per uno dei sette accelerogrammi spettrocompatibili utilizzati nelle analisi dinamiche non-lineari

Per eseguire tali valutazioni, per ogni adeguamento dimensionato, si è proceduto a calcolare i vari contributi di energia a partire dalle time histories di risposta strutturale determinate mediante le analisi dinamiche non lineari descritte al §1.5.8.4. Il calcolo energetico è stato effettuato per un unico segnale sismico che è stato applicato a tutti le diverse ipotesi di adeguamento fatti fatte al variare di q^d . A titolo esemplificativo si riporta in figura 1.127 l'andamento dei vari contributi energetici nel tempo nel caso di adeguamento sismico progettato con $q^d = 4$. Nei grafici in figura 1.128 e figura 1.129 invece viene riportato il bilancio energetico al tempo t_r , sia in termini assoluti che in termini percentuali, per tutte le diverse soluzioni di adeguamento e per lo stesso segnale sismico.

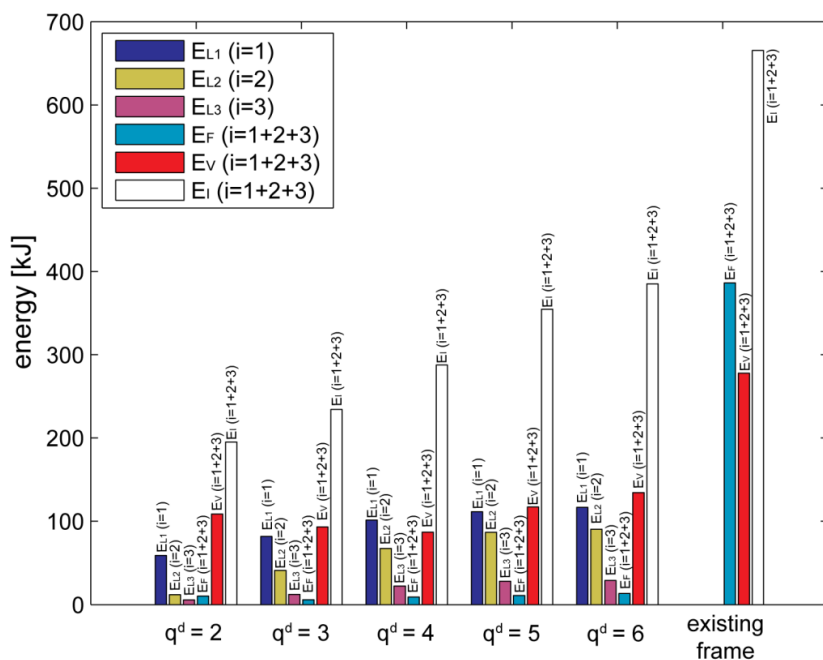


figura 1.128 – Contributi finali di energia

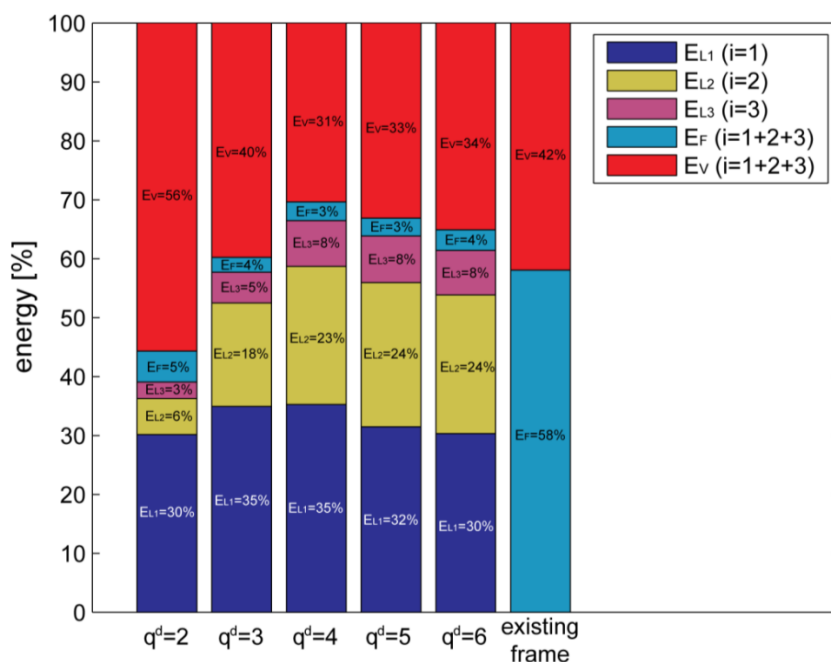


figura 1.129 – Contributi finali di energia in %

Si vede innanzitutto che al crescere del q^d aumenta l'energia introdotta dal sisma e quindi anche il grado di danneggiamento indotto alla struttura. Per $q^d = 2$ aumenta l'importanza percentuale dell'energia dissipata viscosamente perché si ha una minore entrata in campo plastico di tutte le strutture e quindi diminuisce E_L e E_F . Ovviamente questa sarebbe la soluzione ottimale ma richiede un numero di campiture del telaio con controventi spesso non accettabili.

L'adeguamento inoltre determina una buona capacità di dissipazione di natura plastica determinata dalla presenza dei links. Il metodo di progetto proposto permette di ripartire la dissipazione energetica in modo equilibrato sui link dei diversi piani, anche se ovviamente ai piani inferiori (dove si hanno forze di taglio e spostamenti relativi maggiori) si ha la maggior parte della dissipazione energetica elasto-plastica.

Dai risultati ottenuti si può vedere come il controvento introdotto e dimensionato secondo il metodo di progetto proposto permette di limitare la dissipazione energetica richiesta al telaio in cemento armato che nelle varie ipotesi rimane mediamente pari al 4% dell'energia totale introdotta.

Anche dall'analisi energetica appare che il fattore ottimale di progetto si aggira fra $q^d = 3.5$. Infatti in tale valore si ha il massimo contributo percentuale della dissipazione energetica legata alla plasticizzazione dei link, un maggiore contributo dei piani superiori e nel contempo un minore contributo sia del telaio che della componente viscosa. Per questi valori si ha pertanto un bilanciamento ottimale fra necessità di salvaguardia del telaio esistente e sfruttamento delle capacità dissipative del controvento aggiunto.

1.5.9 Applicazione ad un telaio spaziale di interesse storico-artistico

1.5.9.1 Il telaio esistente

L'edificio oggetto dell'adeguamento sismico è un ex deposito militare, situato a Pontevigodarzere (frazione del comune di Padova), che risale ai primi anni del '900 (figura 1.130). La struttura è costituita da elementi in calcestruzzo armato gettati in opera ed ha una dimensione in pianta di circa 33 x 30.6 m, per un totale di circa 1000m². Il corpo di fabbrica si compone dell'unione di due capannoni a doppia falda con un soppalco interno che crea una doppia altezza solamente nelle parti centrali dei due corpi.



figura 1.130 – Vista frontale del corpo di fabbrica

L'edificio presenta le caratteristiche tipiche dei telai in calcestruzzo armato dell'epoca (figura 1.131):

- i pilastri dai caratteristici spigoli smussati;
- le travi principali ribassate dal solaio con gli spigoli smussati raccordate sui pilastri;
- le travi secondarie che irrigidiscono le solette e si incastrano nelle travi principali;
- le solette di ridotto spessore e di dimensioni in pianta rettangolari.

Lo schema strutturale fondamentale è costituito da un insieme di telai posti in parallelo che si dividono in:

- telai di facciata (figura 1.136) composti da quattro pilastri per capannone (3 – 1 pilastro di spina – 3) e da due travi di cui una di copertura e una intermedia. Le travi di copertura nella zona centrale sono rafforzate dall'impiego di piccole capriate di colmo costituite da una catena e da un monaco collaborante;
- telai interni (figura 1.136) che sostengono tramite la trave di copertura la copertura stessa e mediante la trave intermedia che unisce la coppia di pilastri interni il soppalco. Anche nei telai interni, la zona centrale della trave di copertura viene rafforzata mediante l'inserimento di una capriata.



figura 1.131 – Vista delle travi del soppalco

Alla struttura principale costituita dai telai si unisce una struttura secondaria composta da travi poste ortogonalmente ai telai principali, che costituiscono il sistema portante della copertura e del soppalco del corpo di fabbrica. Le orditure secondarie sono caratterizzate da dimensioni diverse a seconda che si uniscano con le travi principali in campata o negli appoggi. Per le travi che si uniscono alle travi principali in corrispondenza dei pilastri si hanno dimensioni maggiori che consentono un funzionamento a telaio anche nella direzione secondaria (parallela al soppalco).

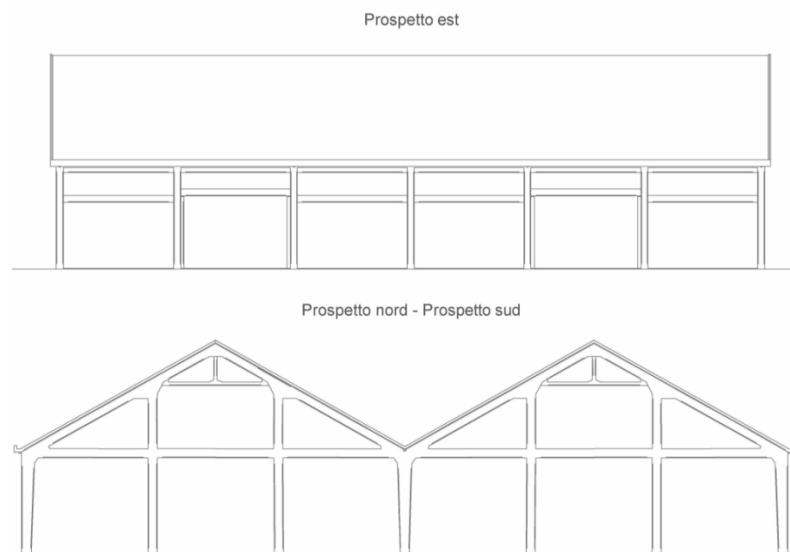


figura 1.132 – Prospetti dell'edificio oggetto di adeguamento

Nella direzione secondaria si possono quindi individuare dei telai che rendono tridimensionale il funzionamento statico della struttura (figura 1.136). Per le strutture secondarie di bordo c'è la presenza di una seconda trave che aumenta ulteriormente l'effetto d'incastro e quindi di funzionamento a telaio. L'impalcato dei soppalchi e la copertura sono realizzati mediante una soletta di calcestruzzo armato di spessore limitato (10 cm). La presenza della soletta aumenta l'iperstaticità della struttura nel suo complesso legando tra loro tutte le varie parti dell'opera. Il sistema di fondazione dell'edificio è costituito da plinti gettati in opera a base quadrata della dimensione in pianta di 2.50 m. Si riportano i disegni dei prospetti (figura 1.132), delle sezioni (figura 1.136) e delle piante dell'edificio. In particolare si riportano le piante dei pilastri del piano terra (figura 1.133), dei pilastri del soppalco (figura 1.134) e delle travi di copertura (figura 1.135).

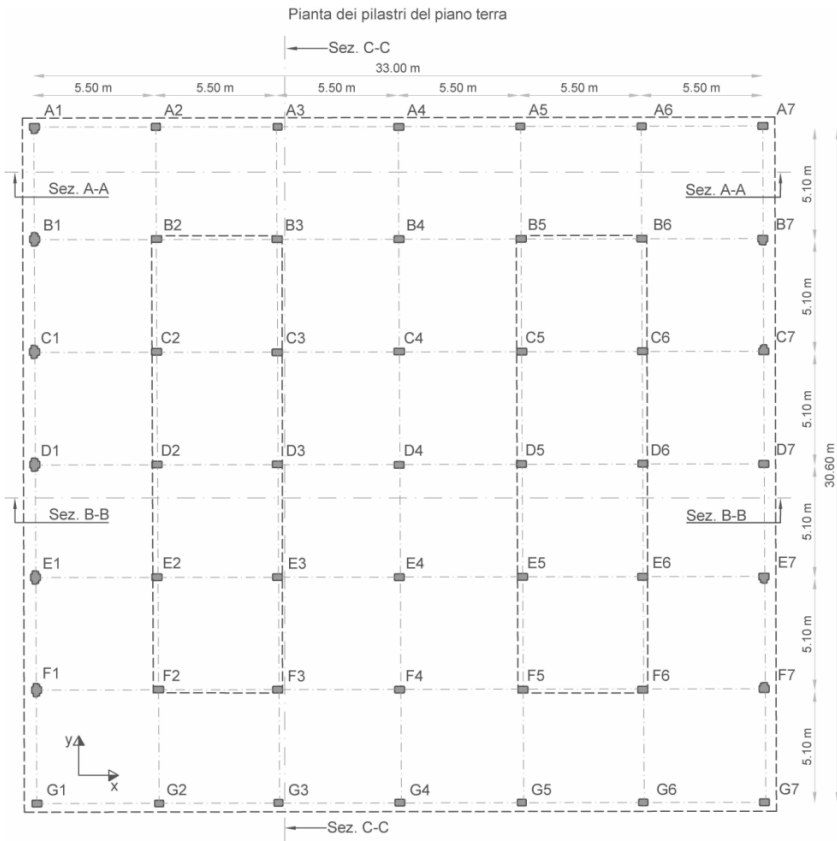


figura 1.133 – Pianta dei pilastri del piano terra

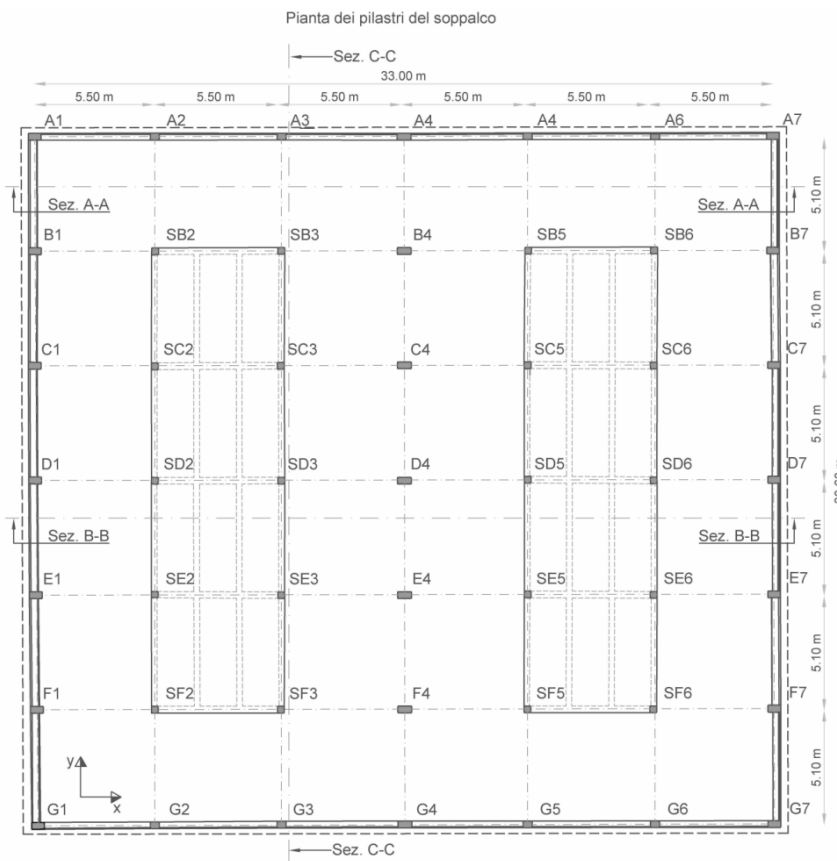


figura 1.134 – Pianta dei pilastri del soppalco

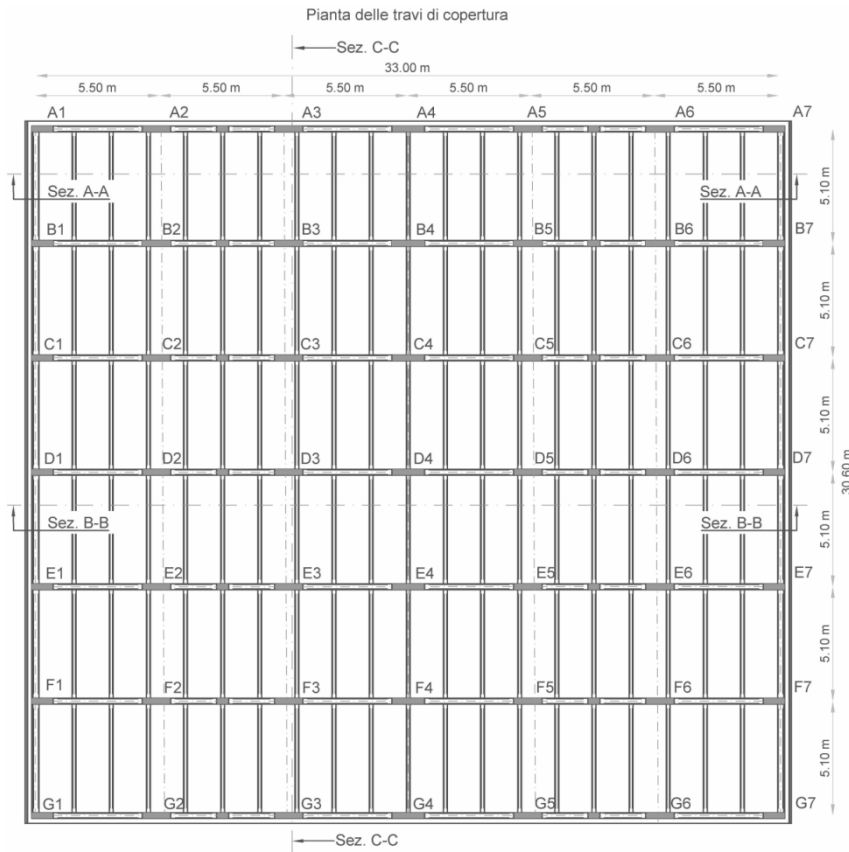


figura 1.135 – Pianta delle travi di copertura

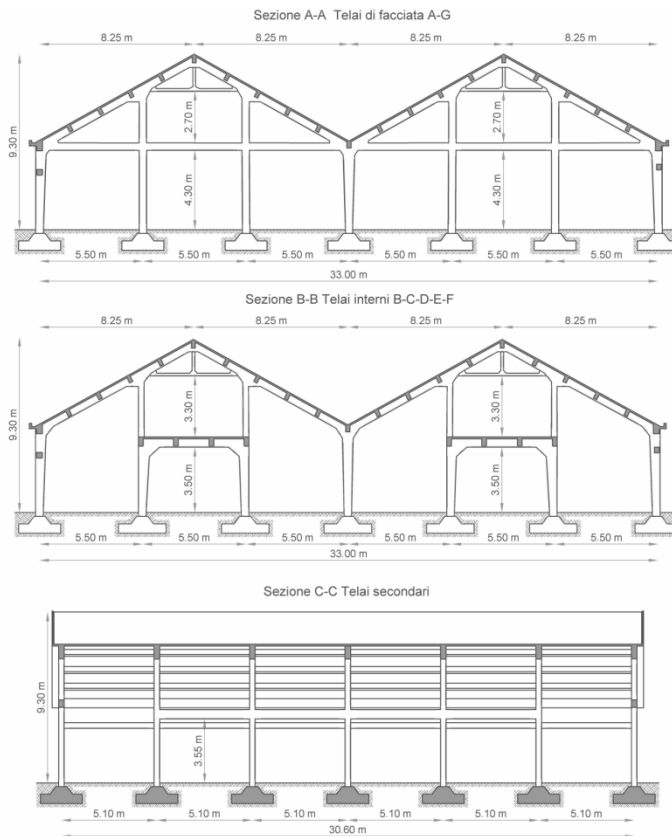


figura 1.136 – Sezioni trasversali e sezione longitudinale dell'edificio oggetto di adeguamento

1.5.9.1.1 Conoscenza della struttura: caratteristiche dei materiali

Nel caso dell'edificio oggetto di studio, non disponendo dei documenti originali di progetto, è stata eseguita nel 2004 una esaustiva indagine in sito dell'intero corpo di fabbrica [1.69]. In questo modo è stato possibile determinare la geometria strutturale, l'armatura presente nelle membrature e le caratteristiche dei materiali. La campagna di indagini è stata condotta mediante:

- rilievo strumentale architettonico con lo scopo di ricostruire gli elaborati architettonici dell'edificio;
- analisi visiva dell'intero corpo di fabbrica con lo scopo di determinare le caratteristiche geometriche e delle armature di travi, pilastri e solette (figura 1.137);
- analisi visiva delle fondazioni per identificarne la tipologia (figura 1.138);
- prove sperimentali:
 - prove sperimentali in sito:
 - prove sclerometriche per misurare la durezza superficiale del calcestruzzo per poi correlarla alle caratteristiche di resistenza dello stesso;
 - prove ultrasoniche con lo scopo di determinare la presenza di difetti, danni provocati dal gelo, inclusione di corpi estranei, resistenza a compressione del calcestruzzo, modulo elastico statico e dinamico, omogeneità del materiale (figura 1.139);
 - prove ultrasoniche accoppiate a prove sclerometriche per determinare il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo;
 - prove di pull-out per determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo (figura 1.140);
 - prove di carbonatazione (figura 1.141);
 - prove sperimentali in laboratorio:
 - prove di compressione sul calcestruzzo;
 - prove di trazione sull'acciaio.



figura 1.137 – Analisi visiva delle membrature



figura 1.138 – Analisi visiva delle fondazioni



figura 1.139 – Prove ultrasoniche

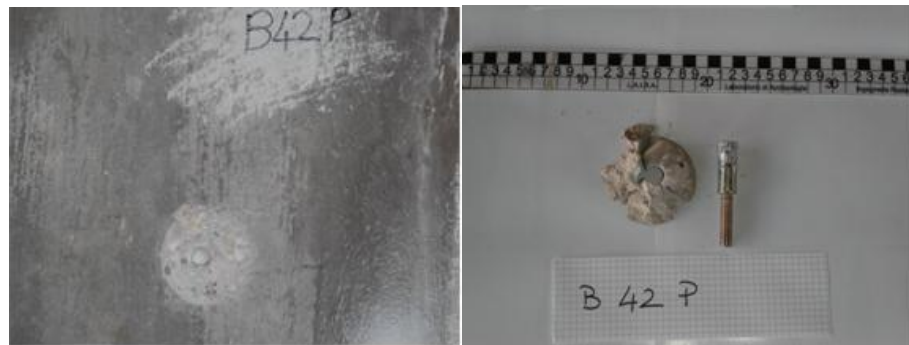


figura 1.140 – Prove di pull-out



figura 1.141 – Prove di carbonatazione



figura 1.142 – Prove in laboratorio

L'entità delle prove effettuate in sito e in laboratorio consentono di definire un livello di conoscenza KL3 che permette di assumere un coefficiente di confidenza pari a $CF_{KL1}=1.00$ in accordo con l'Eurocodice 8- parte 3 [1.28].

Le caratteristiche dei materiali, determinate combinando i risultati delle prove in sito e delle prove in laboratorio, hanno consentito di assegnare al calcestruzzo una resistenza caratteristica a rottura assimilabile a quella di un C 20-25 e una resistenza a trazione delle barre di acciaio assimilabile a quella di un Fe B 22 k.

La campagna di indagini a disposizione evidenzia un elevato degrado della struttura dovuto all'effetto della carbonatazione, che ha portato alla corrosione delle armature con conseguente espulsione del copriferro. Per ripristinare un adeguato livello di sicurezza nella struttura, è stato progettato e realizzato nel 2005 un intervento di recupero strutturale [1.70] che ha previsto:

- per le solette di copertura e dei soppalchi:
 - pulizia superficiale;
 - disposizione di una nuova armatura longitudinale e trasversale e opportuni ganci di connessione alla soletta esistente;
 - getto di una nuova soletta dello spessore di 7 cm;
- per travi e pilastri:
 - idro-demolizione dello strato superficiale di calcestruzzo (5cm);
 - pulizia e trattamento delle armature esistenti con prodotti anti-corrosione;
 - integrazione delle armature longitudinali e disposizione di nuove armature trasversali;
 - ripristino delle dimensioni originali delle sezioni mediante getto di un bettoncino ad elevate prestazioni.

La valutazione della capacità della struttura esistente verrà effettuata tenendo conto degli interventi di recupero strutturale già eseguiti.

Le caratteristiche geometriche e la disposizione delle armature longitudinali e trasversali delle membrature dell'edificio sono riportati in figura 1.143, figura 1.144 e figura 1.145 tenendo in considerazione sia dei dati ottenuti dalla campagna di indagini condotte in sito, sia degli interventi di recupero strutturale.

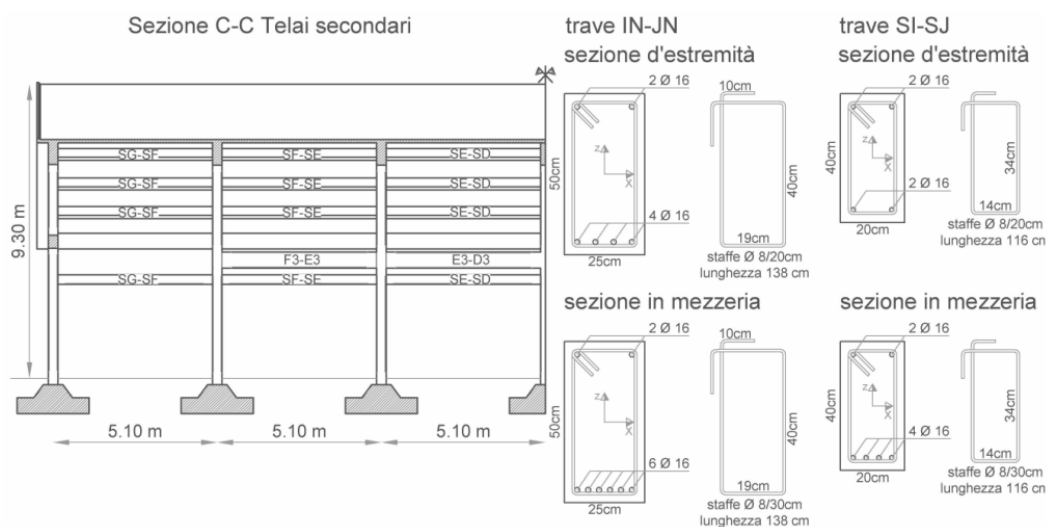


figura 1.143 – Dettaglio delle armature delle travi dei telai secondari dell'edificio in direzione Y

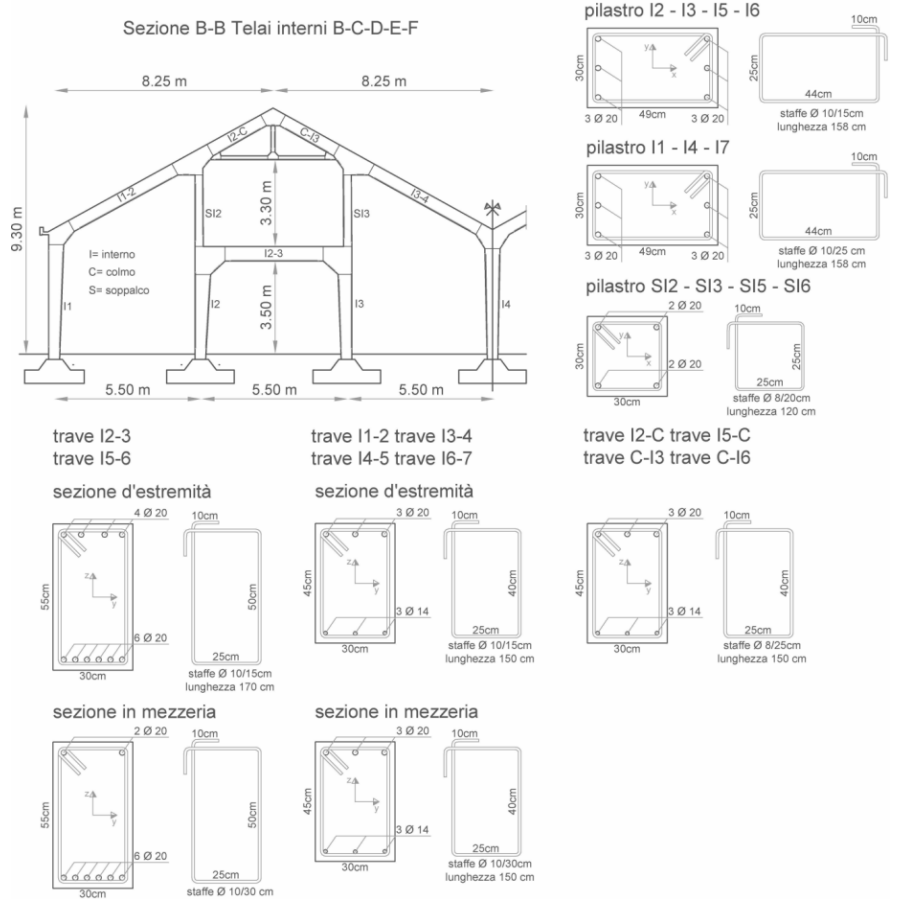


figura 1.144 – Dettaglio delle armature delle travi e dei pilastri dei telai interni all'edificio in direzione X

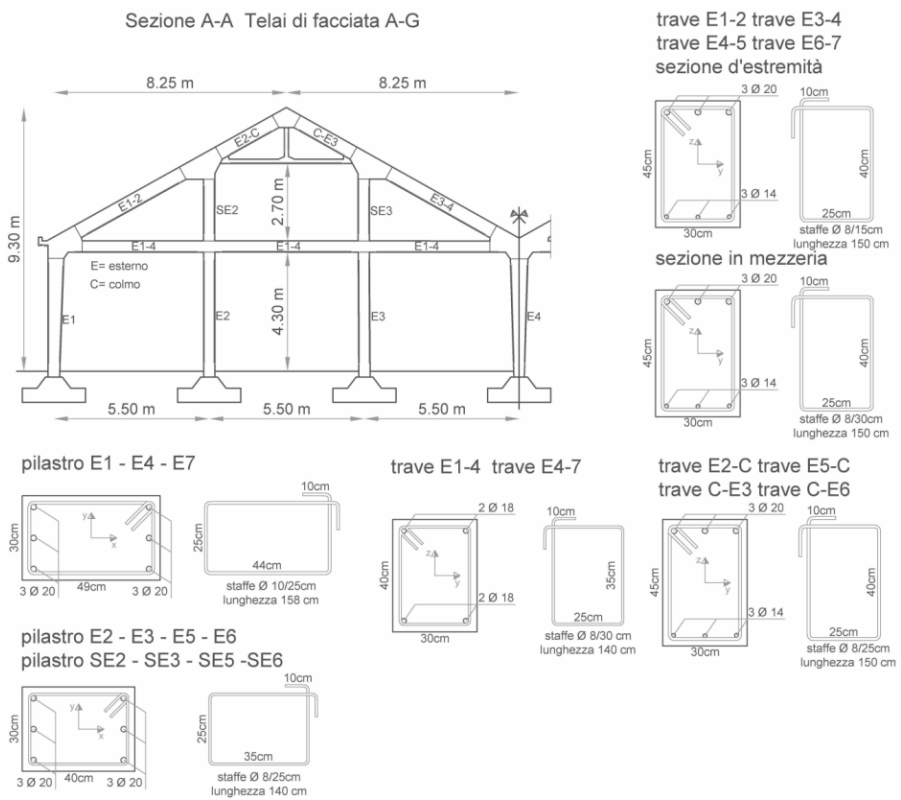


figura 1.145 – Dettaglio delle armature delle travi e dei pilastri dei telai esterni all'edificio in direzione X

1.5.9.1.2 Descrizione del modello numerico

Il modello FEM è stato realizzato mediante il software di calcolo Midas Gen [1.63] sulla base delle dimensioni ricavate dai rilievi geometrici svolti in sito.

Gli elementi utilizzati per la modellazione delle membrature sono elencati di seguito:

- trave (beam) a 2 nodi e 6 gradi di libertà per nodo per la modellazione dei pilastri, delle travi principali e secondarie di copertura e dei soppalchi;
- elementi asta (truss) a 2 nodi e 3 gradi di libertà per nodo per rappresentare la rigidità nel piano delle solette di copertura e dei soppalchi;
- rigidi (rigid link) per la rappresentazione dei nodi trave-colonna.

Il modello della struttura è tridimensionale in maniera tale da poter valutare gli effetti dell'iperstaticità nel suo complesso. Per tenere in considerazione l'effetto membranale della soletta di copertura e delle solette dei soppalchi sono stati inseriti degli elementi asta (truss) tra i nodi degli elementi trave (beam) che delimitano i campi rettangolari di soletta, come suggerito in [1.71].

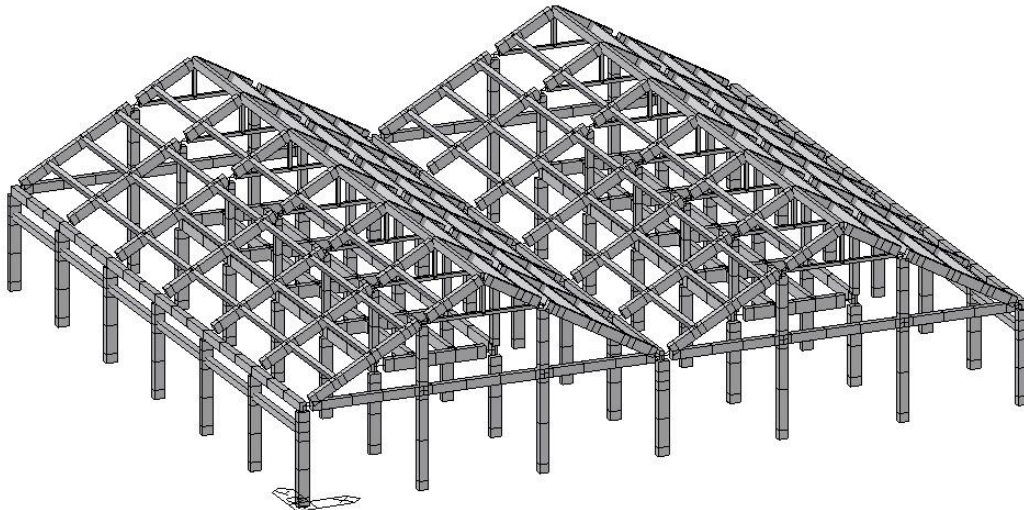


figura 1.146 – Modello FEM dell'edificio

Le condizioni di vincolo delle colonne sono equiparabili a quelle di un incastro alla base. Le masse strutturali, non strutturali e le masse dovute ai carichi accidentali sono state considerate come masse puntiformi ed applicate ad ogni singolo nodo degli elementi trave del telaio in calcestruzzo armato.

Gli effetti della non linearità per materiale sono stati considerati assegnando agli elementi trave (beam) delle cerniere plastiche tramite una modellazione a fibre della sezione [1.65][1.66], ovvero realizzando un modello a "plasticità diffusa".

I legami sforzi-deformazione adottati sono quello di Kent e Park per il calcestruzzo [1.67] (figura 1.148) e quello di Menegotto-Pinto [1.68] (figura 1.147) per le barre di armatura. Le caratteristiche geometriche e le armature delle sezioni di travi e pilastri sono state inserite nel programma di calcolo ad elementi finiti sulla base dei disegni riportati in figura 1.143, figura 1.144 e figura 1.145.

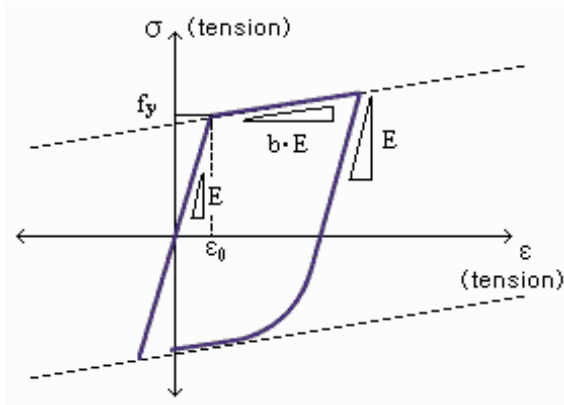


figura 1.147 – Legame costitutivo di Menegotto-Pinto

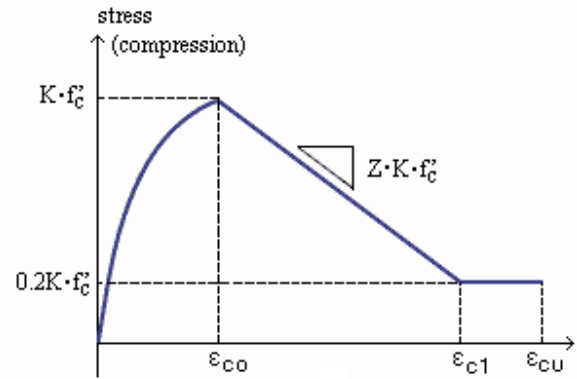


figura 1.148 – Legame costitutivo di Kent e Park

I parametri caratteristici dei legami non lineari adottati per definire le proprietà dell'acciaio e del calcestruzzo sono riportati in tabella 1.17, tabella 1.18 e tabella 1.19.

tabella 1.17 – Parametri del legame costitutivo di Menegotto-Pinto per le barre di armatura

Acciaio	f_y [MPa]	f_t [MPa]	E [MPa]	ϵ_0	ϵ_u	b
Fe B 22 k	215	335	210000	0.00102	0.10	0.00577

tabella 1.18 – Parametri del legame costitutivo di Kent e Park per il calcestruzzo confinato

Calcestruzzo Confinato	f_c [MPa]	K	ϵ_0	Z	ϵ_u	ϵ_1
C20 - 25	20.00	1.02	0.00204	114.54	0.00902	0.00514

tabella 1.19 – Parametri del legame costitutivo di Kent e Park per il calcestruzzo non confinato

Calcestruzzo Non confinato	f_c [MPa]	K	ϵ_0	Z	ϵ_u	ϵ_1
C20 - 25	20.00	1.00	0.00200	200.88	0.00598	0.00400

1.5.9.1.3 Valutazione della capacità

Per identificare le frequenze proprie di vibrazione della struttura sono considerati i carichi permanenti g e variabili q riportati in tabella 1.20, da cui considerando che l'80% dei carichi variabili sia efficace in caso di azione sismica, si sono determinate le masse di piano riportate nella stessa tabella.

tabella 1.20 – Carichi e masse ai piani

Livello i	Carico permanente g [kN]	Carichi variabili q [kN]	Massa di piano [ton]
0	5361.67	1090.83	657.75
1	4868.67	-	492.30

Dall'analisi delle frequenze naturali di vibrazione dell'edificio si identificano i modi principali nelle due direzioni; il primo modo è in direzione Y ed eccita il 92 % della massa sismica mentre il secondo è in direzione X ed eccita l'86 % della massa sismica. Le frequenze di vibrazione del telaio e le rispettive masse partecipanti sono riportate in tabella 1.21 e sono ottenute considerando un modulo elastico del calcestruzzo ridotto al 50% del suo valore nominale $E = 14400$ MPa per tener conto della fessurazione delle membrature. In figura 1.149 e figura 1.150 sono riportate le forme di vibrazione associate alle prime 2 frequenze.

tabella 1.21 – Modi di vibrare del telaio

Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa partecipante X [%]	Massa partecipante Y [%]
1	1.81	0.55	0	92.17
2	2.32	0.43	86.18	0
3	3.78	0.26	0	4.69
4	4.96	0.18	9.78	0

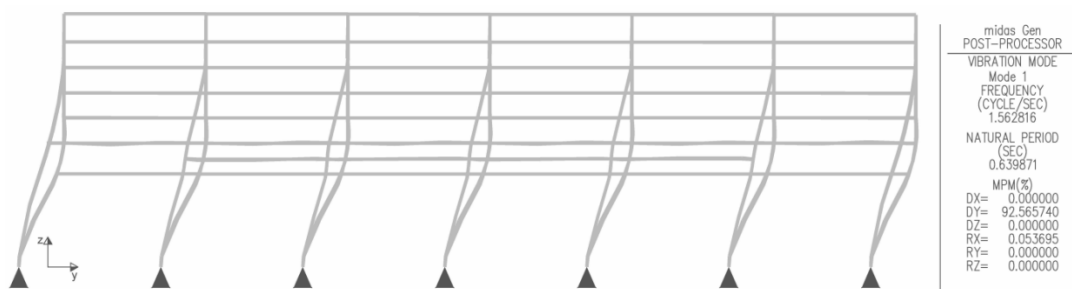


figura 1.149 – Deformazione associata al primo modo di vibrazione

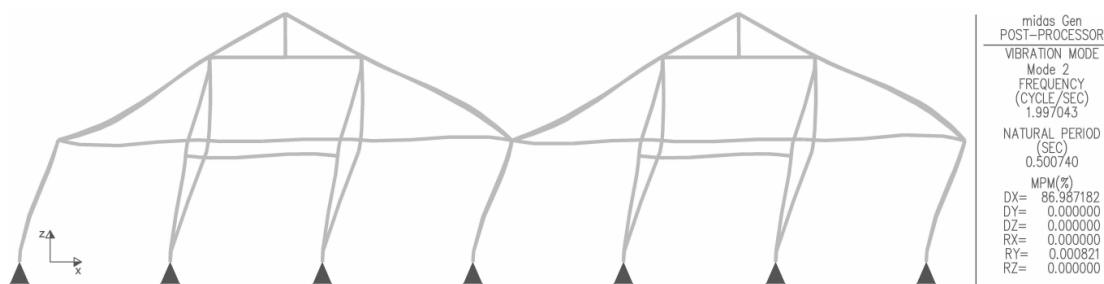


figura 1.150 – Deformazione associata al secondo modo di vibrazione

La capacità del telaio esistente è valutata mediante analisi statiche non lineari (pushover). Sono state applicate come per il precedente esempio due distribuzioni di carico laterale: una distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare (I) e una distribuzione proporzionale alle masse (II).

In figura 1.151 e figura 1.152 sono riportate le curve di capacità relative rispettivamente alla direzione X dei telai principali e alla direzione Y dei telai secondari. In figura 1.153 e figura 1.154 sono riportate le

deformate in corrispondenza del raggiungimento della rotazione ultima delle colonne per la distribuzione dei carichi laterali (II).

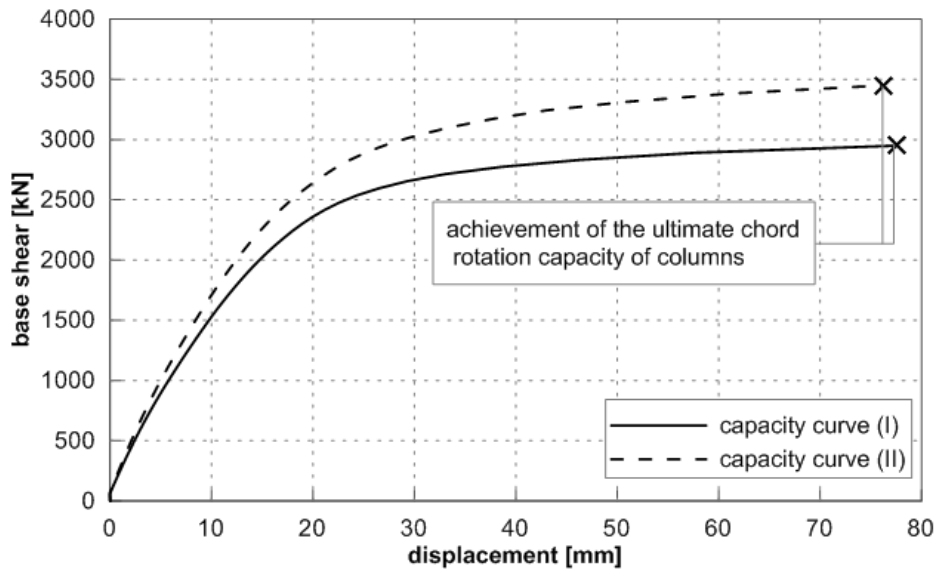


figura 1.151 – Curve di capacità in direzione X

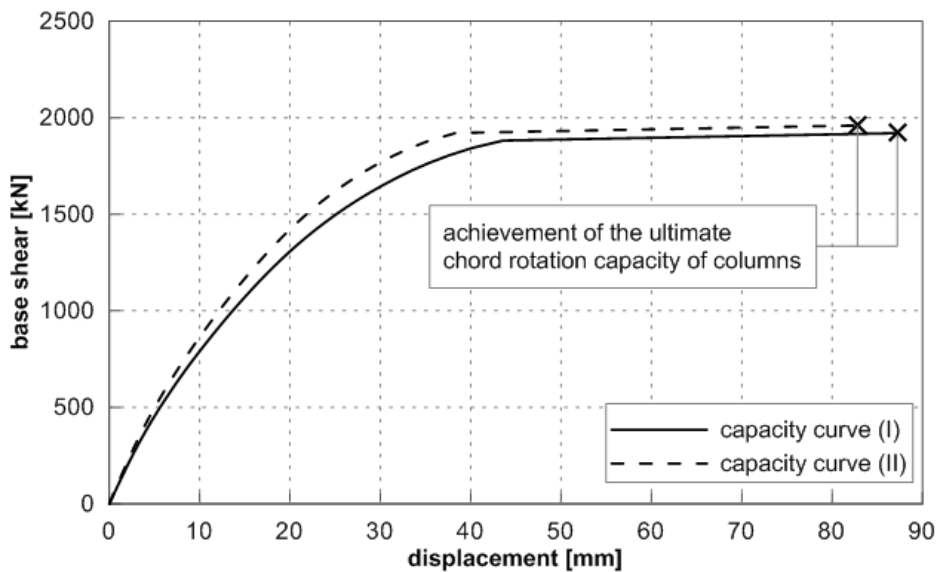


figura 1.152 – Curve di capacità in direzione Y

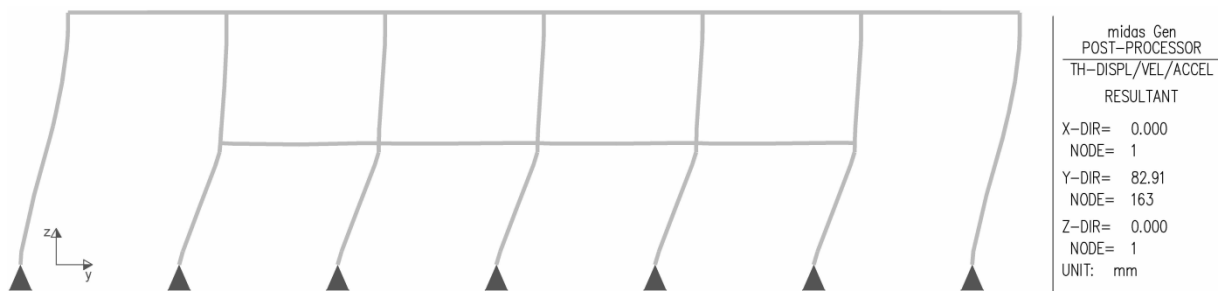


figura 1.153 – Deformata dei telai secondari in corrispondenza del raggiungimento della capacità di rotazione ultima delle colonne – distribuzione dei carichi (II)



figura 1.154 – Deformata dei telai principali in corrispondenza del raggiungimento della capacità di rotazione ultima delle colonne – distribuzione dei carichi (II)

Le curve di capacità sono state interrotte in corrispondenza del raggiungimento della rotazione ultima alla corda delle colonne. I valori di $\theta_{ij}^{f,C}$ e di $V_{ij}^{f,C}$ rispettivamente rotazione alla corda e resistenza a taglio delle colonne sono stati determinati assumendo una luce di taglio pari a metà altezza dei pilastri $L_V = h_i/2$ e sforzo normale agente dato dai soli carichi gravitazionali in combinazione sismica [1.34]. Per tener in considerazione la presenza di armature lisce è stato considerato un valore ridotto del 20 % della capacità di rotazione totale rispetto alla corda come suggerito nell'eurocodice 8 - parte 3 [1.28]. I valori degli sforzi normali, delle rotazioni ultime $\theta_{ij}^{f,C}$ e della resistenza a taglio $V_{ij}^{f,C}$ delle colonne determinati con le relazioni (1.9) e (1.18) e sono riassunti in tabella 1.22.

tabella 1.22 – Rotazione alla corda ultima e taglio resistente delle colonne

Livello <i>i</i>	Colonne	$N_{ij,g}^f$ [kN]	Direzione X		Direzione Y	
			$\theta_{ij}^{f,C}$ [rad]	$V_{ij}^{f,C}$ [kN]	$\theta_{ij}^{f,C}$ [rad]	$V_{ij}^{f,C}$ [kN]
0	E1-E7	78	0.024	84.90	0.025	98.96
	I1- I7	120	0.023	130.91	0.025	98.96
	I2 - I3 – I5 – I6	315	0.021	146.80	0.025	98.96
	I4	195	0.023	130.91	0.028	98.96
	E4	135	0.028	98.96	0.028	98.96
	E2 – E3 –E5 – E6	110	0.022	84.90	0.032	47.78
1	SI2 – SI3 – SI5 –SI6	116	0.026	50.47	0.026	42.49
	SE2 – SE3 –SE5 –SE6	80	0.021	87.06	0.024	52.37

Mediante la procedura descritta al §1.5.6 è stato possibile calcolare il massimo sisma compatibile con la tipologia di terreno “D”, per le curve di capacità dell’edificio esistente nelle due direzioni ortogonali.

La massima intensità sismica per la quale è ancora possibile determinare l’esistenza dello spostamento obiettivo per l’edificio esistente è quella di un terremoto di progetto avente accelerazione al suolo pari a $PGA[g]=S \cdot a_g=0.20$ g se si considera la direzione X (figura 1.155) e $PGA[g] =S \cdot a_g =0.13$ g se si considera la direzione Y (figura 1.156).

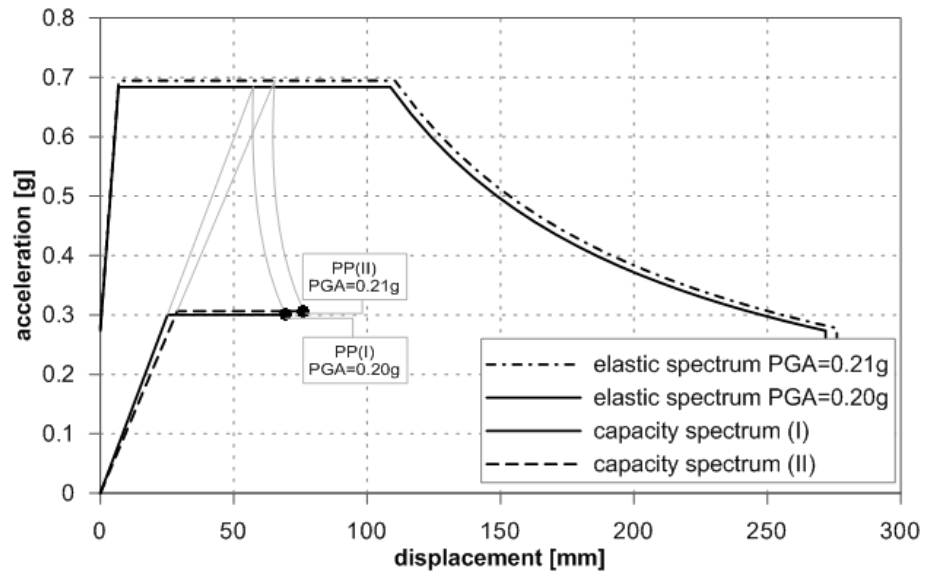


figura 1.155 – Massimo sisma compatibile in direzione X

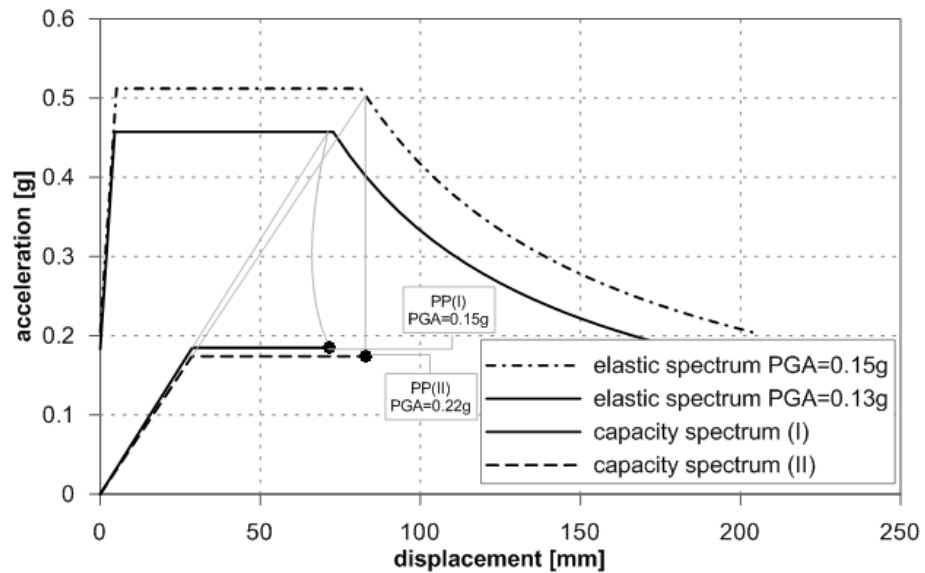


figura 1.156 – Massimo sisma compatibile in direzione Y

tabella 1.23 – Parametri derivanti dalle analisi pushover per il calcolo dei performance-point per le condizioni limite

<i>Dir</i>	<i>Forze Laterali</i>	<i>PGA [g]</i>	<i>T* [sec]</i>	<i>d_{et}* [mm]</i>	<i>K_e = K_e^f [kN/m]</i>	<i>p</i>	<i>q_{PO}^{eff}</i>	<i>d_{pt}* [mm]</i>	<i>μ_{PO}</i>	<i>d_{pt} [mm]</i>
X	Modale (I)	0.20	0.58	57.29	111072.82	0	2.28	69.43	2.76	73.36
X	Uniforme (II)	0.21	0.62	65.30	119683.99	0	2.27	76.26	2.65	76.26
Y	Modale (I)	0.14	0.79	71.17	60512.57	0	2.47	71.64	2.49	79.05
Y	Uniforme (II)	0.15	0.81	82.93	68343.77	0	2.89	82.93	2.89	82.93

1.5.9.2 Variazioni al metodo di progetto

Data la scarsa resistenza a flessione delle travi in cemento armato del telaio in esame, viene adottato uno schema di vincolo diverso per i links dei controventi eccentrici a Y: incastro in corrispondenza dell’attacco ai diagonaloni e cerniera in corrispondenza del collegamento alla trave in cemento armato, come riportato in figura 1.157.

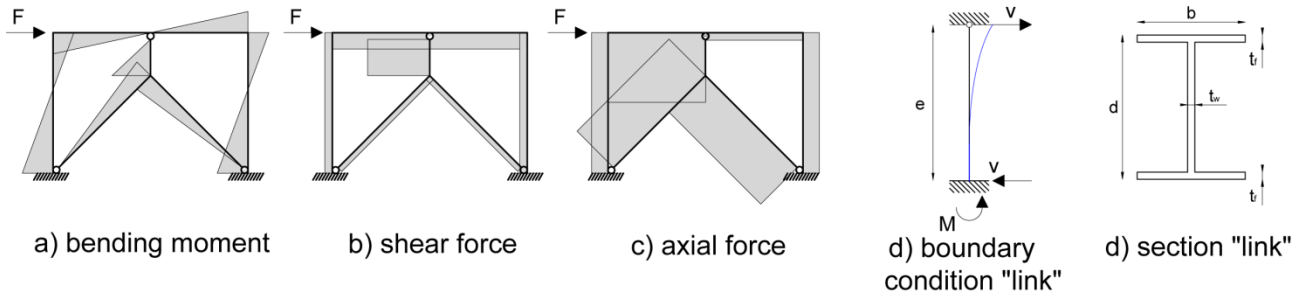


figura 1.157 – Sollecitazioni nei controventi a “Y” con schema di vincolo dei link rovesciato

Questa scelta comporta dei vantaggi e degli svantaggi. L’incastro in corrispondenza dei diagonaloni comporta l’introduzione di sollecitazione flettente negli stessi e pertanto questi dovranno essere verificati per instabilità flesso-torsionale (“svergolamento”) oltre che per l’instabilità per compressione semplice. La cerniera in corrispondenza dell’attacco alla trave in cemento armato invece comporta una notevole riduzione nella stessa del momento flettente, infatti l’azione flettente che rimane sarà quella data dal taglio agente sul link moltiplicata per l’offset r_{ij} tra il baricentro della trave e l’estremo superiore del link.

Inoltre questo nuovo schema di vincolo del controvento determina, rispetto la soluzione precedente e a parità di sezioni, una minore rigidità del controvento aggiunto dovuta al fatto che la rigidità flessionale dei due diagonaloni è sensibilmente inferiore rispetto a quella della trave in cemento armato.

Per poter effettuare il progetto dei controventi a Y con il nuovo schema di vincolo si devono sostituire nel problema di ottimo vincolato, i vincoli imposti con le relazioni (1.48), (1.49), (1.50) con i seguenti vincoli:

- Esito positivo della verifica di stabilità per aste in acciaio soggette a pressoflessione, secondo la relazione fornita dell’Eurocodice 3 [1.60]:

$$\frac{N_{Ed,ij}^d}{N_{y,Rd,ij}^d} + k_{yy,ij} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{M_{y,Rd,ij}^d} \leq 1 \quad (1.75)$$

$$\frac{N_{Ed,ij}^d}{N_{z,Rd,ij}^d} + k_{zy,ij} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{M_{y,Rd,ij}^d} \leq 1 \quad (1.76)$$

dove:

$N_{y,Rd,ij}$ e $N_{z,Rd,ij}$ sono le resistenze assiali di progetto nelle due direzioni in conformità con l’Eurocodice 3 [1.60];

$M_{y,Rd,ij}^d$ è il momento flettente resistente in conformità con con l'Eurocodice 3 [1.60];

$k_{yy,ij}$ e $k_{zy,ij}$ sono i coefficienti di interazione;

N_{ij}^d è la forza di compressione dovuta all'azione sismica;

$N_{Ed,ij}^d = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{ij} \cdot N_{ij}^d$ è lo sforzo normale sui diagonali secondo la relazione suggerita al §6.8.3 dell'Eurocodice 8;

$M_{y,Ed,ij}^d = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{ij} \cdot \frac{V_{ij}^l \cdot e_{ij}}{2}$ è il momento flettente agente sui diagonali $\left(\frac{V_{ij}^l \cdot e_{ij}}{2}\right)$, amplificato in maniera opportuna.

γ_{ov} è il coefficiente di sovra-resistenza dell'acciaio pari a 1.25;

$$\Omega_{ij} = 1.5 \left(\frac{V_{p,ij}^l}{V_{ij}^l} \right) = 1.5$$

- sollecitazione flettente agente nelle travi del telaio in cemento armato, in corrispondenza della sezione di intersezione col link, inferiore al limite dato dalle seguenti relazioni:

$$M_{Ed,ij}^{f+} = M_{G,ij}^f + \frac{[1.1 \gamma_{ov} \Omega_{ij} V_{ij}^l \cdot r_{ij}]}{2} \leq M_{Rd,ij}^{f+} \quad (1.77)$$

$$M_{Ed,ij}^{f-} = M_{G,ij}^f - \frac{[1.1 \gamma_{ov} \Omega_{ij} V_{ij}^l \cdot r_{ij}]}{2} \geq M_{Rd,ij}^{f-} \quad (1.78)$$

dove:

$M_{Rd,ij}^{f+}$, $M_{Rd,ij}^{f-}$ sono i momenti resistenti di progetto della sezione in conformità con l'Eurocodice 2 [1.61] ed $M_{G,ij}^f$ è il momento agente dovuto ad azioni di tipo non sismico.

1.5.9.3 Progetto dell'adeguamento sismico

Il telaio è situato a Pontevigodarzere, frazione del comune di Padova. Il sito, caratterizzato da intensità sismica modesta ($PGA = 0.15 g$), è compatibile con la capacità del telaio appena determinata, e pertanto l'intervento di adeguamento non sarebbe necessario.

Per poter studiare l'efficacia dell'adeguamento studiato si è pensato di collocare la costruzione in un sito caratterizzato da elevata intensità sismica. Si ipotizza pertanto di richiedere all'edificio la resistenza ad un sisma con picco di accelerazione al suolo pari a $PGA[g] = S \cdot a_g = 1.35 \cdot 0.30 g = 0.40 g$. Lo spettro elastico di progetto è definito in accordo con l'Eurocodice 8 [1.35] e presenta le seguenti caratteristiche: tipo di terreno D, $S = 1.35$, $T_B = 0.2s$, $T_C = 0.8 s$, $T_D = 2.0s$, $a_g = 0.3g$.

Il progetto dell'adeguamento è stato effettuato con i fattori di struttura $q^d = 2, 3 e 4$. In figura 1.158 è riportato lo spettro elastico e gli spettri di progetto.

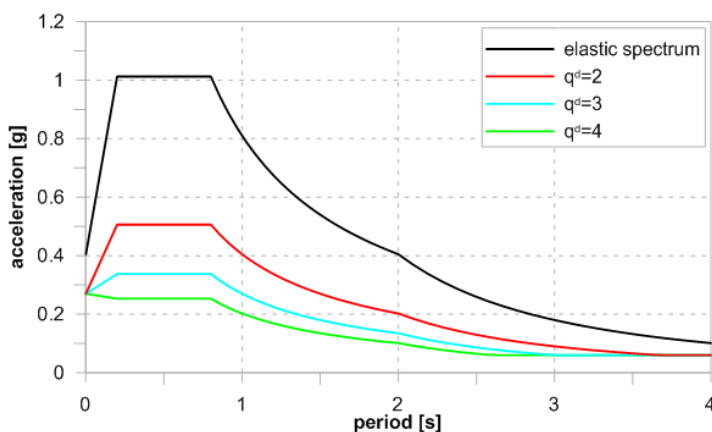


figura 1.158 – Spettro elastico e spettri di progetto

1.5.9.3.1 Descrizione dell'intervento

L'intervento di adeguamento dell'edificio in esame riguarda la parte centrale dei due corpi che costituiscono il fabbricato, più precisamente le zone dei soppalchi delimitate rispettivamente dai pilastri B2-B3-F2-F3 e B5-B6-F5-F6 (figura 1.159). Per rendere più efficace l'adeguamento sismico dell'edificio con i controventi eccentrici sono stati inseriti nel piano del soppalco degli ulteriori elementi di controvento concentrico a X che, durante l'evento sismico, assolvono la funzione di trasferire ai controventi eccentrici posti al piano terra il carico sismico della copertura (figura 1.160).

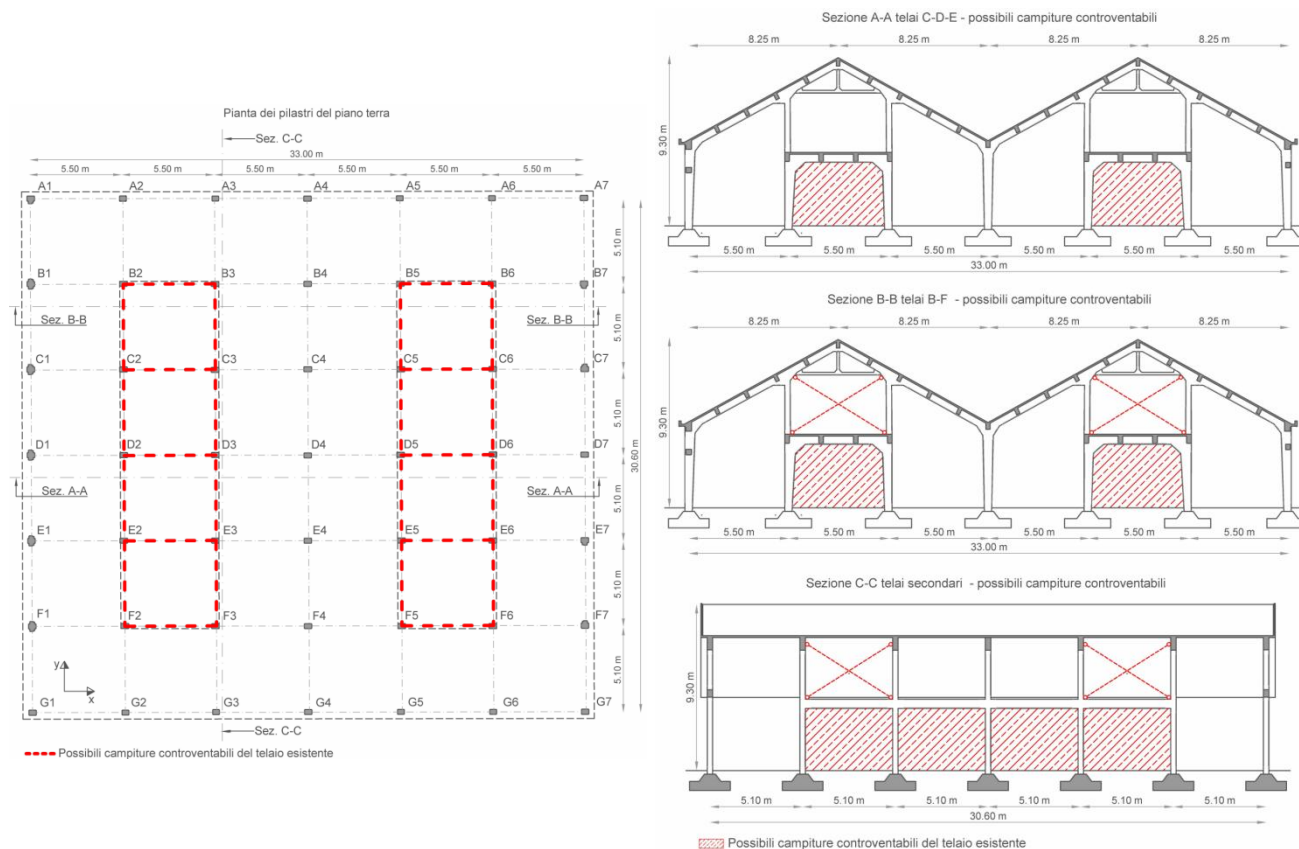


figura 1.159 – Possibili campiture con controventi

La scelta di intervenire nella zona del soppalco è di compromesso tra le esigenze architettoniche e strutturali. Da un punto di vista architettonico, l’inserimento dei nuovi elementi di controvento nel piano del soppalco e al piano terra permette di mantenere inalterata la superficie a disposizione per i futuri impieghi del fabbricato. Da un punto di vista strutturale, la soluzione con i controventi concentrici nel soppalco garantisce una adeguata rigidezza che è un requisito fondamentale per preservare la struttura esistente.

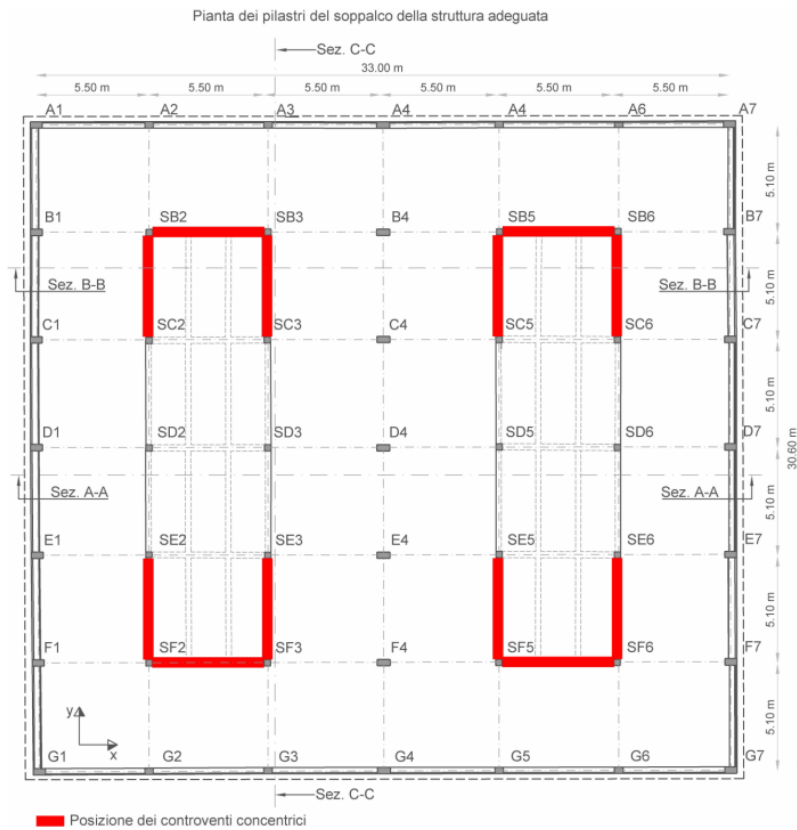


figura 1.160 – Posizione controventi a X nel soppalco

1.5.9.3.2 Progetto con $q^d=2$

Si riportano in tabella 1.24 e

tabella 1.25 le iterazioni effettuate per il progetto dei controventi in direzione X e direzione Y rispettivamente.

tabella 1.24 – Risultati del dimensionamento nelle diverse iterazioni – direzione X

k	i	j	links					diagonals	f_i^k [kN]	$\ \delta^k\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2,3,4,5	7.5	350	17	300	700	HEB 300	3387	-
2	1	1,2,3,4,5	8	345	16	290	700	HEB 300	3542	4.58
3	1	1,2,3,4,5	8	345	16	290	700	HEB 300	3539	0.08

tabella 1.25 – Risultati del dimensionamento nelle diverse iterazioni – direzione Y

k	i	j	links					diagonals	f_t^k [kN]	$\ \delta^k\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2,3,4,5,6	8	370	17	300	750	HEB 300	4606	-
2	1	1,2,3,4,5,6	8	370	17	300	750	HEB 300	4560	0.99

In figura 1.161 è riportata la posizione dei controventi eccentrici introdotti con il progetto effettuato per $q^d = 2$.

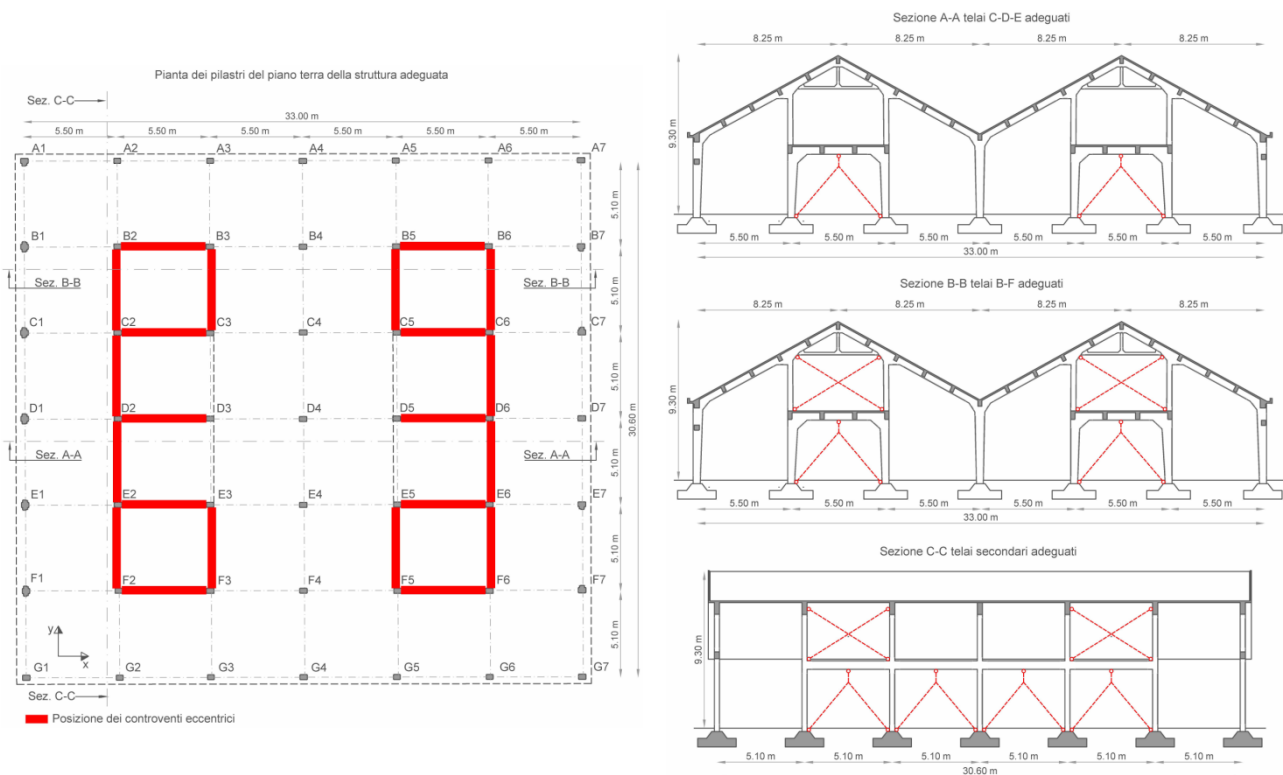


figura 1.161 – Controventi eccentrici introdotti con $q^d=2$

Nella tabella 1.26,

tabella 1.27 e tabella 1.28 è riportato il rispetto dei vincoli previsti nel metodo di dimensionamento proposto.

tabella 1.26 – Sollecitazioni sui links e sulle travi all'ultima iterazione

Dir	i	j	V_{ij}^l [kN]	$V_{p,ij}^l$ [kN]	$M_{Ed,ij}^+$ [kN m]	$M_{Rd,ij}^+$ [kN m]	$M_{Ed,ij}^-$ [kN m]	$M_{Rd,ij}^-$ [kN m]
X	1	1,5	353.90	357.10	144.36	148.62	-56.36	-60.55
		2,3,4	353.90	357.10	191.56	227.91	-32.12	-60.54
Y	1	1,2,3,4,5,6	380.00	383.15	117.97	160.29	-77.97	-120.52

tabella 1.27 – Sollecitazioni sui diagonali all'ultima iterazione

Dir	i	j	$N_{Ed,ij}^d$ [kN]	$N_{Rk,ij}^d$ [kN]	$M_{y,Ed,ij}^d$ [kN m]	$M_{y,Rk,ij}^d$ [kN m]	$\frac{N_{Ed,ij}^d}{\chi_y \cdot N_{Rk,ij}^d} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk,ij}^d}$	
							γ_{M1}	γ_{M1}
X	1	1,2,3,4,5	576.59	2627.72	123.97	378.93	0.47	0.61
Y	1	1,2,3,4,5,6	617.27	2627.72	142.50	378.93	0.52	0.68

tabella 1.28 – Limite di lunghezza dei links

Dir	i	j	e_{ij} [mm]	$e_{s,ij}$ [mm]
X	1	1,2,3,4,5	700	800
Y	1	1,2,3,4,5,6	750	880

1.5.9.3.3 Progetto con $q^d=3$

Si riportano in tabella 1.29 e tabella 1.30 le iterazioni effettuate per il progetto dei controventi in direzione X e direzione Y rispettivamente.

tabella 1.29 – Risultati del dimensionamento nelle diverse iterazioni – direzione X

k	i	j	links					diagonals	f_i^k [kN]	$\ \delta^k\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2,3,4,5	7	270	16	270	700	HEB 300	2430	-
2	1	1,2,3,4,5	7	260	13	240	500	HEB 240	2350	3.29
3	1	1,2,3,4,5	7	250	12	220	500	HEB 240	2270	3.40
4	1	1,2,3,4,5	7	250	12	220	500	HEB 240	2250	0.88

tabella 1.30 – Risultati del dimensionamento nelle diverse iterazioni – direzione Y

k	i	j	links					diagonals	f_i^k [kN]	$\ \delta^k\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2,3,4	8	350	17	300	700	HEB 300	2896	-
2	1	1,2,3,4	8	350	17	300	700	HEB 300	2888	0.28

In figura 1.162 è riportata la posizione dei controventi eccentrici introdotti con il progetto effettuato per $q^d = 3$.

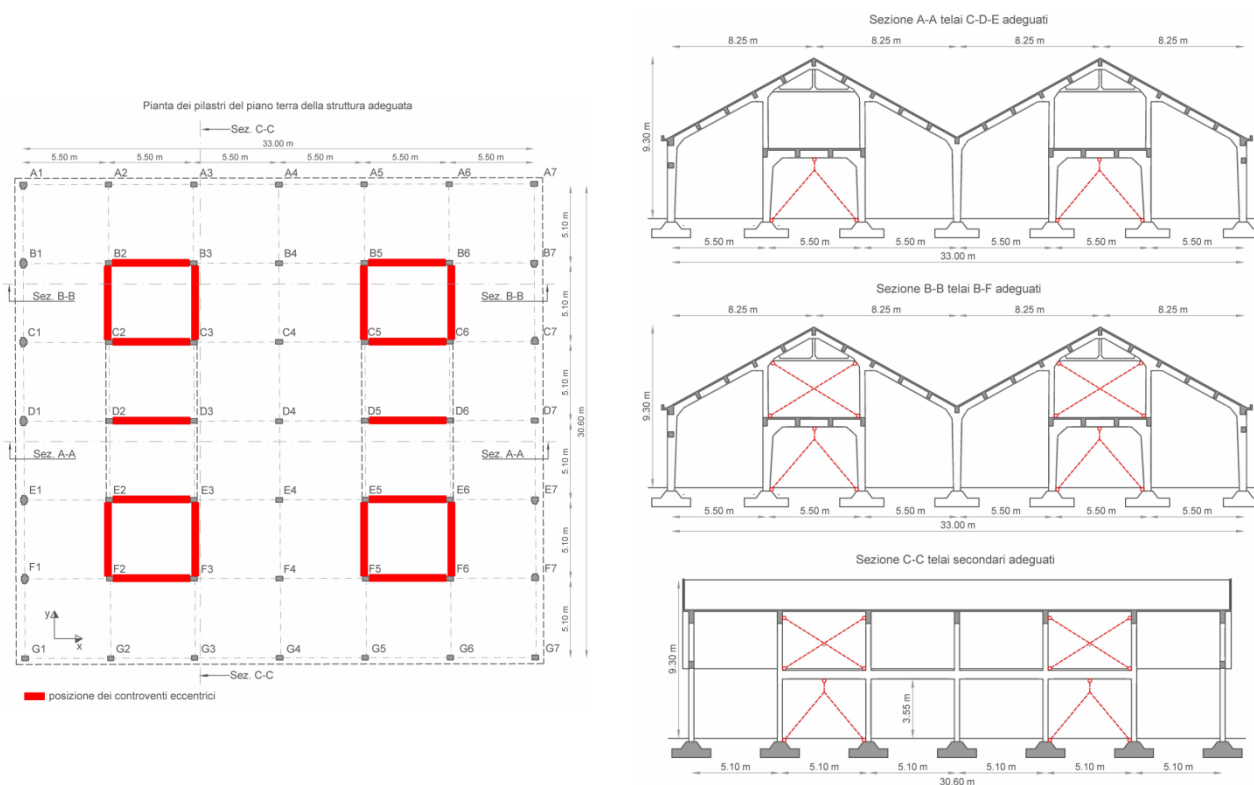


figura 1.162 – Controventi eccentrici introdotti con $q^d=3$

Nella tabella 1.31, tabella 1.32 e tabella 1.33 è riportato il rispetto dei vincoli previsti nel metodo di dimensionamento proposto.

tabella 1.31 – Sollecitazioni sui links e sulle travi all'ultima iterazione

Dir	i	j	V_{ij}^l [kN]	$V_{p,ij}^l$ [kN]	$M_{Ed,ij}^+$ [kN m]	$M_{Rd,ij}^+$ [kN m]	$M_{Ed,ij}^-$ [kN m]	$M_{Rd,ij}^-$ [kN m]
X	1	1,5	225.00	226.04	107.81	148.62	-19.81	-60.55
		2,3,4	225.00	226.04	155.01	227.91	27.39	-60.54
Y	1	1,2,3,4	361.00	361.44	113.07	160.29	-73.07	-120.52

tabella 1.32 – Sollecitazioni sui diagonali all'ultima iterazione

Dir	i	j	$N_{Ed,ij}^d$ [kN]	$N_{Rk,ij}^d$ [kN]	$M_{y,Ed,ij}^d$ [kN m]	$M_{y,Rk,ij}^d$ [kN m]	$\frac{N_{Ed,ij}^d}{\chi_y \cdot N_{Rk,ij}^d} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk,ij}^d}$ γ_{M1}	$\frac{N_{Ed,ij}^d}{\chi_z \cdot N_{Rk,ij}^d} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk,ij}^d}$ γ_{M1}
X	1	1,2,3,4,5	363.44	1658.10	56.25	213.32	0.43	0.52
Y	1	1,2,3,4	436.05	2627.72	126.35	378.93	0.48	0.62

tabella 1.33 – Limite di lunghezza dei links

<i>Dir</i>	<i>i</i>	<i>j</i>	e_{ij} [mm]	$e_{s,ij}$ [mm]
X	1	1,2,3,4,5	500	520
Y	1	1,2,3,4	700	880

1.5.9.3.4 Progetto con $q^d=4$

Si riportano in tabella 1.34 e tabella 1.35 le iterazioni effettuate per il progetto dei controventi in direzione X e direzione Y rispettivamente.

tabella 1.34 – Risultati del dimensionamento nelle diverse iterazioni – direzione X

<i>k</i>	<i>i</i>	<i>j</i>	links					diagonals	f_i^k [kN]	$\ \delta^k\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2,4,5	6	255	12	200	500	HEB 240	1565	-
2	1	1,2,4,5	6	255	12	200	500	HEB 240	1580	0.97

tabella 1.35 – Risultati del dimensionamento nelle diverse iterazioni – direzione Y

<i>k</i>	<i>i</i>	<i>j</i>	Links					diagonals	f_i^k [kN]	$\ \delta^k\ _\infty$
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section		
1	1	1,2,3,4	7	300	14	250	600	HEB 260	2164	-
2	1	1,2,3,4	7	290	14	250	600	HEB 260	2096	3.14
3	1	1,2,3,4	7	290	14	250	600	HEB 260	2091	0.23

Nella tabella 1.36, tabella 1.37 e tabella 1.38 è riportato il rispetto dei vincoli previsti nel metodo di dimensionamento proposto.

tabella 1.36 – Sollecitazioni sui links e sulle travi all'ultima iterazione

<i>Dir</i>	<i>i</i>	<i>j</i>	V_{ij}^l [kN]	$V_{p,ij}^l$ [kN]	$M_{Ed,ij}^+$ [kN m]	$M_{Rd,ij}^+$ [kN m]	$M_{Ed,ij}^-$ [kN m]	$M_{Rd,ij}^-$ [kN m]
X	1	1,5	197.50	197.82	100.01	148.62	-12.01	-60.55
		2,4	197.50	197.82	147.21	227.91	35.19	-60.54
Y	1	1,2,3,4	261.40	262.13	87.39	160.29	-47.39	-120.52

tabella 1.37 – Sollecitazioni sui diagonali all'ultima iterazione

Dir	i	j	$N_{Ed,ij}^d$ [kN]	$N_{Rk,ij}^d$ [kN]	$M_{y,Ed,ij}^d$ [kN m]	$M_{y,Rk,ij}^d$ [kN m]	$\frac{N_{Ed,ij}^d}{\chi_y \cdot N_{Rk,ij}^d} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk,ij}^d}$ γ_{M1}	$\frac{N_{Ed,ij}^d}{\chi_z \cdot N_{Rk,ij}^d} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed,ij}^d}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk,ij}^d}$ γ_{M1}
X	1	1,2,4,5	390.49	1658.10	49.38	213.32	0.38	0.46
Y	1	1,2,3,4	428.08	1940.31	78.60	259.42	0.46	0.58

tabella 1.38 – Limite di lunghezza dei links

Dir	i	j	e_{ij} [mm]	$e_{s,ij}$ [mm]
X	1	1,2,4,5	500	550
Y	1	1,2,3,4	600	690

In figura 1.163 è riportata la posizione dei controventi eccentrici introdotti con il progetto effettuato per $q^d = 4$.

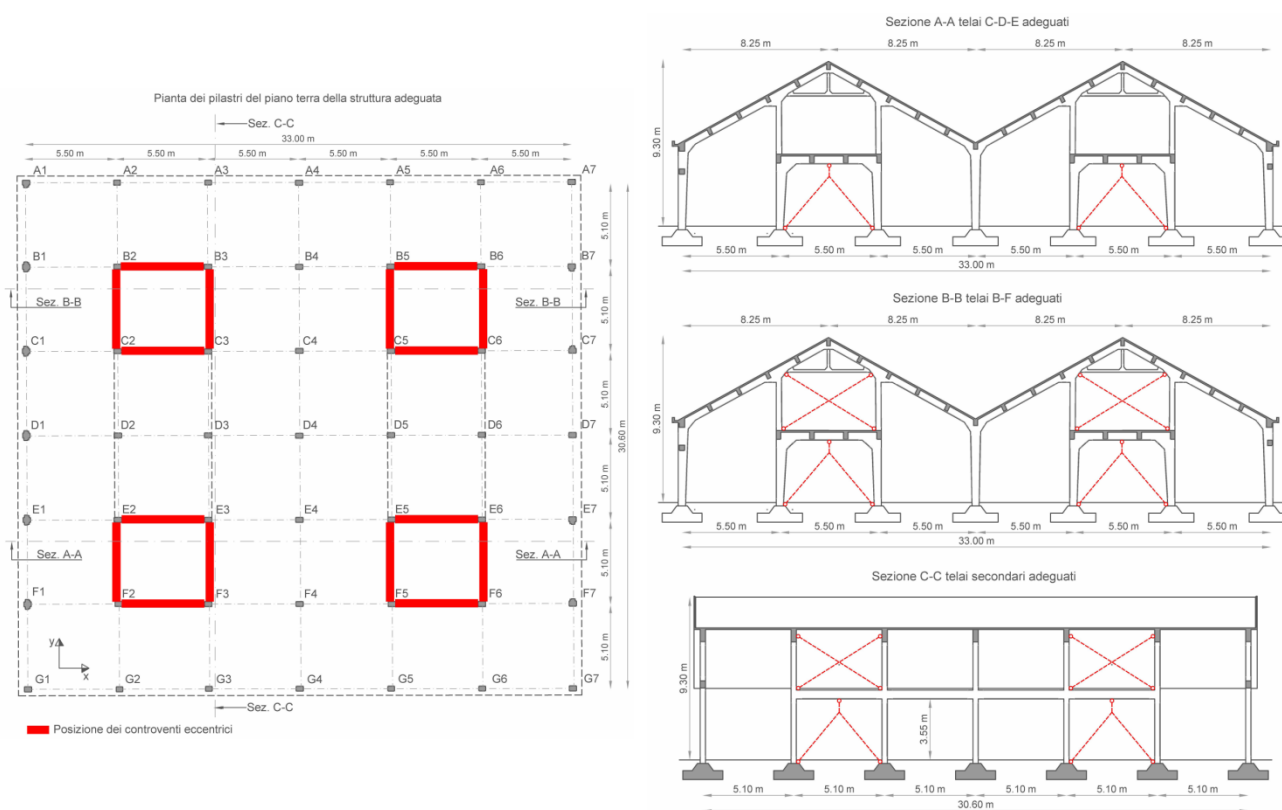


figura 1.163 – Controventi eccentrici introdotti con $q^d=4$

1.5.9.3.5 Riepilogo

Analizzando i dati riportati nella tabella 1.39 si può dire che l'introduzione dei controventi nella struttura esistente comporta una consistente diminuzione del periodo di vibrazione strutturale a fronte di un irrilevante aumento di massa. Il valore della forza introdotta dall'azione sismica però non cambia poiché la

frequenza di vibrazione del telaio esistente rimane comunque compresa tra quelle del plateau dello spettro di risposta di progetto. Quindi, si può dire che l'intervento di adeguamento comporta un aumento di rigidità della struttura ma non un aumento delle forze in input introdotte dal sisma di progetto.

tabella 1.39 – Frequenze di vibrazione per l'edificio post-adequamento

Modo	Periodo [s]				Massa partecipante X [%]				Massa partecipante Y [%]			
	$q^d=2$	$q^d=3$	$q^d=4$	telaio esistente	$q^d=2$	$q^d=3$	$q^d=4$	telaio esistente	$q^d=2$	$q^d=3$	$q^d=4$	telaio esistente
1	0.27	0.28	0.30	0.55	88.18	89.07	90.67	0.00	0.00	0.00	0.00	92.17
2	0.24	0.27	0.29	0.43	0.00	0.00	0.00	86.18	94.92	95.83	96.34	0.00

Dall'esame della tabella 1.40 si nota che al decrescere del fattore di struttura q^d adottato, ovvero all'aumentare della forza di progetto, cresce anche il numero e la dimensione dei controventi introdotti.

Dalla tabella si evince che in direzione X le caratteristiche geometriche dei links sono sempre inferiori rispetto a quelle dei links in direzione Y. In direzione X, infatti, la rigidità e resistenza del telaio esistente è maggiore. Per questo motivo i link in direzione X sono dimensionati per forze minori e di conseguenza hanno sezioni minori. In direzione Y, invece, la rigidità e resistenza del telaio esistente è minore e pertanto sono richieste sezioni più importanti.

tabella 1.40 – Risultati del dimensionamento effettuati al variare di q^d

Dir	q^d	i	j	links					diagonals
				t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	section
X	2	1	1,2,3,4,5	8	345	16	290	700	HEB 300
	3	1	1,2,3,4,5	7	250	12	220	500	HEB 240
	4	1	1,2,4,5	6	255	12	200	500	HEB 240
Y	2	1	1,2,3,4,5,6	8	370	17	300	750	HEB 300
	3	1	1,2,3,4	8	350	17	300	700	HEB 300
	4	1	1,2,3,4	7	290	14	250	600	HEB 260

1.5.9.4 Analisi statiche non lineari

Per valutare l'efficacia dell'adequamento sismico dimensionato con i diversi fattori di struttura si procede alla definizione delle curve di capacità del telaio adeguato, come fatto per il telaio esistente privo di adeguamento al §1.5.9.1.

Le curve pushover sono determinate mediante analisi statiche non lineari, utilizzando le due diverse distribuzioni dei carichi laterali prescritte, ovvero quella proporzionale alla deformata data dal primo modo di vibrare (I) e quella proporzionale alle masse (II).

Per le analisi statiche non lineari è stato adottato il modello ad elementi finiti precedentemente realizzato per valutare la capacità del telaio esistente, con l'aggiunta dei nuovi elementi di controvento in acciaio. Il telaio in calcestruzzo è ancora modellato con un approccio a fibre [1.65][1.66], utilizzando il modello di Kent e Park [1.67] per il calcestruzzo e quello di Menegotto-Pinto [1.68] per le barre di armatura. Le travi diagonali del controvento sono modellate come beam elastici mentre i links sono rappresentati mediante beam con cerniere plastiche a taglio, concentrate e bilineari, in accordo con quanto riportato al §1.5.1.

1.5.9.4.1 Curve di capacità

Le curve ricavate dalle analisi pushover sono riportate a confronto con la curva di capacità del telaio esistente in figura 1.164, figura 1.165, figura 1.166 e figura 1.167. Le curve sono state interrotte in corrispondenza del limite di rotazione massima dei links, che si verifica prematuramente rispetto al raggiungimento della rotazione ultima alla corda di colonne e travi.

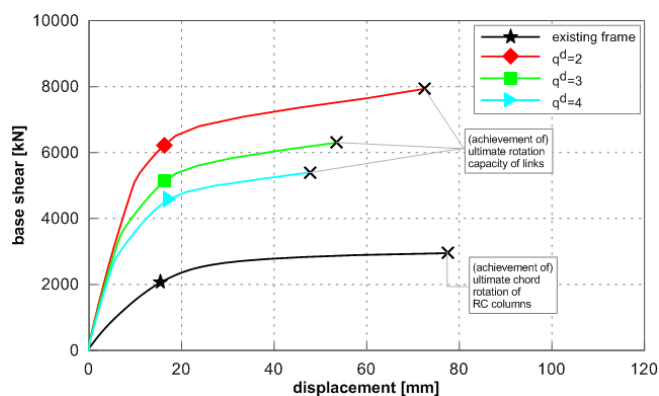


figura 1.164 – Direzione X – distribuzione (I)

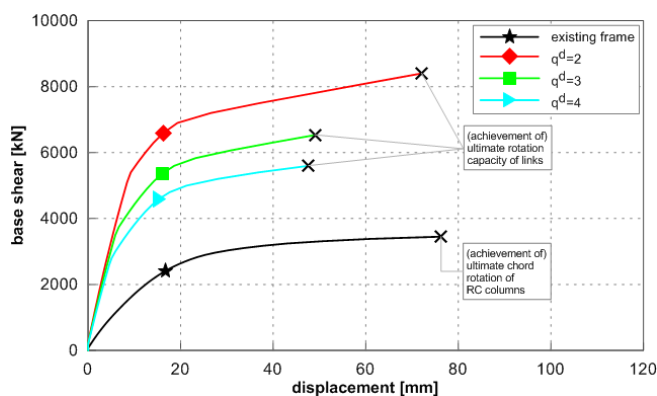


figura 1.165 – Direzione X – distribuzione (II)

Le curve sono approssimativamente delle tri-lineari dal momento che si possono identificare tre segmenti di retta a pendenza costante. Il primo segmento di retta è contraddistinto da una pendenza elevata poiché identifica la fase in cui la risposta del telaio e dei controventi è elastica. Il secondo segmento di retta è caratterizzato da una pendenza intermedia dal momento che rappresenta la fase nella quale i link sono plasticizzati mentre il telaio è ancora in fase elastica. Infine, il terzo ed ultimo segmento di retta presenta la pendenza minore in virtù del fatto che sia il telaio in cemento armato sia i controventi sono in campo plastico.

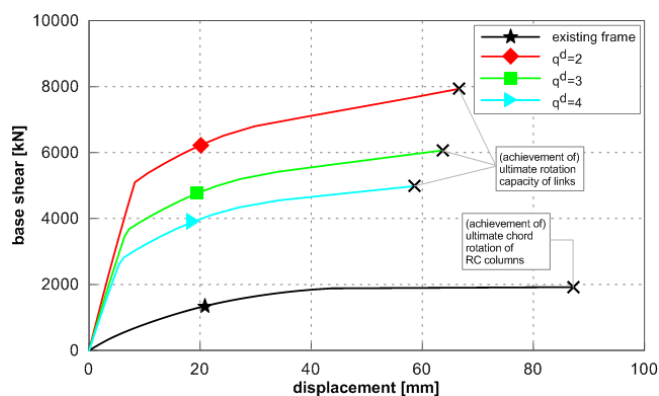


figura 1.166 – Direzione Y – distribuzione (I)

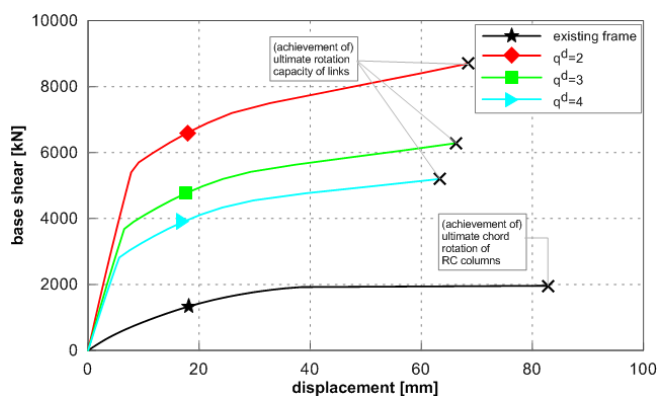


figura 1.167 – Direzione Y – distribuzione (II)

Esaminando i grafici delle curve pushover del telaio adeguato si può notare come per entrambe le distribuzioni laterali dei carichi (I) e (II) e per entrambe le direzioni considerate sia possibile individuare un primo netto cambio di pendenza coincidente con la forza di plasticizzazione per taglio dei link utilizzata nel dimensionamento. Questo accade per effetto della plasticizzazione pressoché contemporanea di tutti i fusibili strutturali, imposta dall'applicazione del procedimento di dimensionamento adottato.

Analizzando le curve ottenute applicando le distribuzioni di forze (I) e (II) in direzione X, ovvero la direzione dei telai principali, si nota come la rotazione ultima dei link nell'adeguamento effettuato con $q^d=2$ sia raggiunta in corrispondenza di spostamenti del telaio maggiori rispetto a quelli ottenuti negli adeguamenti effettuati con fattori di struttura $q^d=3$ e $q^d=4$.

Questo accade poiché per $q^d=2$ si è raggiunto il numero massimo di campiture con controventi e quindi per incrementare la resistenza si devono aumentare le sezioni e le altezze dei links introdotti; di conseguenza viene incrementato anche lo spostamento necessario per raggiungere la rotazione ultima dei links stessi.

In direzione Y invece, potendo variare il numero delle campiture con controventi in relazione al fattore di struttura adottato nel dimensionamento, si ottengono dei links che comportano dei valori di spostamento ultimo molto ravvicinati tra loro.

Infine, risulta evidente dall'analisi delle curve pushover che l'intervento di adeguamento risulta essere più efficace in direzione Y dal momento che in questa direzione la rigidità complessiva dei telai è inferiore rispetto a quella dei telai in direzione X.

1.5.9.4.2 Bilinearizzazione e calcolo dello spostamento obiettivo

Una volta determinate le curve di capacità per i vari dimensionamenti effettuati si procede alla determinazione degli spostamenti obiettivo mediante la procedura descritta al §1.5.6. Per i telai adeguati si considera $p \neq 0$ poiché le curve ricavate presentano incrudimento dovuto alla plasticizzazione anticipata dei links rispetto al telaio in cemento armato esistente. Quindi, in sostituzione alla bi-linearizzazione elastica perfettamente plastica si adotta la bi-linearizzazione con incrudimento. Le bilinearizzazioni adottate sono riportate in figura 1.168, figura 1.169, figura 1.170 e figura 1.171.

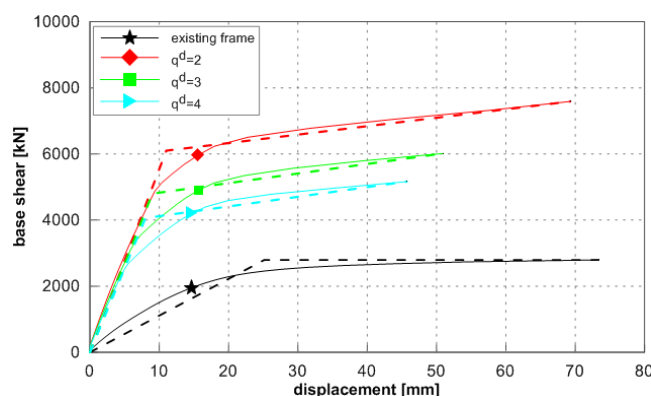


figura 1.168 – Direzione X – distribuzione (I)

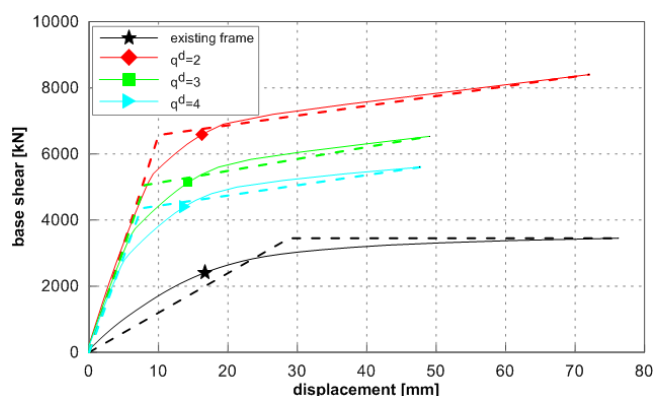


figura 1.169 – Direzione X – distribuzione (II)

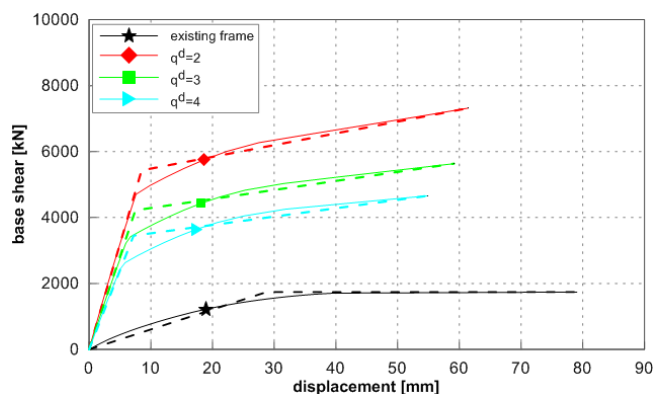


figura 1.170 – Direzione Y – distribuzione (I)

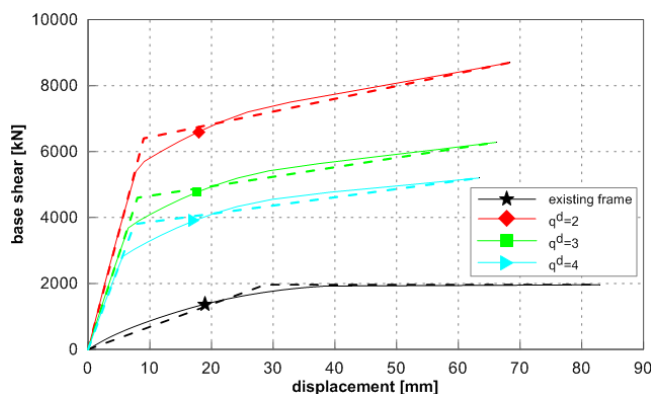


figura 1.171 – Direzione Y – distribuzione (II)

Dai grafici appena riportati si può notare che la forza di primo snervamento determinata con la bilinearizzazione è maggiore rispetto a quella in cui avviene il primo cambio di pendenza nella curva pushover reale. Pertanto ci si aspetta che i fattori di struttura effettivi siano minori di quelli di progetto.

Mediante la procedura per il calcolo dei performance-points riportata al §1.5.6 si calcolano i fattori di struttura effettivi q_{PO}^{eff} , i rapporti di duttilità μ_{po} e gli spostamenti obiettivo d_{pt} .

tabella 1.41 – Calcolo del performance-point

Dir	q^d	PO	T^*	d_{et}^*	K_e	K_p	p	q_{PO}^{eff}	d_{pt}^*	μ_{po}	d_{pt}
			[sec]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]					
X	2	(I)	0.26	17.66	554545.45	25521.45	0.046	1.61	19.52	1.77	20.41
		(II)	0.26	17.34	657200.00	29474.00	0.045	1.73	19.82	1.98	19.82
	3	(I)	0.27	18.46	533333.33	28957.07	0.054	2.05	22.85	2.54	23.92
		(II)	0.27	18.03	632000.00	35978.90	0.057	2.25	23.47	2.93	23.47
	4	(I)	0.28	19.72	507500.00	29271.43	0.058	2.47	27.01	3.38	28.25
		(II)	0.28	19.63	580666.67	30982.80	0.053	2.62	27.94	3.73	27.94
Y	2	(I)	0.25	15.70	638823.53	35652.70	0.056	1.85	18.42	2.17	19.97
		(II)	0.25	16.03	711111.11	38732.88	0.054	1.78	18.49	2.05	18.49
	3	(I)	0.27	18.06	562666.67	27381.96	0.049	2.41	24.54	3.27	26.43
		(II)	0.28	19.82	575000.00	28922.33	0.050	2.48	27.37	3.42	27.37
	4	(I)	0.29	21.42	479166.67	25355.25	0.053	2.98	33.03	4.59	35.34
		(II)	0.30	22.49	506666.67	25059.61	0.049	3.00	34.99	4.66	34.99

Dall’analisi dei risultati si evince che al diminuire del fattore di struttura di progetto diminuiscono gli spostamenti obiettivo calcolati poiché la rigidità elastica della struttura cresce al decrescere di q^d . I valori del periodo di vibrazione T^* crescono con il crescere del q^d di progetto e sono in buon accordo con i valori calcolati in fase di progetto dell’adeguamento sismico, riportati in tabella 1.39. Confrontando le rigidità elastiche del ramo iniziale della bilineare per le due direzioni dell’edificio, si può notare che l’adeguamento progettato per la direzione Y è più rigido rispetto a quello progettato per la direzione X. Considerando i valori assunti dal fattore di struttura effettivo si nota uno scostamento con i valori del fattore di struttura di progetto. Questo accade poiché con la bilinearizzazione adottata il punto di snervamento calcolato non coincide con il punto in cui avviene il primo cambio di pendenza della curva push over, ma corrisponde a

valori di taglio più elevati. In figura 1.172, figura 1.173, figura 1.174 e figura 1.175 sono rappresentate le bilineari con incrudimento assieme ai performance-point calcolati in precedenza per le due distribuzioni di carico e per entrambe le direzioni dell’edificio.

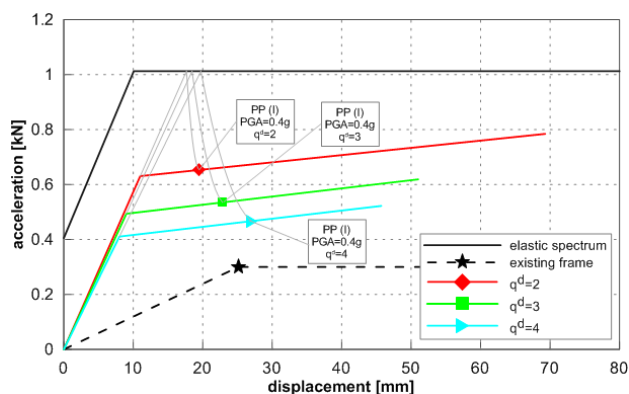


figura 1.172 – Direzione X – distribuzione (I)

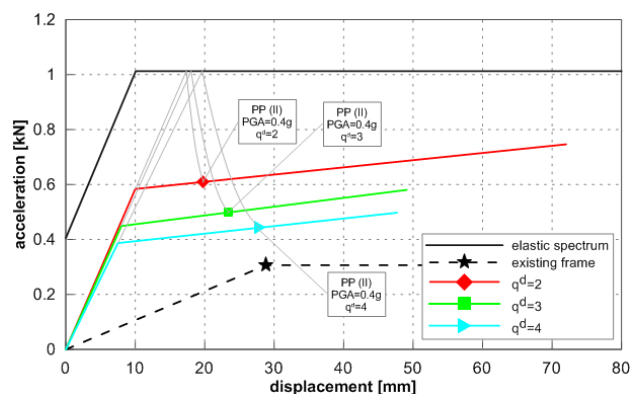


figura 1.173 – Direzione X – distribuzione (II)

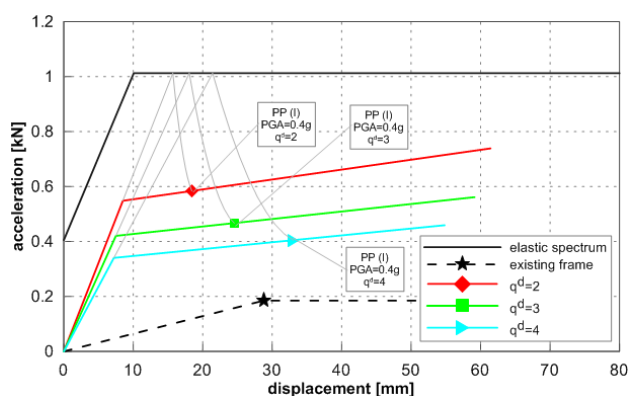


figura 1.174 – Direzione Y – distribuzione (I)

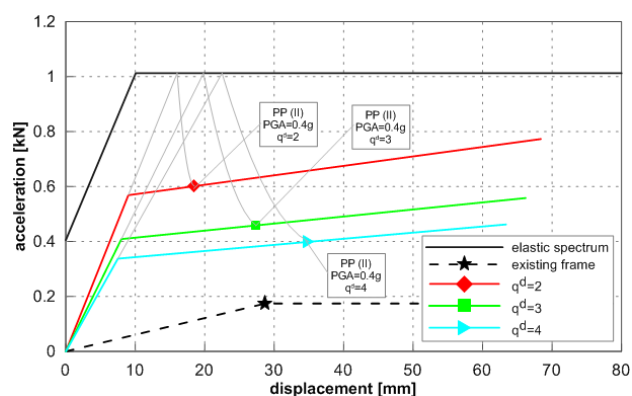


figura 1.175 – Direzione Y – distribuzione (II)

I risultati ottenuti dalle analisi statiche non lineari, corrispondenti alla condizione di performance-point sono riassunti in tabella 1.42.

tabella 1.42 – Risultati delle analisi statiche non-lineari

Dir	q^d	i	$\theta_{ij,PO(I)}^{l,D}$ [rad]	$\theta_{ij,PO(II)}^{l,D}$ [rad]	$\theta_{ij,PO(I)}^{f,D}$ [rad]	$\theta_{ij,PO(II)}^{f,D}$ [rad]	$V_{ij,PO(I)}^{f,D}$ [kN]	$V_{ij,PO(II)}^{f,D}$ [kN]	$x_{i,PO(I)}^D$ [mm]	$x_{i,PO(II)}^D$ [mm]
X	2	1	0.017	0.020	0.003	0.004	120.00	127.00	11.39	13.56
	3	1	0.033	0.036	0.005	0.005	115.80	116.80	17.40	18.50
	4	1	0.044	0.047	0.006	0.007	105.70	101.10	22.36	23.90
Y	2	1	0.018	0.020	0.004	0.004	48.500	53.900	13.530	14.985
	3	1	0.028	0.030	0.006	0.006	57.300	60.100	20.315	21.899
	4	1	0.040	0.045	0.007	0.008	58.700	60.800	24.775	27.753

1.5.9.4.3 Confronto tra la duttilità di progetto e la duttilità effettiva

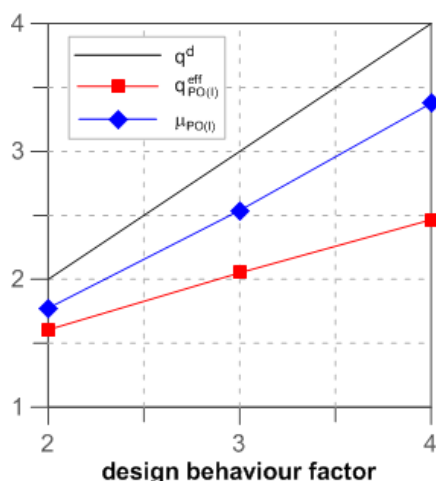


figura 1.176 – Direzione X – distribuzione (I)

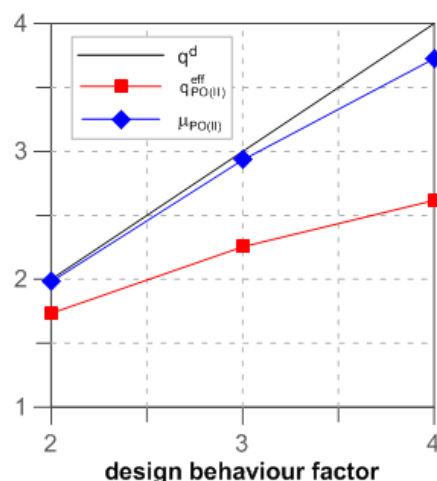


figura 1.177 – Direzione X – distribuzione (II)

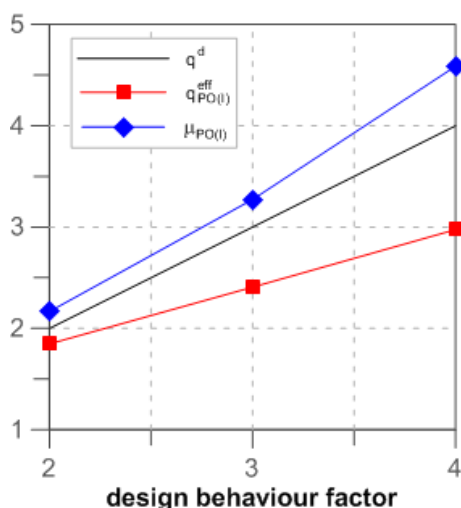


figura 1.178 – Direzione Y – distribuzione (I)

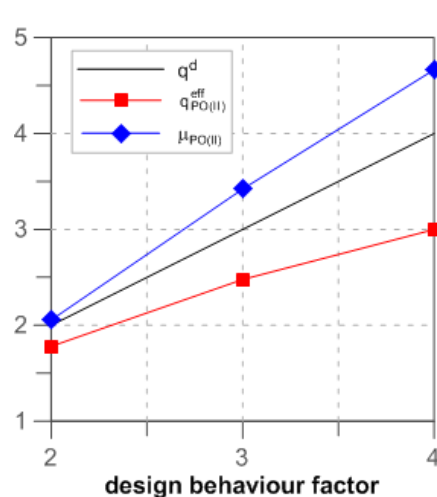


figura 1.179 – Direzione Y – distribuzione (II)

Come anticipato in precedenza si può notare come i fattori di struttura effettivi q_{PO}^{eff} siano meno elevati di quelli di progetto q^d . Questo è dovuto alla bilinearizzazione utilizzata per le curve pushover (vedi da figura 1.168 a figura 1.171).

1.5.9.5 Analisi dinamiche non lineari

Per valutare l'efficacia dell'adeguamento sismico progettato con i tre diversi fattori di struttura sono state condotte delle analisi dinamiche non lineari (time-history al passo). Per effettuare queste analisi sono stati adottati i modelli numerici già impiegati per le analisi non lineari statiche.

Per simulare l'andamento temporale dell'evento sismico sono stati generati 7 accelerogrammi artificiali generati spettro compatibile allo spettro elastico di progetto con il programma "simqke1" del Massachusetts Institute of Technology [1.64], aventi una durata totale di 20 secondi. Il metodo scelto per l'integrazione delle equazioni non lineari del moto è quello di Newmark, con un passo di integrazione temporale pari a 0.001 secondi e dissipazione viscosa alla Raileigh con rapporto di smorzamento pari al 5%.

I sette segnali sismici applicati sono gli stessi utilizzati nell'esempio precedente, per la verifica di spettrocompatibilità si rimanda al §1.5.8.4.

Applicando i 7 accelerogrammi spettrocompatibili all'edificio adeguato sono stati determinati i massimi in valore assoluto delle medesime quantità già ricavate dalle analisi di pushover: rotazioni dei links, rotazioni alla corda delle colonne, spostamenti ai piani e taglio sulle colonne. I valori massimi delle quantità sopra ricordate sono stati fra loro mediati determinando i valori medi delle rotazioni massime dei links $\bar{\theta}_{ij,TH}^{l,D}$, delle rotazioni massime alla corda $\bar{\theta}_{ij,TH}^{f,D}$, dei tagli massimi agenti sulle colonne $\bar{V}_{ij,TH}^{f,D}$ e degli spostamenti massimi ai piani del telaio $\bar{x}_{i,TH}^D$ che sono riportati nella tabella 1.43.

tabella 1.43 – Risultati delle analisi dinamiche non-lineari (valori medi)

<i>Dir</i>	q^d	<i>i</i>	$\bar{\theta}_{ij,TH}^{l,D}$ [rad]	$\bar{\theta}_{ij,TH}^{f,D}$ [rad]	$\bar{V}_{ij,TH}^{f,D}$ [kN]	$\bar{x}_{i,TH}^D$ [mm]
X	2	1	0.018	0.004	121.33	13.52
	3	1	0.035	0.005	118.73	18.29
	4	1	0.044	0.006	116.50	22.66
Y	2	1	0.018	0.004	49.75	13.53
	3	1	0.030	0.006	57.73	21.45
	4	1	0.047	0.008	58.26	29.13

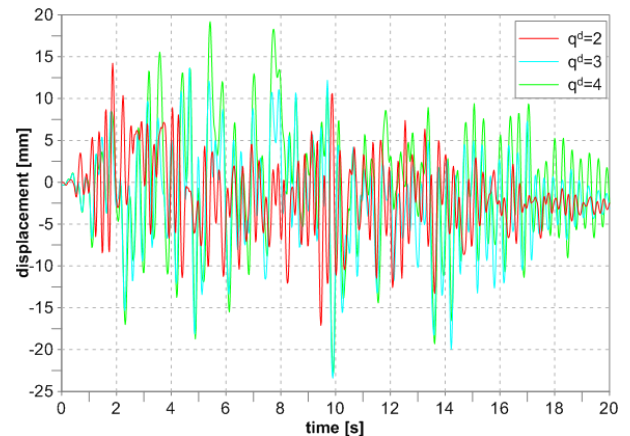
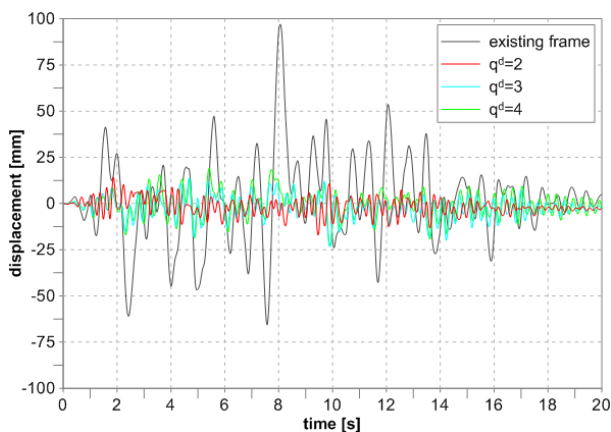


figura 1.180 – Spostamenti in sommità nel tempo - Direzione X

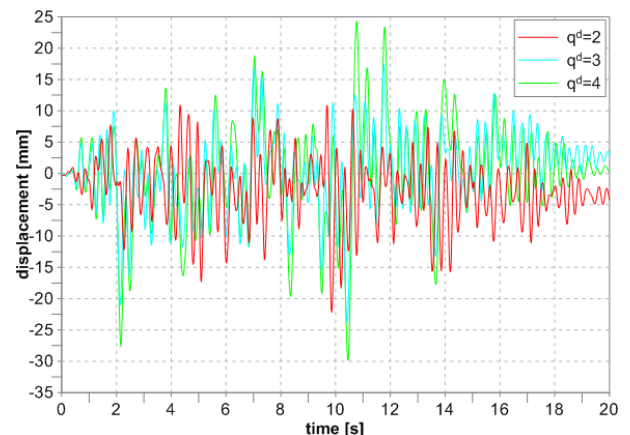
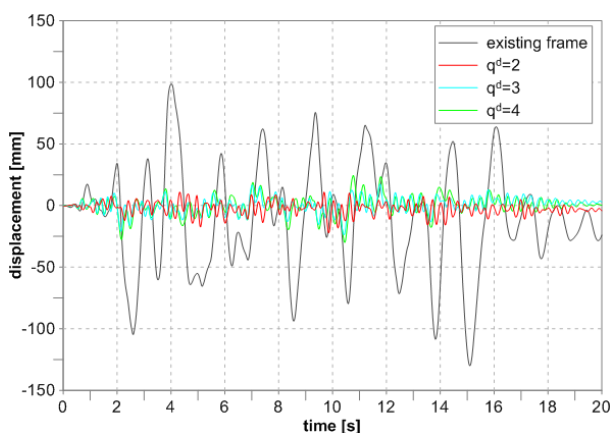


figura 1.181 – Spostamenti in sommità nel tempo - Direzione Y

In figura 1.180 e in figura 1.181 sono messi a confronto i grafici dello spostamento in sommità nel tempo dell'edificio non adeguato con quelli dell'edificio adeguato con i diversi fattori di struttura, ottenuti per un singolo segnale sismico.

Il confronto evidenzia che la struttura esistente, per resistere all'evento sismico, dovrebbe raggiungere dei valori di spostamento ben più elevati rispetto a quelli della struttura adeguata. Questo è indice del fatto che i controventi introdotti garantiscono una rigidezza elevata che limita notevolmente gli spostamenti del telaio esistente, preservandolo dall'entrare significativamente in campo plastico.

In figura 1.182 e in figura 1.183 sono riportati gli andamenti dei tagli sui link rispetto alla rotazione degli stessi, considerando i due accelerogrammi più significativi nelle due direzioni dell'edificio adeguato.

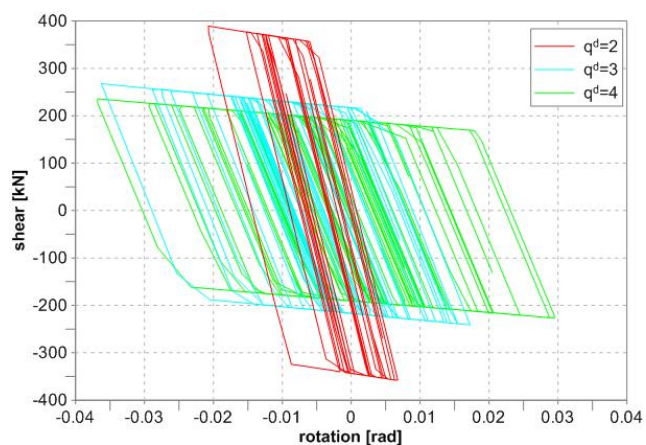


figura 1.182 – Taglio sui links – direzione X

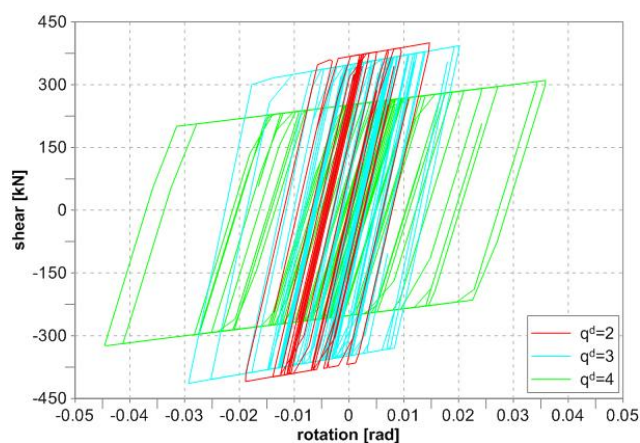


figura 1.183 – Taglio sui links – direzione Y

Dai grafici risulta evidente che all'aumentare del fattore di struttura di progetto aumenta la rotazione dei link. Infatti, all'aumentare del fattore di struttura diminuisce la forza con cui sono progettati i link, che per dissipare l'energia introdotta nella struttura dall'evento sismico devono entrare maggiormente in campo plastico. In figura 1.184, figura 1.185 e figura 1.186 sono rappresentati gli andamenti dei momenti flettenti sui pilastri del sopalco e di spina in relazione alla rotazione alla corda degli stessi.

Dai grafici emerge che i pilastri dell'edificio esistente dovrebbero raggiungere dei valori di rotazione elevati per resistere all'evento sismico. Questo accade poiché nella struttura esistente l'energia introdotta dal sisma viene dissipata esclusivamente nei pilastri attraverso l'entrata in campo plastico.

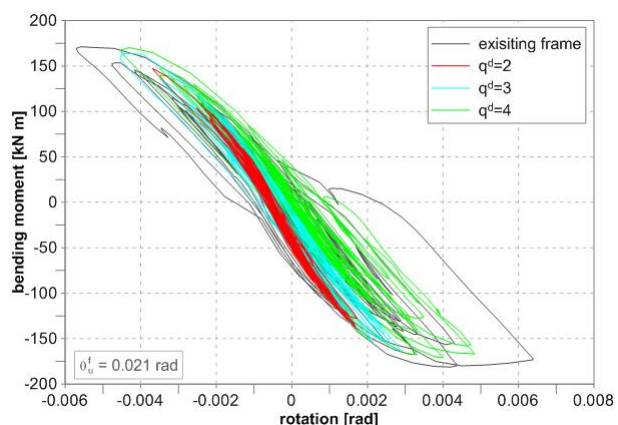
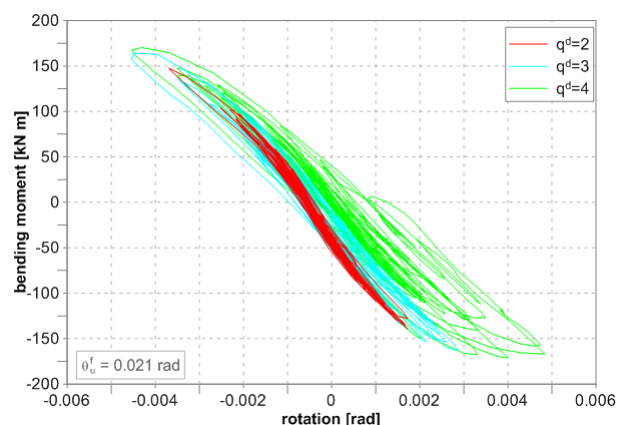


figura 1.184 – Momento- rotazione sui pilastri del sopalco - Direzione X



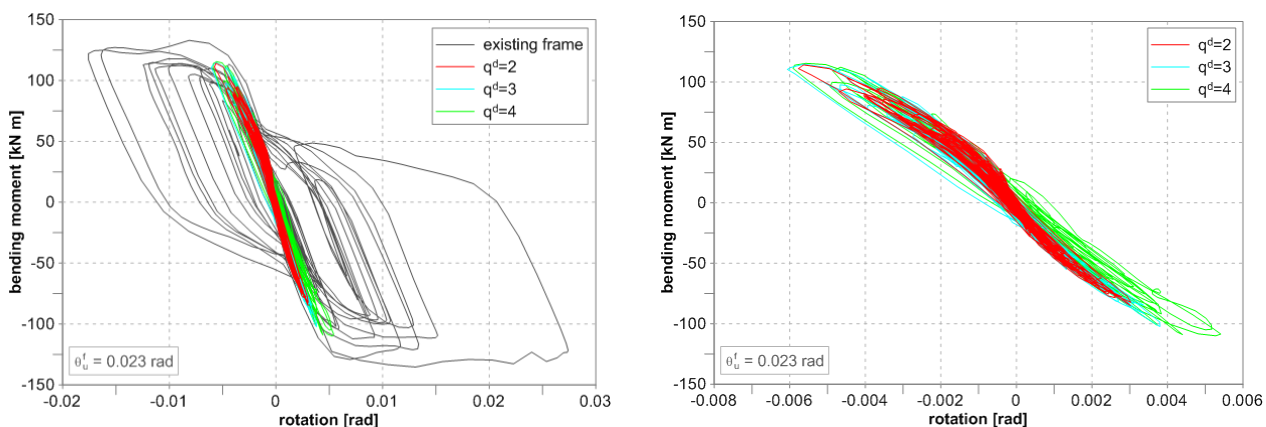


figura 1.185 – Momento- rotazione sui pilastri del soppalco - Direzione Y

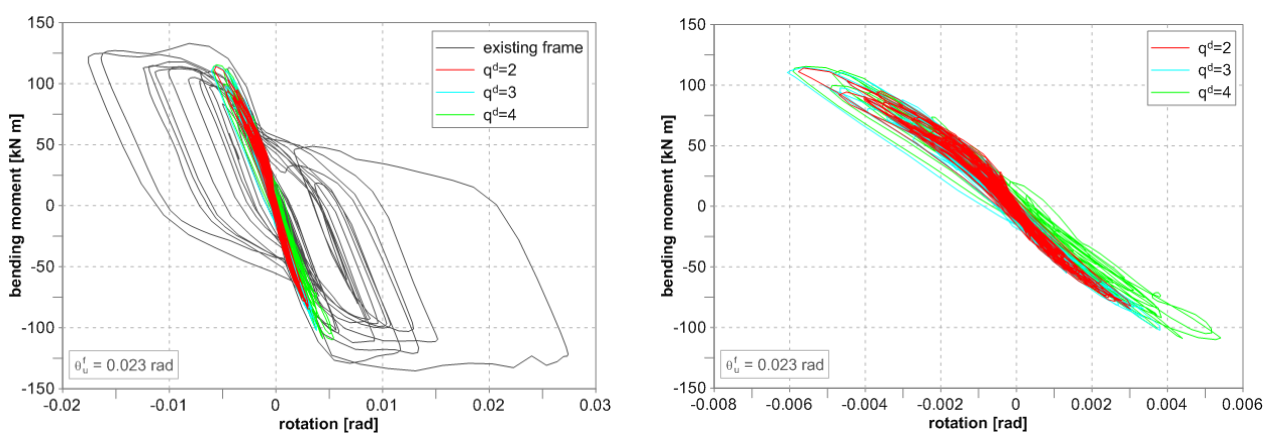


figura 1.186 – Momento- rotazione sui pilastri di spina - Direzione X

In figura 1.187 e figura 1.188 sono rappresentati gli andamenti nel tempo del taglio sui pilastri del soppalco, considerando i due accelerogrammi più significativi nelle due direzioni dell’edificio, sia per l’ esistente che per l’adeguato. Si può notare che i valori massimi del taglio ottenuti per l’edificio esistente sono in linea con quelli dell’edificio adeguato. Questo accade poiché i pilastri del soppalco entrano leggermente in campo plastico anche nella struttura adeguata, quindi una volta raggiunto il momento plastico il taglio non aumenta ulteriormente.

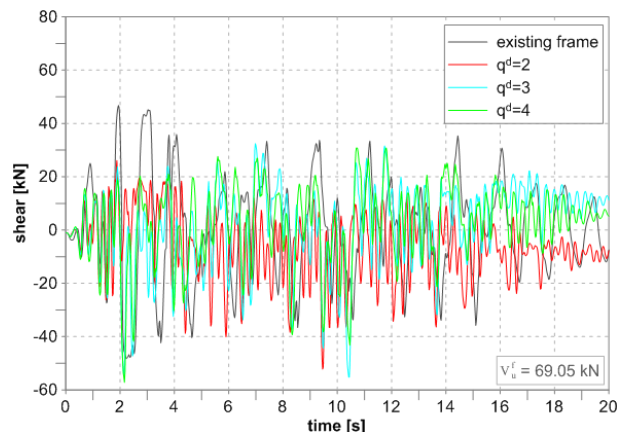
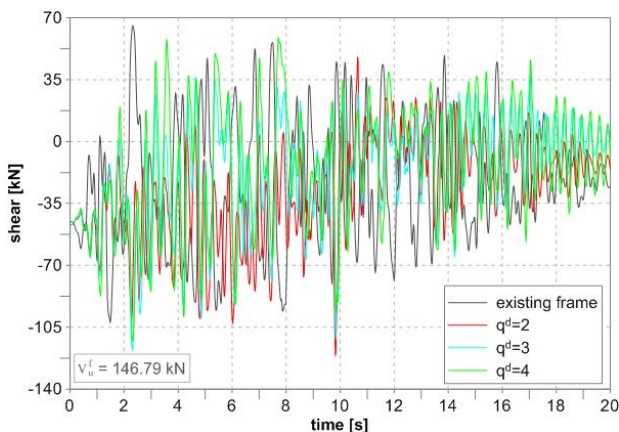


figura 1.187 – Taglio sui pilastri del soppalco – direzione X

figura 1.188 – Taglio sui pilastri del soppalco – direzione Y

1.5.9.6 Risultati ottenuti col metodo analitico diretto proposto

In figura 1.189 e figura 1.190 sono riportate le bilineari dirette ricavate col metodo analitico riportato al §1.5.7, dalle quali si ricavano i fattori di struttura q_A^{eff} e i rapporti di duttilità μ_A riportati in tabella 1.44.

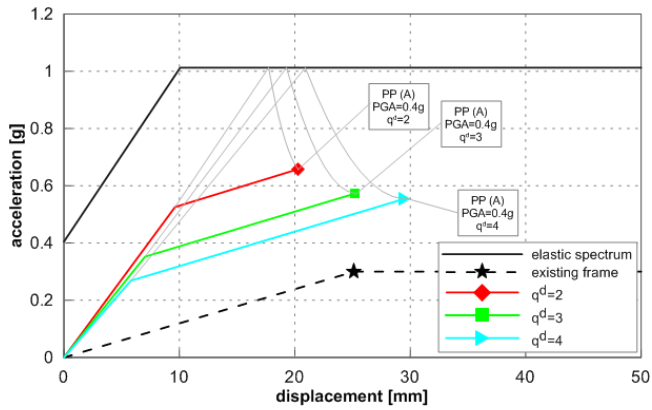


figura 1.189 – Bilineare analitica – direzione X

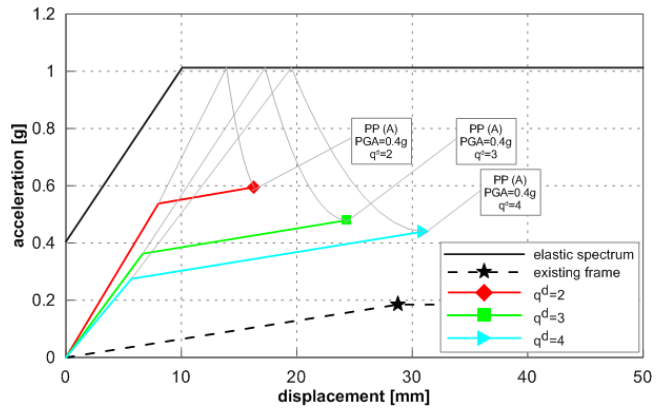


figura 1.190 – Bilineare analitica – direzione Y

La pendenza del ramo post-elastico delle bilineari equivalenti è stata imposta pari a quella elastica del telaio esistente. In tabella 1.44 sono riportati i parametri determinati per il calcolo di q_A^{eff} e μ_A . Questi sono riportati e confrontati con q_{PO}^{eff} e μ_{PO} determinati mediante l'analisi pushover con distribuzione delle forze laterali (I) in figura 1.191 e figura 1.192, rispettivamente per la direzione X e la direzione Y.

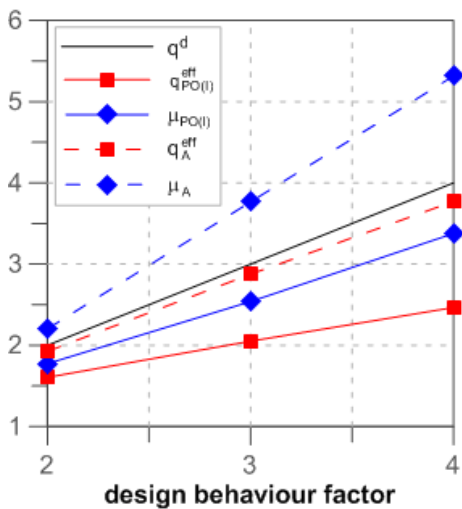


figura 1.191 – Stima dei parametri di duttilità in direzione X – distribuzione (I)

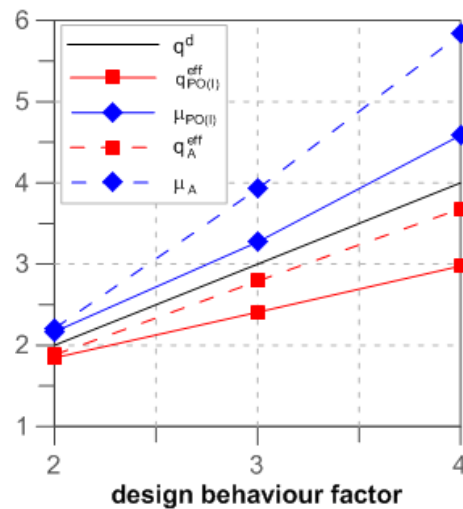


figura 1.192 – Stima dei parametri di duttilità in direzione Y – distribuzione (I)

Si può notare come q_A^{eff} sia in accordo con q^d , ma non con il fattore di struttura effettivo calcolato con l'analisi pushover q_{PO}^{eff} . Questo è dovuto alla bilinearizzazione utilizzata per le curve pushover, che è viziata nella pendenza plastica dalla plasticizzazione del telaio, ciò determina una forza di snervamento più elevata rispetto a quella di primo snervamento (vedi da figura 1.168 a figura 1.171). Tuttavia confrontando i valori di T^* determinati col metodo analitico in tabella 1.44 con quelli determinati con le curve pushover (I) riportati in tabella 1.41, si vede che sono tra loro molto simili, pertanto ci si aspetta che i valori stimati col metodo analitico in campo post-elastico confermino lo stesso quelli ricavati con le analisi non-lineari.

tabella 1.44 – Risultati ottenuti con il metodo analitico proposto – parametri di duttilità

Dir	q^d	F_t [kN]	x_n [mm]	F_y^* [kN]	d_y^* [mm]	T^* [sec]	d_{et}^* [mm]	d_{pt} [mm]	K_e [kN/m]	K_p [kN/m]	p	q_A^{eff}	μ_A
X	2	5117.03	9.62	4894.08	9.20	0.27	17.72	21.20	531749.97	111072.82	0.209	1.93	2.20
	3	3431.56	7.02	3277.17	6.70	0.28	19.27	26.43	488965.65	111072.82	0.227	2.88	3.77
	4	2612.98	5.80	2498.57	5.54	0.29	20.91	30.82	450747.06	111072.82	0.246	3.77	5.32
Y	2	5490.19	8.01	5063.72	7.39	0.24	13.90	17.68	685588.11	60512.57	0.088	1.88	2.21
	3	3678.30	6.66	3415.71	6.18	0.26	17.25	26.12	552712.53	60512.57	0.109	2.79	3.93
	4	2769.54	5.67	2588.44	5.30	0.28	19.52	33.09	488196.64	60512.57	0.124	3.68	5.83

Con i parametri di duttilità q_A^{eff} e μ_A appena determinati, ed effettuando un'analisi spettrale con spettro ridotto di q_A^{eff} si possono utilizzare le relazioni analitiche (1.68), (1.69), (1.70), e (1.72) al §1.5.7 per la stima della domanda locale di duttilità e resistenza. I valori così determinati sono riportati in tabella 1.45.

tabella 1.45 – Risultati ottenuti con il metodo analitico proposto – stime post-elastiche

Dir	q^d	$\Delta x_{ij,RS}^I$ [mm]	$x_{i,RS}$ [mm]	$(x_i - x_{i-1})_{RS}$ [mm]	$V_{ij,RS}^f$ [kN]	$\mu_{ij,A}^*$	$\theta_{ij,A}^{I,D}$ [rad]	$x_{i,A}^D$ [mm]	$\theta_{ij,A}^{f,D}$ [rad]	$V_{ij,A}^{f,D}$ [kN]
X	2	4.39	5.02	5.02	80.00	2.376	0.015	11.06	0.003	108.71
	3	3.35	3.84	3.84	72.00	4.165	0.028	14.44	0.004	108.71
	4	3.02	3.58	3.58	70.60	6.108	0.037	19.02	0.005	108.71
Y	2	4.96	5.86	5.86	22.40	2.427	0.017	12.94	0.004	49.44
	3	4.40	5.27	5.27	18.80	4.504	0.028	20.69	0.006	59.68
	4	3.99	4.67	4.67	16.60	6.655	0.044	27.24	0.008	59.68

1.5.9.7 Confronto dei risultati ottenuti e verifica di accettabilità

Si effettua ora il confronto tra i risultati ottenuti mediante le analisi non lineari statiche e dinamiche e quelli ottenuti mediante le relazioni analitiche. Sulla base dei risultati ottenuti si eseguono inoltre le verifiche del comportamento post elastico del telaio adeguato, ovvero:

- la verifica dei meccanismi duttili:
 - rotazioni dei links;
 - rotazioni alla corda delle colonne;
- la verifica dei meccanismi fragili:
 - resistenza a taglio delle colonne.

Il limite di capacità di rotazione dei links è assunto pari a 0.08 rad. I valori della capacità di rotazione alla corda e della resistenza ultima delle colonne sono riportati in tabella 1.22.

In figura 1.193, figura 1.194, figura 1.195 e figura 1.196 per la direzione X e in figura 1.197, figura 1.198, figura 1.199 e figura 1.200 per la direzione Y sono rappresentati i confronti dei risultati ottenuti con i diversi metodi sopra esposti. I grafici appena elencati evidenziano un buon accordo tra i risultati delle analisi non

lineari e i risultati delle formule analitiche per tutti i dimensionamenti effettuati. In particolare, si nota una maggiore corrispondenza nei risultati della direzione Y dell'edificio adeguato, ovvero quella dei telai secondari. In direzione X invece si segnala una minore corrispondenza, il metodo analitico sottostima spostamenti e rotazioni.

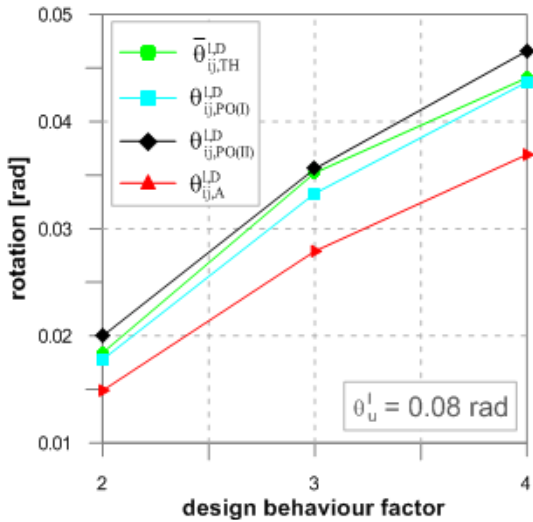


figura 1.193 – Rotazione dei links ai piani – dir X

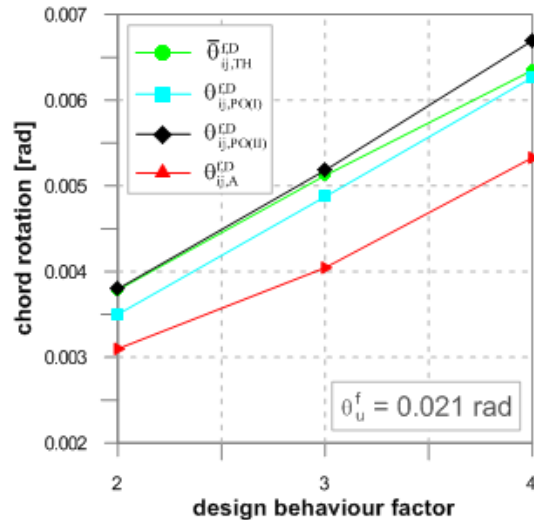


figura 1.194 – Rotazione alla corda delle colonne – dir X

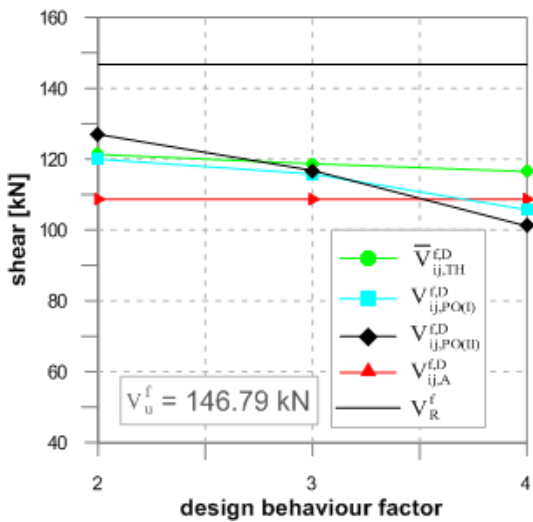


figura 1.195 – Taglio sulle colonne – dir X

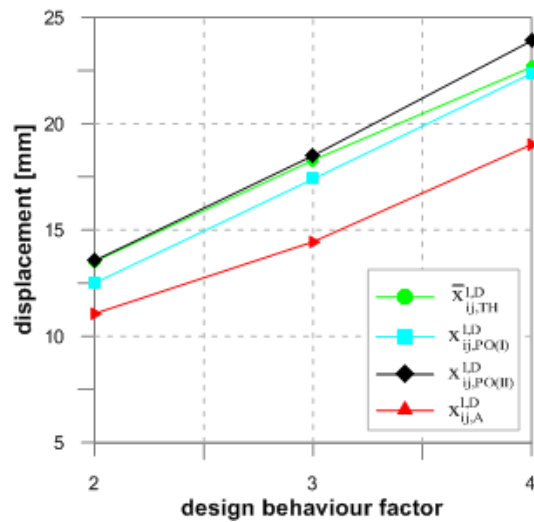


figura 1.196 – Spostamenti ai piani – dir X

I grafici riguardanti le rotazioni dei links mostrano che il limite di 0.08 rad imposto da regolamento non viene mai raggiunto e che al crescere del fattore di struttura si ha un incremento delle rotazioni. Analoghe considerazioni si possono estendere anche per la rotazione alla corda delle colonne. Il limite non è mai raggiunto e si ha un aumento progressivo della rotazione al crescere del fattore di struttura adottato per il dimensionamento.

La sollecitazione di taglio sulle colonne è sempre inferiore al limite di resistenza poiché questo valore è superiore al taglio che determina la plasticizzazione per flessione dei pilastri. Dall'analisi dei risultati si può concludere che l'edificio in esame è verificato per tutti gli adeguamenti progettati con i diversi fattori di struttura. La scelta del fattore di struttura più elevato è la più conveniente sia da punto di vista economico sia da un punto di vista architettonico poiché prevede il numero minimo dei campi controventati. Dal punto

di vista strutturale la soluzione ottimale è quella progettata con un fattore di struttura pari a 2 poiché è la soluzione che consente di ridurre al minimo il danneggiamento indotto dal sisma sulla struttura esistente.

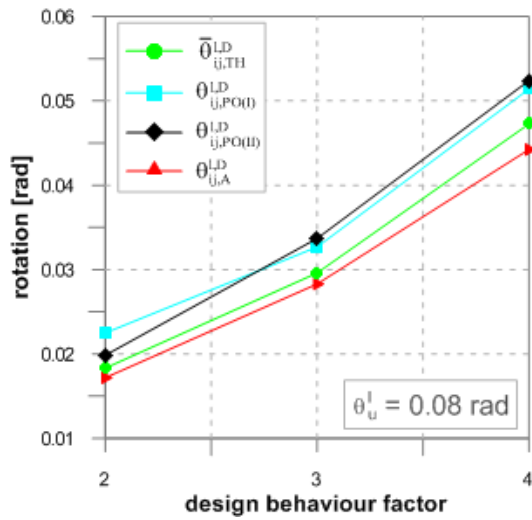


figura 1.197 – Rotazione dei links ai piani – dir Y

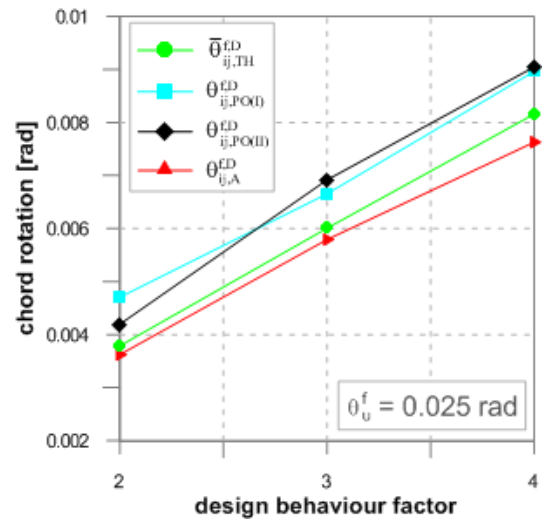


figura 1.198 – Rotazione alla corda delle colonne – dir Y

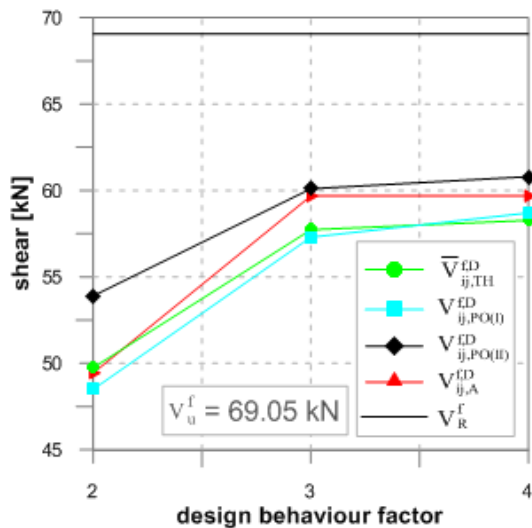


figura 1.199 – Taglio sulle colonne – dir Y

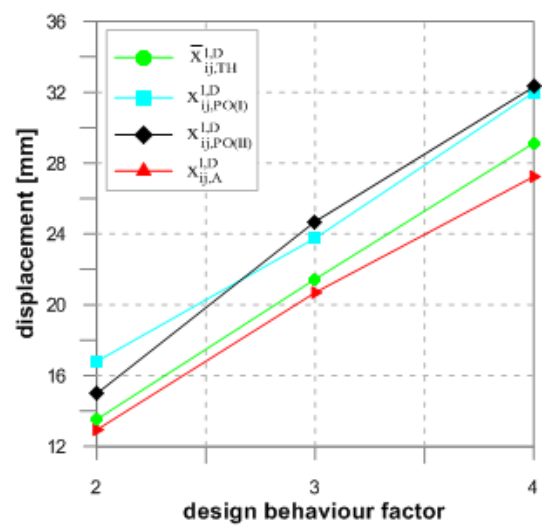


figura 1.200 – Spostamenti ai piani – dir Y

1.6 Conclusioni – Parte 1

La prima parte del lavoro è dedicata all'adeguamento sismico dei telai storici dell'edilizia industriale dei primi anni del '900. Il comportamento alle azioni sismiche di questi telai, in genere progettati per i soli carichi gravitazionali (telai GLD) è caratterizzato da meccanismi di collasso fragili e locali. Meccanismi fragili poichè dovuti al mancato o insufficiente confinamento delle membrature, e meccanismi locali poichè limitati a pochi elementi strutturali a causa dell'assenza di una "gerarchia delle resistenze" in fase di progetto.

Il meccanismo di collasso dei telai GLD infatti non interessa quasi mai le travi poichè l'utilizzo dei soli carichi gravitazionali nel progetto determina una sovra-resistenza di queste membrature rispetto alle altre. La presenza della soletta in cemento armato inoltre, non considerata in fase di progetto, incrementa ulteriormente la sovra-resistenza delle travi favorendo lo sviluppo di meccanismi di collasso sui nodi o sulle colonne.

Per poter migliorare il comportamento sismico di queste strutture esistono due possibili tipologie di interventi: interventi di tipo locale e interventi di tipo globale. Mediante interventi di tipo locale è possibile incrementare la duttilità strutturale rimediando al mancato confinamento delle membrature. A volte però gli interventi locali non sono sufficienti a garantire la sicurezza in zone con elevata intensità sismica poichè la domanda di duttilità sulle membrature diventa eccessiva. In questo caso si deve ricorrere ad interventi di tipo globale che garantiscono un incremento di rigidezza e resistenza strutturale, limitando quindi la domanda di duttilità sulle membrature esistenti. Si ricorda però che incrementare eccessivamente la resistenza comporta anche un massiccio rinforzo delle opere di fondazione. Pertanto la soluzione ottimale sarà un compromesso tra resistenza, rigidezza e duttilità.

Fra le possibili tipologie di intervento globale, è stata approfondita quella che prevede l'introduzione di controventi eccentrici in acciaio tra le campiture dei telai, perchè se opportunamente progettata consente di soddisfare contemporaneamente alle esigenze di incremento di resistenza, rigidezza e duttilità strutturale.

Per questa tecnica di intervento è stato formulato infatti un nuovo metodo di progetto che mediante la soluzione di un problema di ottimo vincolato impone la plasticizzazione contemporanea e anticipata di tutti i controventi ai piani rispetto a quella del telaio in cemento armato esistente. Sono state proposte inoltre delle relazioni analitiche alternative alle analisi non lineari che permettono di effettuare le valutazioni di richiesta di duttilità e di resistenza della struttura adeguata a partire da una semplice analisi spettrale.

La procedura di progetto e le relazioni analitiche proposte sono state testate con due applicazioni pratiche: la prima ad un telaio piano e la seconda ad un telaio tridimensionale di interesse storico-artistico.

Le analisi non lineari effettuate per queste due applicazioni hanno confermato che la procedura di progetto garantisce la plasticizzazione contemporanea dei controventi ai piani. Lo studio energetico effettuato per il telaio piano mette in luce inoltre come il metodo di dimensionamento proposto determini un progetto dell'adeguamento che concentra e massimizza la deformazione anelastica nei links e la riduce al minimo sul telaio esistente in cemento armato.

Il punto fondamentale della fase di progetto è la scelta del fattore di struttura. E' scontato che tanto più esso è alto e tanto minori sono le forze sismiche di progetto, meno invasivo e costoso risulta l'intervento di adeguamento. Peraltro è anche chiaro che la scelta di un q^d troppo grande porta alla sostanziale inefficacia

dell'adeguamento sismico in quanto il controvento introdotto non potrà possedere le caratteristiche di resistenza e rigidità sufficienti per proteggere il telaio da adeguare. L'insieme delle analisi non lineari effettuate ha permesso di valutare in maniera realistica il comportamento strutturale dei telai in cemento armato soggetti all'adeguamento sismico mediante controventi eccentrici in acciaio e di effettuare quindi le valutazioni di accettabilità sismica (verifica dei meccanismi duttili e fragili). Effettuate le verifiche è stato possibile determinare il valore del q^d massimo utilizzabile: cioè il valore del fattore di struttura di progetto che rispetta le verifiche effettuate e che determina quindi il minimo numero di controventi utilizzabile.

Le relazioni analitiche proposte per la stima del comportamento post-elastico delle membrature costituenti il telaio adeguato determinano per entrambi gli esempi svolti risultati in accordo con le analisi non lineari effettuate e pertanto possono considerarsi un criterio affidabile e veloce utilizzabile dai professionisti per la valutazione del raggiungimento degli obiettivi di adeguamento. Esse permettono di determinare le richieste di deformazione e di resistenza della struttura adeguata e quindi di effettuare le verifiche dei meccanismi duttili e fragili senza l'ausilio di analisi non lineari.

Le applicazioni svolte hanno inoltre permesso di giungere alle seguenti conclusioni in merito all'applicazione dei controventi ad Y per l'adeguamento dei telai in cemento armato:

- La resistenza a presso-flessione delle travi esistenti in cemento armato, nelle sezioni in campata dove è previsto il mutuo incastro col link, va a limitare la sollecitazione di taglio massima che il link può sopportare e pertanto determina anche il numero di campiture del telaio da controventare. Se non si prevede un intervento di rinforzo delle travi del telaio, questa limitazione può essere superata anche adottando diverse condizioni di vincolo per i links come fatto ad esempio nel secondo esempio applicativo di questa tesi.
- La resistenza a taglio delle membrature dei telai GLD è spesso inferiore al taglio che determina la plasticizzazione per flessione alle estremità delle stesse e pertanto la rottura delle membrature in questo caso avviene per taglio fragile, senza poter sviluppare le proprie risorse plastiche. La ridotta resistenza a taglio delle membrature del telaio esistente determina quindi la necessità di un adeguamento che permetta di incrementare notevolmente la rigidità e la resistenza strutturale, con l'obiettivo di far rimanere il telaio esistente in campo elastico e di limitare il taglio agente sulle membrature entro i limiti consentiti. Tutto questo comporta quindi l'introduzione di un numero elevato di controventi, che spesso non è compatibile con le peculiarità architettoniche e storiche dell'edificio su cui si interviene. Inoltre come anticipato in precedenza l'eccessivo incremento di resistenza comporta anche un massiccio rinforzo delle opere di fondazione. Se viene incrementata invece la resistenza a taglio delle membrature mediante interventi di tipo locale, è possibile anche con un numero limitato di controventi preservare e adeguare la struttura esistente alle azioni sismiche. Pertanto per una maggiore efficacia dell'intervento di adeguamento mediante controventi dissipativi è consigliabile l'esecuzione di interventi locali che consentano il confinamento delle membrature in cemento armato esistenti.

Riferimenti - Parte 1

- [1.1] Nelva R., Signorelli B., 1990, Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: Il sistema Hennebique, Edizioni di scienza e tecnica
- [1.2] Vona M., Masi A., 2004, Resistenza sismica di telai in c.a. progettati con il Regio Decreto 2229/39, in XI Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Genova
- [1.3] D'Aniello M., 2007, Steel Dissipative bracing systems for seismic retrofitting of existing structures: theory and testing, Tesi di dottorato di ricerca in Ingegneria delle costruzioni, XX ciclo, Facoltà di Ingegneria, Università degli studi di Napoli Federico II.
- [1.4] Parducci A., 2007, Progetto delle costruzioni in zona sismica, Napoli: Liguori editore.
- [1.5] FEMA 356, 2000, Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Building seismic safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington
- [1.6] Kunnath S.K., Hoffmann G., Reinhorn A.M., Mander J.B., 1995, Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings – Part I: Seismic Evaluation of Existing Construction, ACI structural Journal, V.92, No.3, May-June 1995.
- [1.7] Kunnath S.K., Hoffmann G., Reinhorn A.M., Mander J.B., 1995, Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings – Part II: Evaluation of Detailing Enhancements, ACI structural Journal, V.92, No.3, May-June 1995.
- [1.8] Aycardi L.E., Mander J.B., Reinhorn A.M., 1994, Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads: Experimental Performance of Subassemblages, ACI structural Journal, V.91, No.5, September-October 1994.
- [1.9] Bracci J.M., Reinhorn A.M., Mander J.B., 1995, Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads: Performance of Structural System, ACI structural Journal, V.92, No.5, September-October 1995.
- [1.10] Bracci J.M., Reinhorn A.M., Mander J.B., 1995, Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads: Performance of Structural Model, ACI structural Journal, V.92, No.5, September-October 1995.
- [1.11] El-Attar A.G., White R.N., Gergely P., 1997, Behavior of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Buildings Subjected to Earthquakes, ACI structural Journal, V.94, No.2, March-April 1997.
- [1.12] Masi A., Santarsiero G., Verderame G.M., Russo G., Martinelli E., Pauletta M., Cortesia A., 2009, Capacity models of Beam-Column joints: provisions of european and italian seismic codes and possible improvements, E. Cosenza (ed), Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 145-158, © 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy
- [1.13] Paulay, T. and Priestley M.J.N., 1992, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, New York: John Wiley and Sons.
- [1.14] Sarsam K. F. and Phillips M. E., 1985, The shear design of in situ reinforced beam-column joints subjected to monotonic loading, Magazine of Concrete Research Vol. 37, No. 130, 16-28.

- [1.15] Vollum R. L. and Newman J. B., 1999, The design of external reinforced concrete beam-column joints, *The Structural Engineer*, Vol. 77, No. 23 & 24, 21-27.
- [1.16] Bakir P.G. and Boduroglu H. M., 2002, A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints, *Engineering Structures* Vol. 24, No. 8, 1105-1117.
- [1.17] Pantazopoulou S. and Bonacci J., 1992, Consideration of question about beam-column joints, *ACI Structural Journal*, Vol. 89 No. 1, 27-36.
- [1.18] Antonopoulos C. P. and Triantafillou T. C., 2002, Analysis of FRP-strengthened RC beam-column joints, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 1, 41-51.
- [1.19] Hwang S. J. and Lee H. J., 1999, Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 5, 846-858.
- [1.20] Mitra N., 2007, An analytical study of reinforced concrete beam-column joint behaviour under seismic loading, University of Washington, PhD Thesis.
- [1.21] Hakuto S., Park R., and Tanaka H., 1999, Effect of deterioration of bond of beam bars passing through interior beam-column joints on flexural strength and ductility, *ACI Structural Journal*; Vol. 96, No.5, 858-864.
- [1.22] Soleimani D., Popov E. P. and Bertero V. V., 1979, Hysteretic behavior of reinforced concrete beamcolumn subassemblages, *ACI Journal*; Vol. 76, No.11, 1179-1195.
- [1.23] Hakuto S., Park R. and Tanaka H., 2000, Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 1, 11-25.
- [1.24] Collins M. P. and Mitchell D., 1980, Shear and torsion design of prestressed and non prestressed concrete beams, *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 25, No. 5, 32-101.
- [1.25] Priestley M. J. N., 1996, Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 1, 157-192.
- [1.26] Calvi G. M., Magenes G. and Pampanin S., 2002, Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6, Special Issue 1, 75-100.
- [1.27] Liu A., Park R., 2000, Seismic behavior of existing moment-resisting frames with plain round reinforcing bars designed to pre-1970s codes, 12th World Conference of Earthquake Engineering, 2000
- [1.28] Eurocode 8, 2005. Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [1.29] Fardis M., 2009, *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings (based on EN-Eurocode8)*, Springer.
- [1.30] Panagiotakos T.B., Fardis M.N., 2001, Deformations of reinforced concrete members at yielding ultimate, *ACI Structural Journal*, vol.98,n°2,pp 135-148,2001.

- [1.31] Biskinis D.E., 2004, Cyclic strength and deformation capacity of RC members, including members retrofitted for earthquake resistance, 5th International Symposium of Civil Engineering, Balkema, Rotterdam, 2004
- [1.32] Biskinis D.E., Fardis M., 2007, Effect of lap splices on flexural resistance and cyclic deformation capacity of members, *Beton-und Stahlbetonbau*, vol. 102, pp 51-59, 2007
- [1.33] Biskinis D.E., 2007, Resistance and deformation capacity of concrete members with or without retrofitting, Patras (GR): Doctoral Thesis, Civil Engineering Department, University of Patras, 2007.
- [1.34] Mpampatsikos V., Nascimbene R., Petrini L., 2008. A critical review of the R.C. frame existing building assessment procedure according to eurocode 8 and Italian code. *Journal of Earthquake Engineering*.
- [1.35] Eurocode 8, 2005. Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings.
- [1.36] Priestley, M. J. N. and Calvi, G. M., 1991, "Toward a Capacity-Design Assessment Procedure for Reinforced Concrete Frames", *Earthquake Spectra*, EERI, Vol.7, No.3, pp.413-437.
- [1.37] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., 1988, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No.8. pp.1804-1026.
- [1.38] Park, R. and Paulay, T, 1975, "Reinforced Concrete Structures", John Willey & Sons, New York.
- [1.39] Fukuyama H., Sugano S., 2000. Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake. *Cement & Concrete Composites*, 22, pp. 59-79.
- [1.40] Moehle J. P., 2000. State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US. US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures—State of Research and Practice, September.
- [1.41] Thermou G.E., Elnashai A.S., 2006, Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Volume 8, Issue 1, pp 1-15
- [1.42] Roeder C.W., Popov E.P., 1978. Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Volume 104, Number 3.
- [1.43] Popov E.P., Malley J.O., 1983. Design of links and beam-to-column connections for eccentrically braced steel frames. Report No. EERC 83-03. Berkeley (CA): Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [1.44] Popov E.P., Malley J.O., 1984. Shear Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, vol.110, No.9, 2275-2295.
- [1.45] Hjelmstad K.D., Popov E.P., 1983. Cyclic Behavior and Design of Link Beams. *Journal of Structural Engineering*, vol.109, No. 10, 2387-2403.
- [1.46] Hjelmstad K.D., Popov E.P., 1984. Characteristics of eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, vol.109, No. 10, 2387-2403.

- [1.47] Kasai K., Popov E.P. 1986. Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams. *Journal of Structural Engineering*, vol.112, No.3, 505-523.
- [1.48] Kasai K., Popov E.P. 1986. General Behavior of WF Steel Shear Link Beams. *Journal of Structural Engineering*, vol.112, No.9, 362-382.
- [1.49] Engelhardt M.D., Popov E.P., 1988. Seismic Eccentrically Braced Frames. *Journal of Construction and Steel Research*, (10) 321-354.
- [1.50] Engelhardt M.D.; Popov E.P., 1989. Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, Vol.188, No. 11:3067-3088.
- [1.51] Engelhardt M.D.; Popov E.P., 1989. On design of Eccentrically Braced Frames. *Earthquake Spectra*, vol.5, No. 3, 495-511.
- [1.52] Bavecchia E., D’Aniello M., Della Corte G., Landolfo R., Mazzolani F.M., 2006. Steel Eccentric Braced. Seismic upgrading of RC buildings by advanced techniques, The Ilva-Idem Research Project, 256-323.
- [1.53] Ghobarah A., Abou Elfath H., 2001, Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing, *Engineering Structures* 23 (2001) pp.745-755
- [1.54] Ricles J.M., Popov E.P., 1994, Inelastic link element for EBF seismic analysis, *Journal of Structural Engineering*, vol.120,n.2, pp.441-463, 1994
- [1.55] Ramadan T., Ghobarah A., 1995, Analytical model for shear-link behavior, *Structural Engineering ASCE*, vol.121,n.11,pp.1574-1580, 1995
- [1.56] Mastrandrea L., Montuori R., Piluso V., 2002. Progettazione a collasso controllato di controventi eccentrici sismo-resistenti. *Costruzioni metalliche*, No. 5, 41-63.
- [1.57] Vargas R., Bruneau M., 2004. Seismic response of single degree of freedom structural fuse. 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, Vancouver, Canada.
- [1.58] Vargas R., Bruneau M., 2006. Seismic design of multi-story buildings with metallic structural fuses. Proceedings of the 8th U.S. national conference on earthquake engineering. April 18-22, San Francisco, California, U.S.A.
- [1.59] Potra F.A., Wright S.J., 2000. Interior-point methods. *Journal of Computational and Applied Mathematics*.
- [1.60] Eurocode 3, 2005. Design of steel structures -Part 1-1: General rules for buildings.
- [1.61] Eurocode 2, 2005. Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [1.62] Albanesi T., Nuti C., Vanzi I., 2000. A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures. *Earthquake Spectra* - vol.16, n°4, pp 715-734 – 2000.
- [1.63] Midas Gen ver 741, release No 2, Copyright 1989-2007. MIDAS Information Technology Co.,Ltd.
- [1.64] Gasparini D., Vanmarcke E. H.,1976 , SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

- [1.65] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF, 1996. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. I: formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1996; 25:711–725.
- [1.66] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF, 1996. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. II: applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1996; 25:727–742.
- [1.67] Kent DC, Park R., 1971. Flexural members with confined concrete. *ASCE Journal of Structural Division* 1971; 97:1969–1990.
- [1.68] Menegotto M. and Pinto P. E., 1973. "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," *Symp. Resistance & Ult. Def. of Struct. Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15–22.
- [1.69] Lazzari M., 2004, *Analisi strutturale e dei materiali dell'area demaniale ex deposito veicoli militari in via Pontevigodarzere (comune di Padova)*, committenza: Soprintendenza per i beni archeologici del Veneto.
- [1.70] Lazzari M., 2005, *Progetto di recupero strutturale dell'area demaniale ex deposito veicoli militari in via Pontevigodarzere (comune di Padova)*, committenza: Soprintendenza per i beni archeologici del Veneto.
- [1.71] Petrini L., Pinho R., Calvi G.M., 2004, *Criteri di progettazione antisismica degli edifici*, Pavia. Edizioni IUSS PRESS, 2004

Parte 2 Miglioramento sismico di torri snelle in muratura

2.1 Introduzione

In Italia e in molti paesi del Bacino del Mediterraneo campanili, minareti e torri in genere, in muratura di laterizio o pietra, costituiscono uno degli elementi di maggiore pregio storico, artistico e architettonico. Sempre maggiore rilevanza inoltre assume la preservazione e conservazione del patrimonio dell'archeologia industriale, della quale pure le ciminiere in muratura sono un elemento caratteristico. Nelle torri snelle di muratura, le azioni assiali derivanti dal solo peso proprio strutturale spesso sono prossime al valore limite determinato dalla resistenza a compressione della muratura. Quando situate in aree di rischio sismico l'accoppiamento delle azioni gravitazionali con le azioni dinamiche può determinare elevati danneggiamenti e collassi anche per valori moderati dell'azione sismica.

Dalla richiesta di preservazione del patrimonio monumentale consegue quindi la ricerca di interventi utili al miglioramento sismico delle torri snelle a cui ad oggi non si è ancora trovata una risposta efficace, anche per la difficoltà di modellare il loro comportamento fortemente non lineare per materiale e per geometria.

In questa seconda parte del lavoro è inizialmente presentata una valutazione di efficacia mediante analisi numeriche di alcune tecniche di miglioramento sismico per torri snelle in muratura già proposte in letteratura e già utilizzate nella pratica.

Dopo un breve riassunto dei principali lavori di ricerca che trattano del comportamento al sisma (§2.2.1) e le tecniche di miglioramento sismico (§2.2.2) di torri in muratura, viene descritta la torre scelta in questo lavoro come caso studio (§2.3). Successivamente viene descritto il modello numerico semplificato adottato per l'analisi del comportamento sismico della torre in muratura (§2.3.3). Si utilizza un modello a beam con sezione discretizzata a fibre. Questo tipo di modellazione, già utilizzata in letteratura [2.1][2.2] per descrivere il comportamento dinamico delle torri, è molto efficiente dal punto di vista dei tempi computazionali e ben si presta per la valutazione di efficacia degli interventi di miglioramento sismico, vista la necessità di ricorrere a numerose analisi dinamiche nonlineari al passo [2.3].

Con riferimento alla torre caso studio si sono analizzate nella fattispecie la precompressione verticale (§2.5) e l'introduzione di dispositivi a leghe a memoria di forma (SMAD) posti in serie a cavi di precompressione verticale (§2.6).

Infine al §2.7 è proposta una nuova tecnica di miglioramento sismico che costituisce l'elemento di originalità del lavoro di ricerca condotto. Consiste nell'introduzione alla base di dispositivi isteretici elasto-plastici a instabilità impedita (BRAD) accoppiati ad un modesto livello di precompressione parziale della canna della torre.

L'efficacia della tecnica proposta è dimostrata sempre per la torre caso studio mediante analisi numeriche (§2.7.3) e anche mediante dei tests su di un modello sperimentale in scala ridotta sottoposto ad input sismico (§2.7.4).

2.2 Stato dell'arte

Come anticipato nell'introduzione, il miglioramento del comportamento sismico delle torri snelle di muratura è un campo della ricerca ancora aperto. La letteratura scientifica in merito ai metodi e alle tecniche di adeguamento è infatti ad oggi non molto ricca di contributi.

In questo paragrafo si riassumono brevemente i principali lavori di ricerca che descrivono:

- il comportamento delle torri soggette alle azioni sismiche (§2.2.1),
- le possibili tecniche di miglioramento sismico (§2.2.2).

2.2.1 Comportamento al sisma di torri snelle in muratura

Alcuni dei principali lavori che descrivono il comportamento al sisma delle torri di muratura sono dovuti a Riva e altri [2.4], Casolo [2.1][2.2], Casolo e Pena[2.5], Pena e altri [2.3] e Bartoli e altri [2.6].

Nel lavoro di Riva e altri [2.4] viene analizzato il comportamento dinamico della torre degli Asinelli di Bologna. L'analisi viene condotta ricorrendo ad una modellazione FEM semplificata. La torre è stata discretizzata in 21 elementi beam elastici collegati tra loro mediante delle articolazioni nelle quali è concentrata la non-linearità. Le articolazioni non lineari, di lunghezza pari a 10 cm, collegano gli elementi beam elastici e sono poste in corrispondenza delle sezioni di discontinuità di sezione della torre ("sezioni critiche", figura 2.2). Al fine di considerare la pressoflessione deviata, le articolazioni non-lineari sono state modellate suddividendo le sezioni critiche in sotto-elementi caratterizzati da comportamento assiale (elementi truss) e vincolando le estremità delle sezioni a rimanere piane mediante elementi "rigid link" (conservazione delle sezioni piane "Navier-Bernoulli").

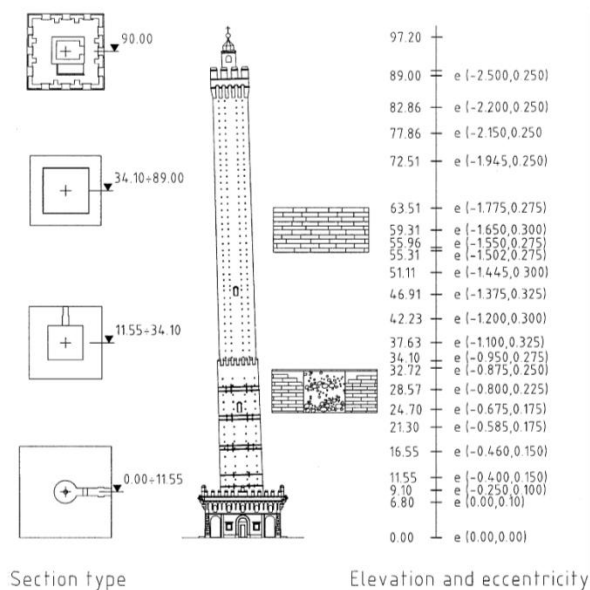


figura 2.1 – Torre degli asinelli – Riva e altri [2.4]

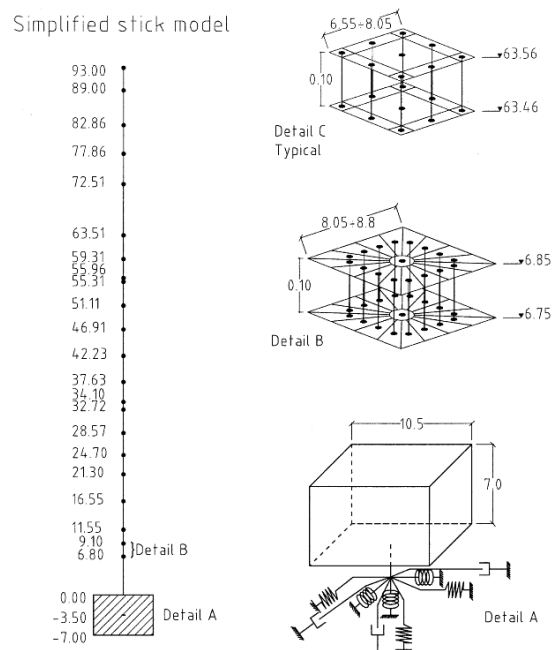


figura 2.2 – Modello FEM semplificato – Riva e altri [2.4]

Agli elementi truss delle articolazioni sono assegnate delle leggi costitutive assiali con comportamento elasto-plastico perfetto non simmetrico, con resistenza a compressione molto più elevata di quella a trazione. Il numero di truss utilizzato per discretizzare la sezione critica è tarato in modo che la pressoflessione deviata soddisfi i diagrammi di interazione (campi di resistenza del momento flettente nelle due direzioni). È necessaria infine, per evitare labilità nel modello, l'introduzione di vincoli cinematici in modo da trasferire le forze di taglio e di torsione attraverso le articolazioni. L'interazione con il terreno viene simulata mediante l'introduzione di 6 molle e 3 smorzatori.

I risultati delle analisi dinamiche non-lineari al passo fatte sul modello in questione consentono di trarre le seguenti conclusioni in merito alla torre degli Asinelli:

- La tensione massima di compressione alla base della torre ha valori molto prossimi alla resistenza limite;
- Eventi sismici di limitatissima intensità compatibili con quelli avvenuti a Bologna nel passato non sembrano compromettere la stabilità globale della torre;
- Per eventi sismici di bassa intensità c'è la possibilità di danneggiamento nelle sezioni di discontinuità. Per eventi sismici di alta intensità il danno tende a crescere determinando il collasso;
- Date le caratteristiche dinamiche della torre degli Asinelli, questa risente solamente dei sismi con contenuto in frequenza inferiore ai 4 Hz, con picco intorno ai 2 Hz.

Nel lavoro di Casolo [2.1][2.2] viene presentato un modello numerico semplificato per l'analisi del comportamento sismico di torri antiche in muratura. Il modello è una trave di Eulero-Bernoulli a mensola con sezione quadrata cava uniforme su tutta l'altezza. La sezione quadrata cava viene discretizzata in fibre assiali (figura 2.3) alle quali è assegnato il legame tensione-deformazione riportato in figura 2.4. Il legame $\sigma - \varepsilon$ prevede un iniziale tratto elastico fino alla resistenza di picco a compressione, poi un tratto con softening, scarico con deformazione residua dipendente dal livello di deformazione massimo raggiunto, e ricarico con riduzione di rigidità. Mediante il modello semplificato è stata eseguita un'analisi parametrica alla variazione dello smorzamento viscoso, dell'altezza, della resistenza a compressione, dello strain-softening e della dissipazione isteretica. La geometria e le caratteristiche del materiale assunte come riferimento sono quelle della torre civica di Pavia (tabella 2.1, tabella 2.2) [2.8].

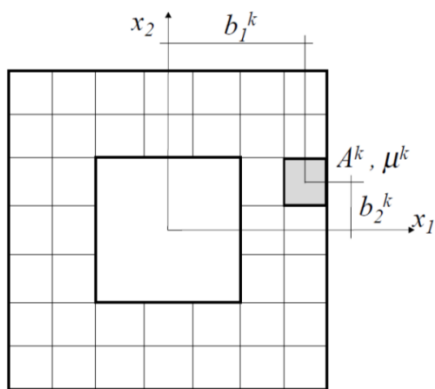


figura 2.3 – Discretizzazione della sezione a fibre - Casolo [2.1][2.2]

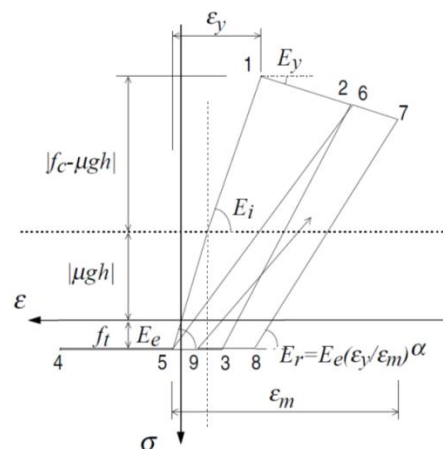


figura 2.4 – Legame sigma-epsilon - Casolo [2.1][2.2]

L'analisi parametrica viene condotta mediante analisi dinamiche non lineari sul modello numerico precedentemente descritto, adottando segnali sismici registrati con contenuto energetico compatibile con le frequenze della torre.

tabella 2.1 – Geometria della torre civica di Pavia - Casolo [2.1][2.2]

lato esterno b	5.5 m
spessore medio d	1.6 m
altezza totale h	40 m
snellezza euleriana λ	46.5
densità dei muri μ	1900 Kg/m ³
1° periodo proprio T	1.4 s

tabella 2.2 – Parametri per la definizione del legame sigma-epsilon - Casolo [2.1][2.2]

$E_i = 2800. \text{ MPA}$
$E_y = -140. \text{ MPA}$
$E_e = E_i$
$f_c = -2. \text{ MPA}$
$f_t = -f_c/10$
$\alpha = 0.6$

In figura 2.5 e figura 2.6 è riportata la risposta del modello proposto da Casolo [2.1][2.2] in termini di spostamenti in sommità della torre sottoposta a due diversi sismi.

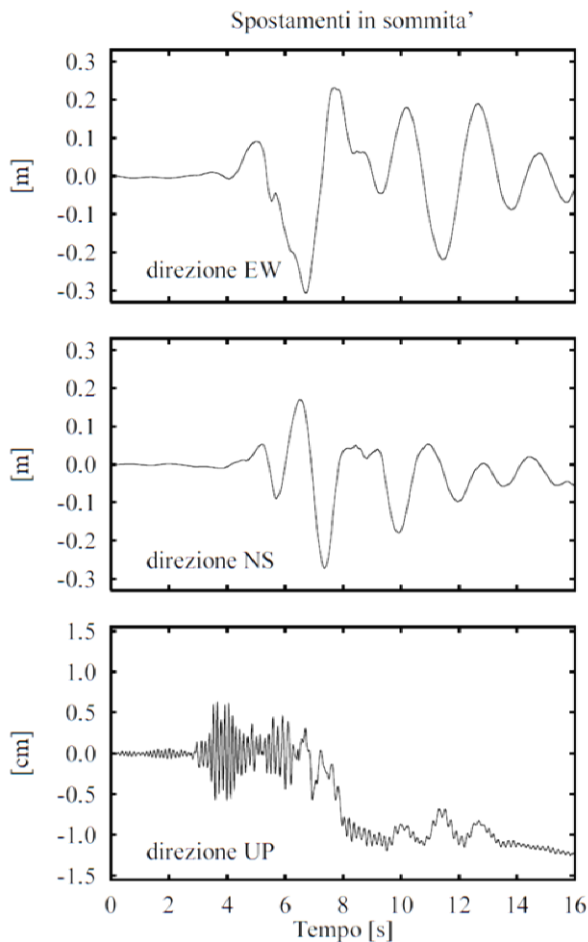


figura 2.5 – Risposta del modello non lineare e degradante, accelerogrammi registrati a El Centro sta.8, terremoto di Imperial Valley, 15 ottobre 1979 - Casolo [2.1][2.2]

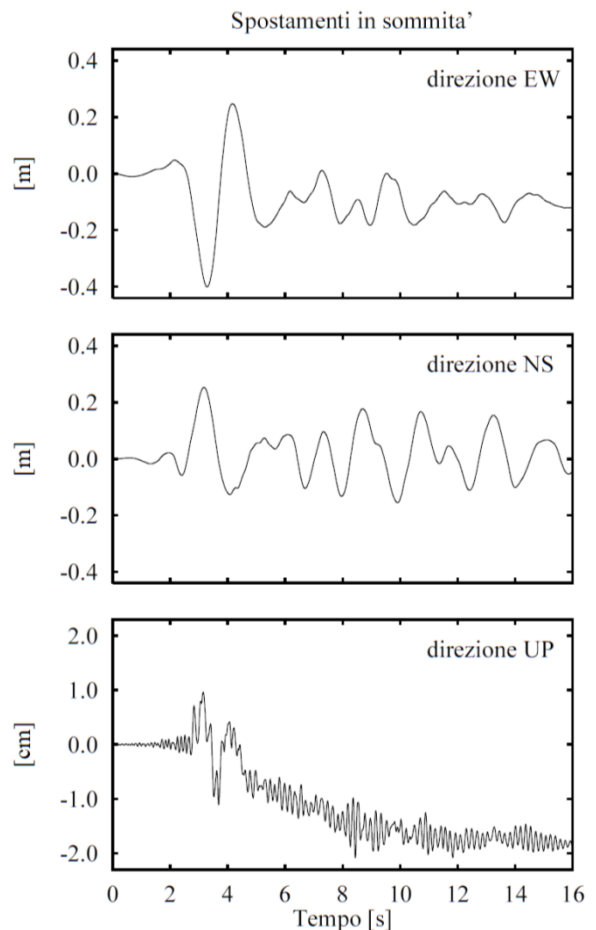


figura 2.6 – Risposta del modello non lineare e degradante, accelerogrammi registrati a Ulcinj-1, terremoto del Montenegro, 15 aprile 1979 - Casolo [2.1][2.2]

Le analisi di sensibilità fatte dimostrano che:

- All'aumentare del coefficiente di smoramento viscoso si registra una crescita dell'energia viscosa W_d , un calo dell'energia isteretica W_h , ed energia in input W_i circa costante,
- All'aumentare dell'altezza della torre si registra un incremento del periodo strutturale, che nel caso di sismi che eccitano prevalentemente le basse frequenze vanno ad incrementare i contributi finali di energia.
- All'aumentare della resistenza a compressione si riducono le deformazioni poiché la torre rimane maggiormente in campo elastico, W_i e W_h restano circa costanti, mentre W_d cresce.
- All'aumentare del modulo elastico iniziale le deformazioni tendono a ridursi, W_i e W_h crescono e W_d resta circa costante
- All'aumentare del modulo elastico di softening le deformazioni tendono a decrescere, W_i è circa costante, W_h cala leggermente, mentre W_d resta circa costante.

Un'altra analisi di sensibilità è stata fatta per valutare gli effetti della componente verticale dell'accelerazione sismica alla base. Sono determinati gli incrementi percentuali in termini di deformazioni e di contributi finali di energia rispetto alla condizione senza componente verticale del sisma, al variare dell'altezza e della resistenza a compressione della muratura. L'incremento di altezza ha evidenziato un incremento in tutte le risposte come era logico attendersi, visto che al crescere dell'altezza cresce anche il peso proprio della torre. Gli incrementi di resistenza a compressione della muratura invece non sembrano influenzare di molto la risposta strutturale.

Nel lavoro di Casolo e Pena [2.5] vengono messi a confronto il modello a fibre presentato sempre da Casolo [2.1][2.2] con un modello a elementi rigidi e molle (REM) presentato sempre da Casolo e Pena [2.7].

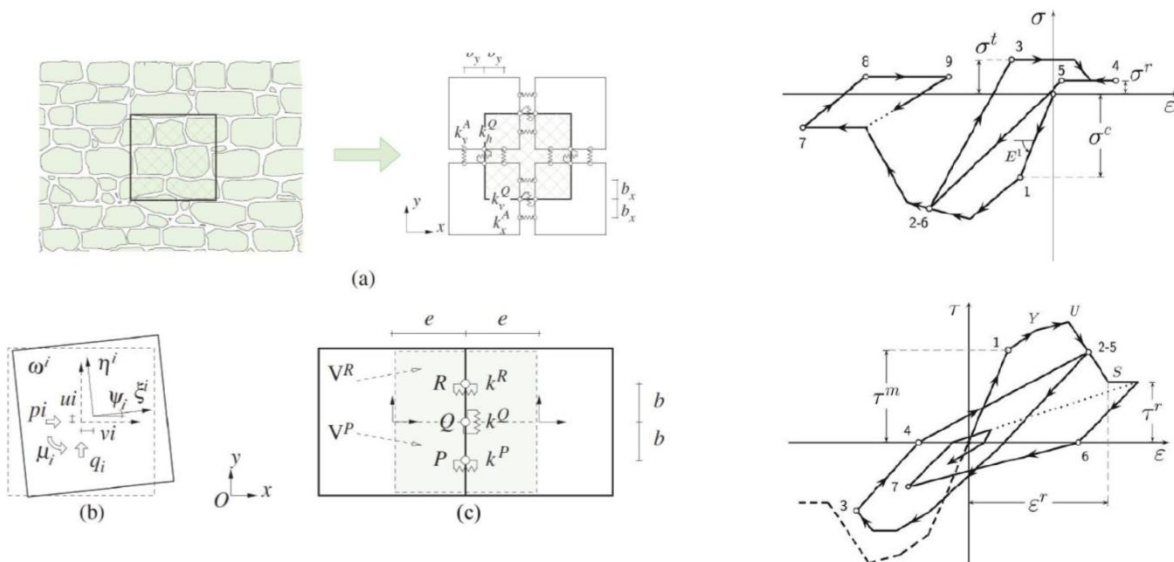


figura 2.7 – Schema della cella unitaria definita da 4 elementi rigidi. (a) cinematica, (b) disposizione delle molle di connessione, (c) elemento di volume - Casolo e Pena [2.7]

figura 2.8 – Schema delle leggi isteretiche per le molle assiali e a taglio - Casolo e Pena [2.7]

La modellazione REM idealizza la struttura muraria come un meccanismo composto da elementi rigidi e molle, e ne descrive il comportamento solo nel piano. Gli elementi sono quadrilateri rigidi, con due spostamenti lineari ed una rotazione, come mostrato in figura 2.7(b). I lati adiacenti di due elementi rigidi sono collegati da 3 molle, come mostrato nella figura 2.7(c), di cui due di tipo assiale k_p e k_R , ed una a taglio

k_Q . Le proprietà elastiche delle molle sono selezionate imponendo il criterio di approssimazione dell'energia di deformazione dei corrispondenti volumi di pertinenza nei casi di deformazione semplice. Il fulcro del modello è la cella elementare macroscopica definita da 4 elementi rigidi quadrangolari collegati tra loro come mostrato nella figura 2.7(a). La dimensione della cella deve essere uguale o superiore all'elemento di volume rappresentativo (RVE) del solido eterogeneo di partenza.

Gli aspetti costitutivi più rilevanti sono: resistenza a trazione molto bassa; spiccata ortotropia combinata ad effetti di tessitura; dipendenza della resistenza a taglio dalla tensione normale di compressione mediante l'adozione di una legge alla Coulomb; progressivo degrado meccanico a seguito di ripetuti cicli di carico; capacità di dissipazione isteretica.

Le leggi costitutive da assegnare alle molle in condizioni di carico monotono o ciclico sono scelte adottando un approccio fenomenologico, separando il comportamento isteretico delle molle assiali da quello delle molle a taglio, secondo lo schema di figura 2.8. Il riferimento è costituito da test sperimentali sia monotoni che ciclici disponibili in letteratura. Il comportamento plastico di ciascuna connessione assiale è indipendente da quello delle altre molle, mentre la risposta a taglio dipende dalla tensione normale delle connessioni assiali secondo il criterio di Coulomb.

Il modello a blocchi rigidi e molle non lineari appena descritto viene messo a confronto col modello a fibre mediante due analisi dinamiche non lineari relative a due sismi diversi (SCT, Nocera) che vanno ad eccitare frequenze laterali e verticali diverse come rappresentato dagli spettri in figura 2.9. La torre di riferimento è la stessa utilizzata nel lavoro di Casolo [2.1][2.2] che presenta le caratteristiche geometriche e di resistenza della torre civica di Pavia [2.8].

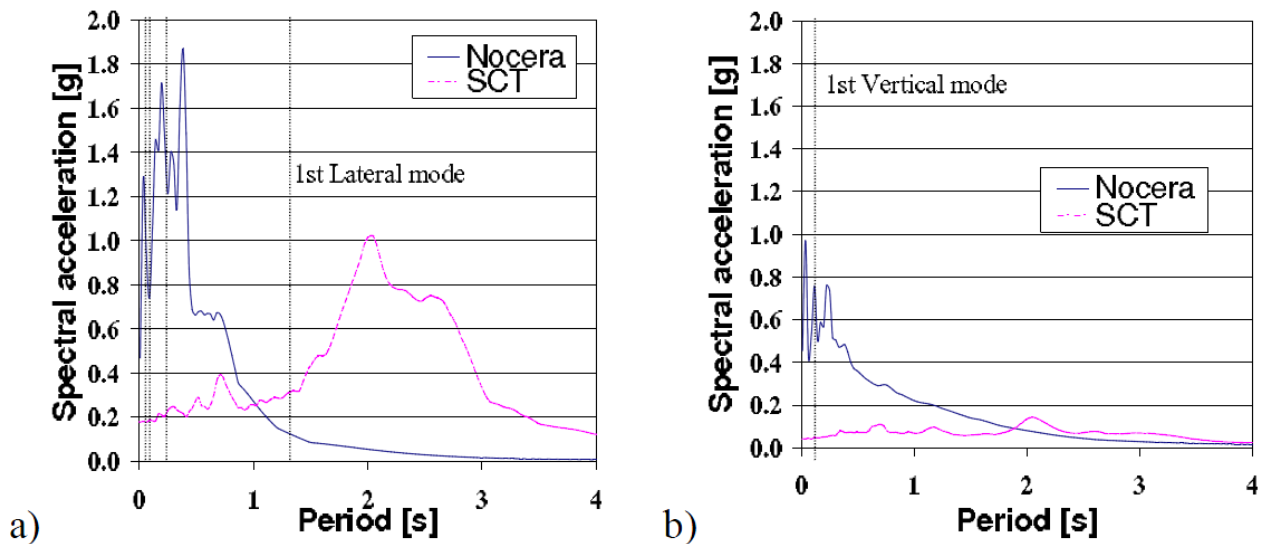


figura 2.9 – Spettro in accelerazione dei segnali sismici di Nocera e SCT: (a) orizzontale, (b) verticale - Casolo e Pena[2.5]

La figura 2.10 mostra la risposta di entrambi i modelli sottoposti al sisma SCT. Si può vedere che questi hanno un comportamento molto simile, ed è evidente che la risposta della torre è dovuta principalmente al primo modo di vibrare. Il meccanismo di danno è dovuto principalmente al danneggiamento del materiale muratura a compressione, come mostrato in figura 2.11b, che si concentra alla base di sezione. Nessun danneggiamento significativo a taglio è evidenziato (figura 2.11d).

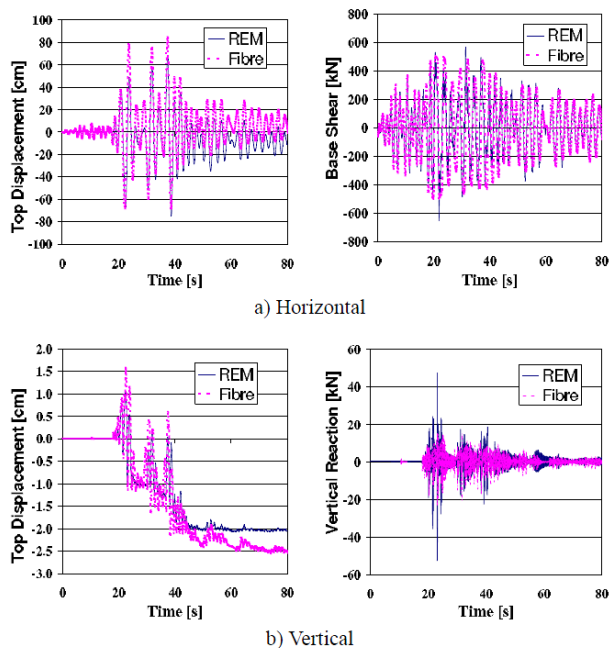


figura 2.10 – Risposte al sisma SCT: (a) spostamenti e reazioni orizzontali, (b) spostamenti e reazioni verticali - Casolo e Pena [2.5]

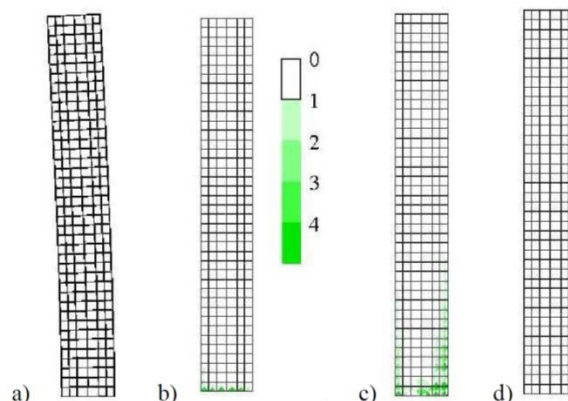


figura 2.11 – Mappe di danno del modello REM al sisma SCT: (a) spostamenti, (b) danno a compressione, (c) danno a trazione, (d) danno a taglio- Casolo e Pena [2.5]

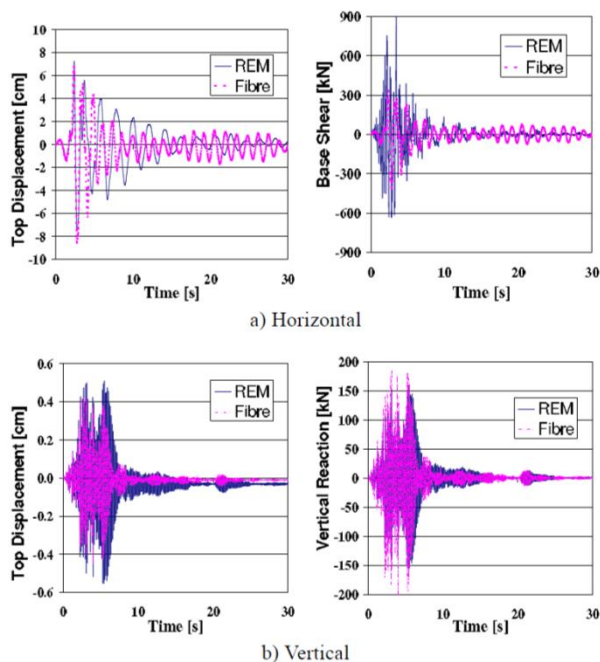


figura 2.12 – Risposte al sisma Nocera: (a) spostamenti e reazioni orizzontali, (b) spostamenti e reazioni verticali - Casolo e Pena [2.5]

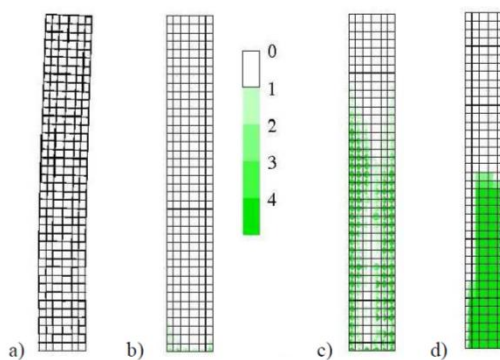


figura 2.13 – Mappe di danno del modello REM al sisma Nocera: (a) spostamenti, (b) danno a compressione, (c) danno a trazione, (d) danno a taglio- Casolo e Pena [2.5]

La figura 2.12 mostra le risposte dei due modelli al sisma di Nocera. All'inizio del sisma, durante la fase elastica lineare, questi hanno un comportamento simile. Poi, dopo 2 secondi, le risposte diventano molto

diverse. Il modello REM, infatti, si danneggia ed evidenzia un significativo incremento del periodo naturale di vibrazione, mentre il modello a fibre continua ad oscillare con lo stesso periodo iniziale. In generale, il modello a fibre rimane quasi elastico. La risposta orizzontale per il modello REM invece è regolata principalmente dal danneggiamento a taglio, mentre la risposta verticale è influenzata dal danneggiamento a trazione localizzato nella parte centrale della torre. Il danno che presenta il modello REM è dovuto principalmente alla trazione e al taglio (figura 2.13d).

In sintesi i due modelli danno risposte simili se il sisma non determina danneggiamento a taglio, come evidenziato dalle risposte dei modelli sottoposti al sisma SCT. Se il sisma determina danneggiamento a taglio invece solo il modello REM riesce a coglierlo.

Il modello a blocchi rigidi e molle non lineari proposto da Casolo e Pena [2.7] viene utilizzato anche nei lavori [2.9], [2.10] e [2.11].

Nel lavoro di Pena e altri [2.3] è svolta una analisi del comportamento sismico della torre Qutb Minar in Delhi (India). L'analisi viene condotta mediante l'ausilio di tre diversi modelli agli elementi finiti della torre (figura 2.14). In figura 2.14a è riportato il modello tridimensionale solido costituito da elementi brick, in figura 2.14b è riportato il modello tridimensionale costituito da elementi beam, e in figura 2.14c è riportato il modello piano costituito da elementi rigidi e molle (Casolo e Pena [2.7]).

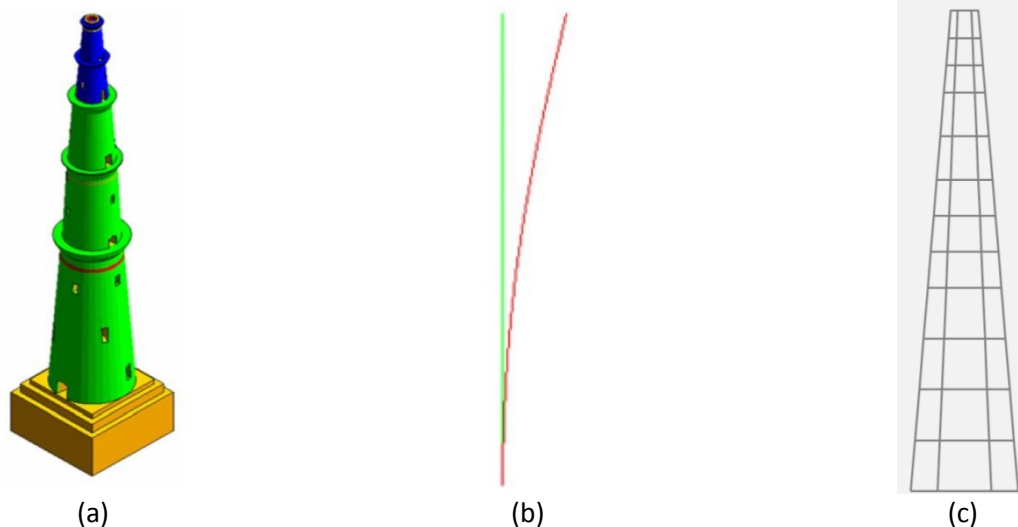


figura 2.14 – Modelli FEM torre Qutb Minar in Delhi (India) – Pena e altri [2.3]

Sono utilizzati materiali isotropi per tutti i modelli, poiché la muratura è costituita da pietrame irregolare legato da spessori di malta di calce molto elevati. Pertanto, il materiale è considerato come un materiale isotropo omogeneizzato al fine di ridurre l'onere computazionale. Le proprietà elastiche del materiale sono ottenute dalla calibrazione dei modelli con le frequenze della torre misurate mediante misurazioni di identificazione dinamica in sito. Le proprietà di resistenza del materiale sono state prese invece dalla letteratura. Il modello costitutivo utilizzato per rappresentare il materiale è il classico “smeared cracking model” di solito utilizzato anche per il calcestruzzo.

I modelli presentano un comportamento simile se sollecitati con gli stessi carichi e se sottoposti alle stesse analisi. Tuttavia, i risultati ottenuti mediante le analisi statiche non lineari indicano una risposta al sisma della torre diversa rispetto le analisi dinamiche non lineari.

L'analisi non lineare statica (pushover) mette in luce che la parte più bassa della torre è fortemente fessurata e pertanto il collasso avviene per un meccanismo di ribaltamento (figura 2.15). Le analisi dinamiche non lineari invece evidenziano che la parte del Qutb Minar più sensibile ai danni sismici coincide con la parte più alta della torre (figura 2.16), dove si registrano le più alte accelerazioni e i maggiori spostamenti.

Le differenze nei risultati tra l'analisi statica e quella dinamica non lineare sono dovute all'influenza dei modi propri di vibrazione più elevati della torre, che non sono considerati nell'analisi pushover poiché effettuata con profili di forza costanti nel processo di carico. I risultati delle analisi dinamiche non lineari possono essere considerati più rappresentativi del reale comportamento sismico della torre, dato che i danni effettivamente causati dai terremoti sono concentrati nella parte alta della torre. In questo contesto, è possibile concludere che la parte più vulnerabile della torre Qutb Minar è la parte alta.

I risultati dei diversi approcci permettono di concludere che:

- la distribuzione delle forze laterali ha una grande influenza sulle analisi pushover,
- non è consigliabile utilizzare l'analisi pushover per studiare il comportamento sismico di torri in muratura in quanto non è possibile trascurare l'influenza dei modi superiori,
- in questo caso particolare, l'analisi pushover modale non è in grado di riprodurre i risultati ottenuti con l'analisi non lineare dinamica,
- lo smorzamento ha una grande influenza sui risultati delle analisi dinamiche in termini di spostamento, mentre l'effetto della resistenza a trazione e l'energia di frattura influenzano la risposta in maniera minore.

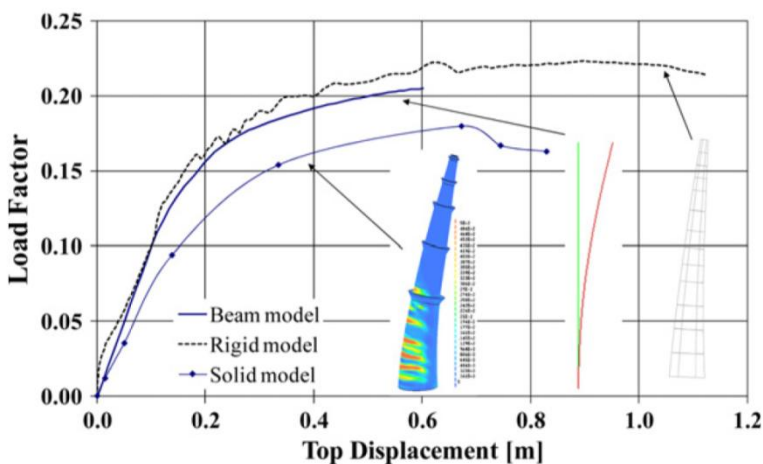


figura 2.15 – Curve di capacità ottenute coi tre modelli FEM – Pena e altri [2.3]

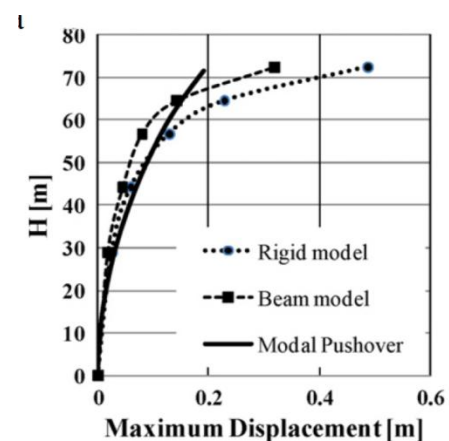


figura 2.16 – Massimi spostamenti a confronto (rigid model e beam model: spostamenti analisi dinamica) (modal pushover: spostamenti analisi pushover)– Pena e altri [2.3]

Nel lavoro di Bartoli e altri [2.6] è proposta una procedura innovativa per la verifica sismica delle costruzioni storiche alte con riferimento al caso studio della “Torre Grossa” di San Gimignano. La verifica sismica viene condotta mediante la preliminare calibrazione di un modello FEM elastico mediante misurazioni di identificazione dinamica in sito. Utilizzando questo modello fem lineare vengono effettuate delle analisi time-history con lo scopo di valutare le sollecitazioni per alcune sezioni di riferimento. Mediante l’andamento delle sollecitazioni nel tempo sono definiti 2 stati limite: (I) stato limite di ribaltamento, (II) stato limite di collasso di un pannello murario.

Con lo stato limite (I) si verifica che l’azione del peso proprio accoppiata con l’azione sismica determini una risultante con eccentricità interna alla sezione di base. Pertanto si verifica che l’eccentricità nel tempo massima $|e_{max}|$ non superi il limite di metà lunghezza della sezione di base $|e_{lim}|$. Lo scopo è quello di determinare il coefficiente di riduzione dell’azione sismica per assicurare la sicurezza al ribaltamento $\alpha = \frac{|e_{max}|}{|e_{lim}|}$. Con questo coefficiente si determina anche la massima accelerazione che la torre accetta senza ribaltarsi $a_{g1} = a_g/\alpha$.

Con lo stato limite (II) viene controllato il collasso locale, si verifica che il carico sismico non produca uno schiacciamento locale sullo strato esterno della muratura a sacco. Pertanto le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono scomposte sulle aree che la compongono. Per poter far questo si assumono le seguenti ipotesi:

- Materiale elastico lineare senza resistenza a trazione;
- Conservazione delle sezioni piane.

Con queste ipotesi, lo sforzo normale e il momento flettente agenti sulla sezione complessiva determinano le forze agenti sulla singola area, distinguendo il caso in cui il carico risultante esce dal nocciolo d’inerzia. Lo sforzo di taglio viene applicato ai soli elementi paralleli al carico sismico considerato.

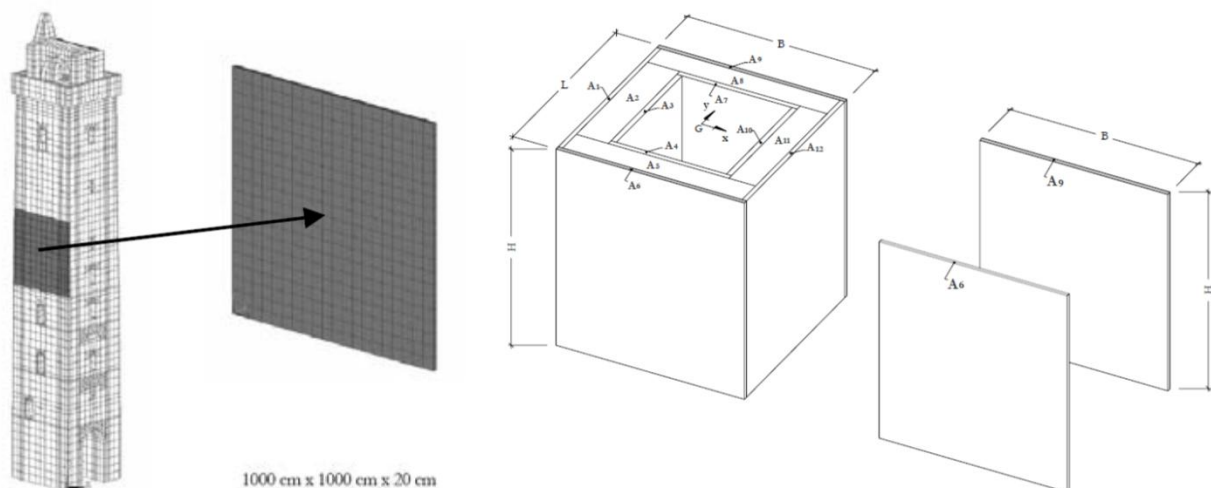


figura 2.17 – Definizione dei pannelli e aree elementari (Bartoli e altri [2.6])

Le coppie di sollecitazione momento e taglio determinate per ogni istante temporale sono riportate in figura 2.18, mediante analisi non-lineari sul singolo pannello nodale è possibile determinare il dominio di collasso dello stesso come riportato in figura 2.19. Le proprietà non lineari della muratura sono schematizzate utilizzando il criterio di Drucker-Prager e assumendo come superficie di rottura quella definita da Willam and Warnke (tabella 2.3).

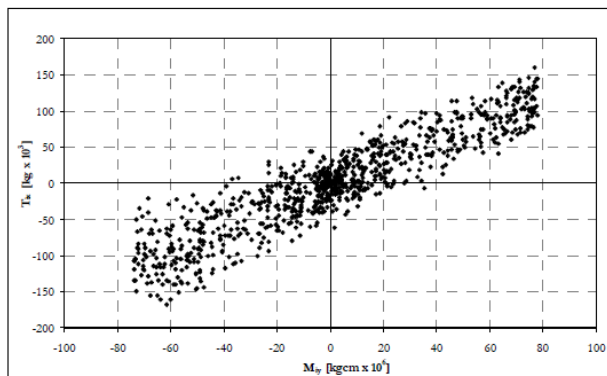


figura 2.18 – Momento-Taglio (Bartoli e altri [2.6])

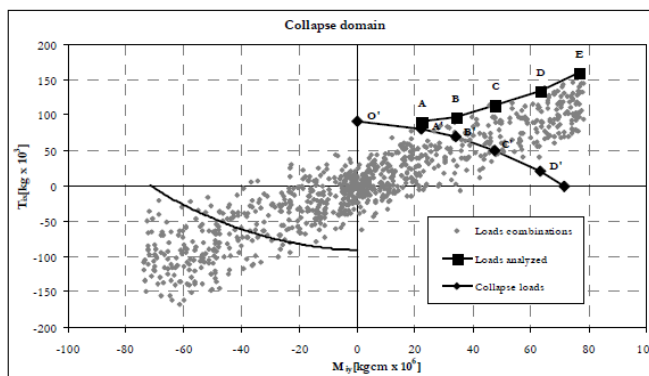


figura 2.19 – Momento-Taglio “criterio di rottura” (Bartoli e altri [2.6])

tabella 2.3 – Criteriodi rottura del materiale (Bartoli e altri [2.6])

Yield Drucker-Prager criterion		Willam and Warnke failure surface	
c	6.15 kg/cm ²	f _c	55 kg/cm ²
δ	10°	f _t	3.5 kg/cm ²
φ	51°	β _c	0.75
		β _t	0.15

L’applicazione dei due stati limite alla “Torre Grossa” di San Gimignano ha determinato un carico sismico a collasso pari al 17% di quello previsto dal codice italiano per quanto riguarda il ribaltamento, mentre per la verifica locale un carico a collasso pari al 10% di quello previsto dal codice italiano.

2.2.2 Tecniche di miglioramento sismico

Come anticipato la letteratura scientifica non è molto ricca di contributi che propongono e descrivono tecniche per il miglioramento sismico delle torri di muratura. I principali lavori in merito sono dovuti a Azevedo e Sincaian [2.12] e Betti e altri [2.13].

Il lavoro di Azevedo e Sincaian [2.12] valuta l’efficacia dell’introduzione di dispositivi SMAD nella torre campanaria di S.Giorgio a Trignano (San Martino in Rio, Reggio Emilia, Italia). La valutazione di efficacia è eseguita mediante analisi dinamiche non lineari su modelli numerici DEM (discrete element method) detti anche “modelli a blocchi rigidi”, dove la non linearità del materiale è concentrata nei collegamenti tra i blocchi secondo le leggi tensione-deformazione riportate in figura 2.20.

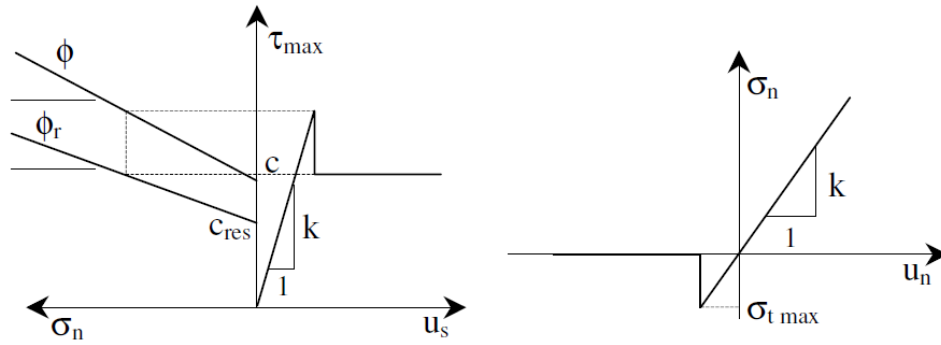


figura 2.20 – Coulomb slip-model (Azevedo e Sincaian [2.12])

L'intervento di miglioramento sismico sulla torre campanaria è stato effettivamente realizzato mediante quattro cavi in acciaio di precompressione verticale posti in serie con 4 dispositivi SMAD [2.33][2.35].

Il Campanile di S Giorgio a Trignano è stato analizzato considerando tre diversi schemi di rinforzo. Il primo schema prevede l'introduzione dei soli cavi verticali, dalla base in sommità della torre, precomprimendo pure la cella campanaria come riportato in figura 2.21 a. Nel secondo schema è aggiunto un cavo orizzontale situato immediatamente sotto la cella campanaria, come riportato in figura 2.21 b. Nel terzo schema sono introdotti oltre ai cavi verticali 6 cavi orizzontali, come riportato in figura 2.21 c.

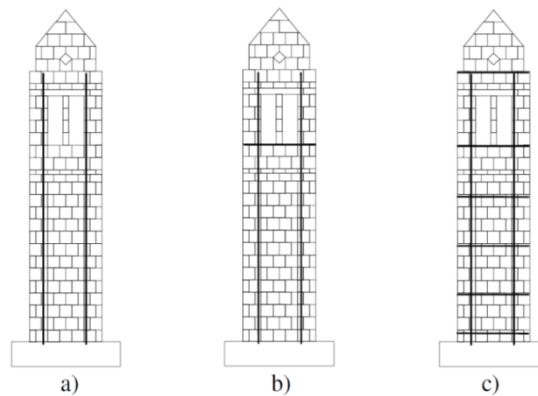


figura 2.21 – Introduzione dei cavi: (a) cavi verticali, (b) cavi verticali + 1 orizzontale, (c) cavi verticali + 6 orizzontali (Azevedo e Sincaian [2.12])

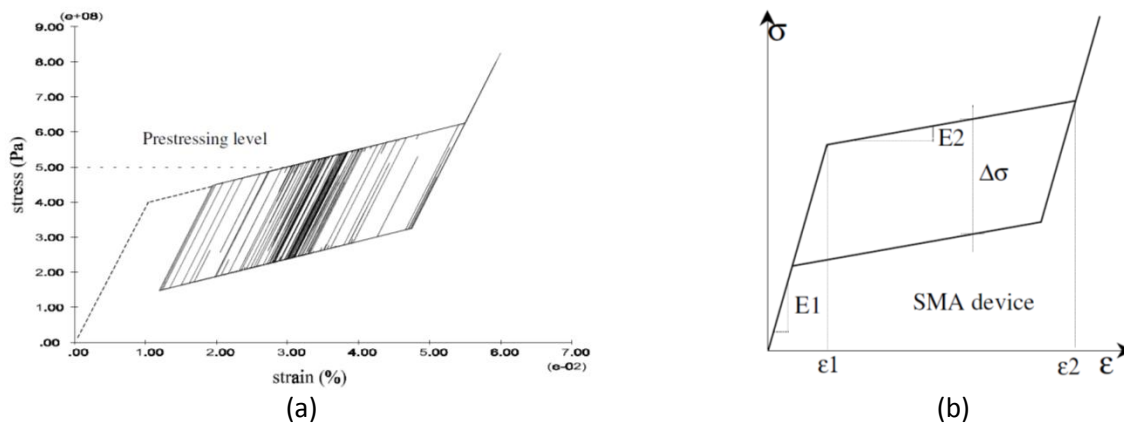


figura 2.22 – Legge tensione-deformazione legge a memoria di forma (Azevedo e Sincaian [2.12])

La legge utilizzata per le leghe a memoria di forma è riportata in figura 2.22a, dove è riportato anche il livello di precompressione utilizzato. I parametri utilizzati per la definizione dei dispositivi SMAD sono: $E1=40\text{GPa}$, $E2=5\text{GPa}$, $\epsilon1=0.01$, $\epsilon2=0.055$, area $A=0.1\text{cm}^2$, $\Delta\sigma=300\text{MPa}$, lunghezza $L=0.45\text{m}$, tensione di precompressione $\sigma_p=500\text{MPa}$ (figura 2.22b). Le leghe a memoria di forma sono caratterizzate da un comportamento post-elastico con rigidità non trascurabile, che per elevati valori di deformazione ritorna ad essere pari alla rigidità elastica. Questo comportamento garantisce un carico di precompressione stabile “quasi-costante” compreso tra il valore di forza massimo e minimo del ciclo isteretico, ed inoltre permette di dissipare energia mediante cicli isteretici senza deformazione residua finale. La capacità di dissipazione energetica e la stabilizzazione del carico di precompressione è il motivo per cui il loro utilizzo dovrebbe essere preferibile alla tradizionale precompressione elastica lineare mediante cavi in acciaio.

Sono effettuate delle analisi dinamiche al passo, considerando 3 accelerogrammi: uno reale e due artificiali generati e spettrocompatibili, che considerano rispettivamente suolo soffice e suolo rigido.

L'introduzione dei soli cavi verticali è utile a prevenire il collasso della torre, ma evidenti danneggiamenti si verificano come evidenziato in figura 2.23a e figura 2.24a. Gli scorrimenti e le fessurazioni sono concentrate al di sotto della cella campanaria. L'introduzione del cavo orizzontale sotto la cella campanaria limita il verificarsi di tali danni, come evidenziato in in figura 2.23b e figura 2.24b, ma fa migrare il danneggiamento al di sotto del cavo orizzontale introdotto. Infine l'introduzione dei 6 cavi orizzontali limita di molto il danneggiamento, riducendolo e localizzando in sommità della torre dove nessun intervento è stato eseguito.

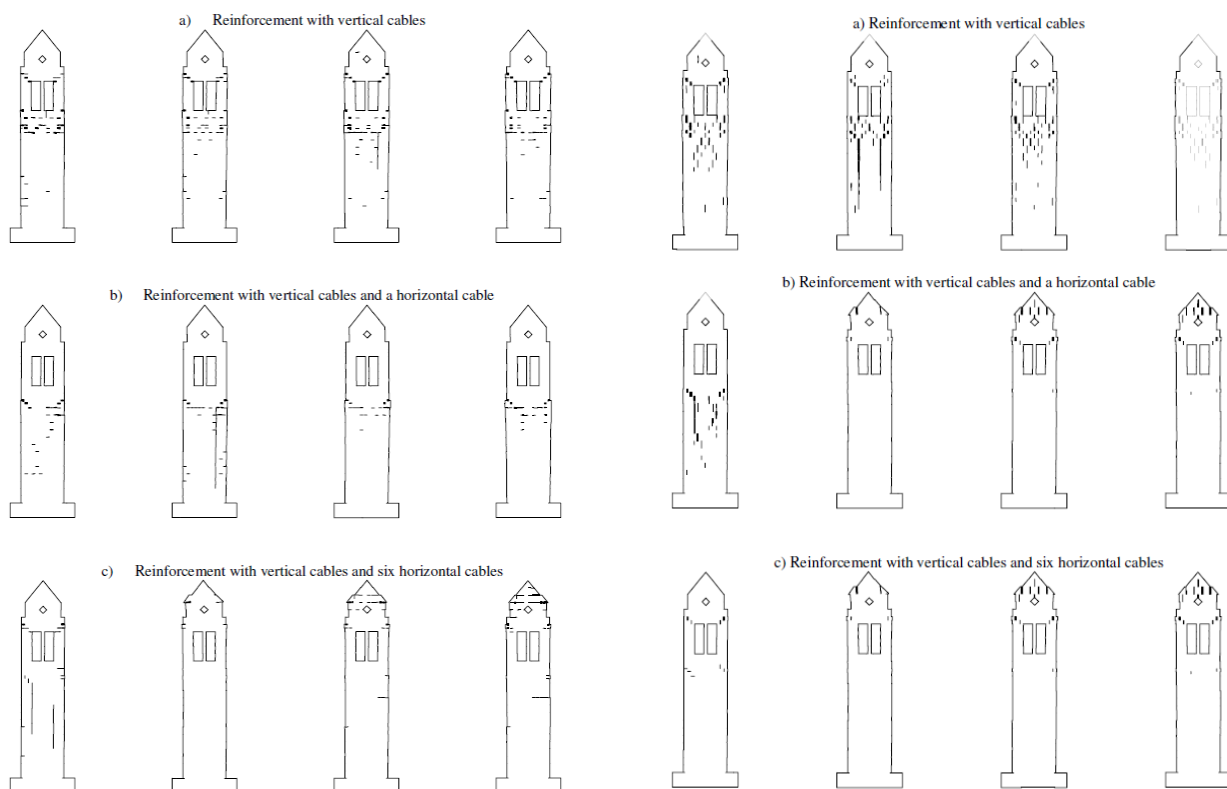


figura 2.23 – Sequenza dello scorrimento tangenziale dei giunti (Azevedo e Sincaian [2.12])

figura 2.24 – Sequenza dell’apertura delle fessure normali alla direzione dei giunti (Azevedo e Sincaian [2.12])

Per effettuare un confronto tra le quattro configurazioni analizzate (senza cavi, con cavi verticali, con cavi verticali + 1 orizzontale e con cavi verticali + 6 orizzontali) sono definite 7 funzioni di vulnerabilità:

- a) Massimo spostamento in sommità [cm],
- b) giunti con scorrimento [%],
- c) giunti fessurati [%],
- d) Massimo scorrimento [cm],
- e) Massima fessurazione [cm],
- f) Scorrimento medio [cm],
- g) Fessurazione media [mm],

che sono graficate al variare della PGA in figura 2.25.

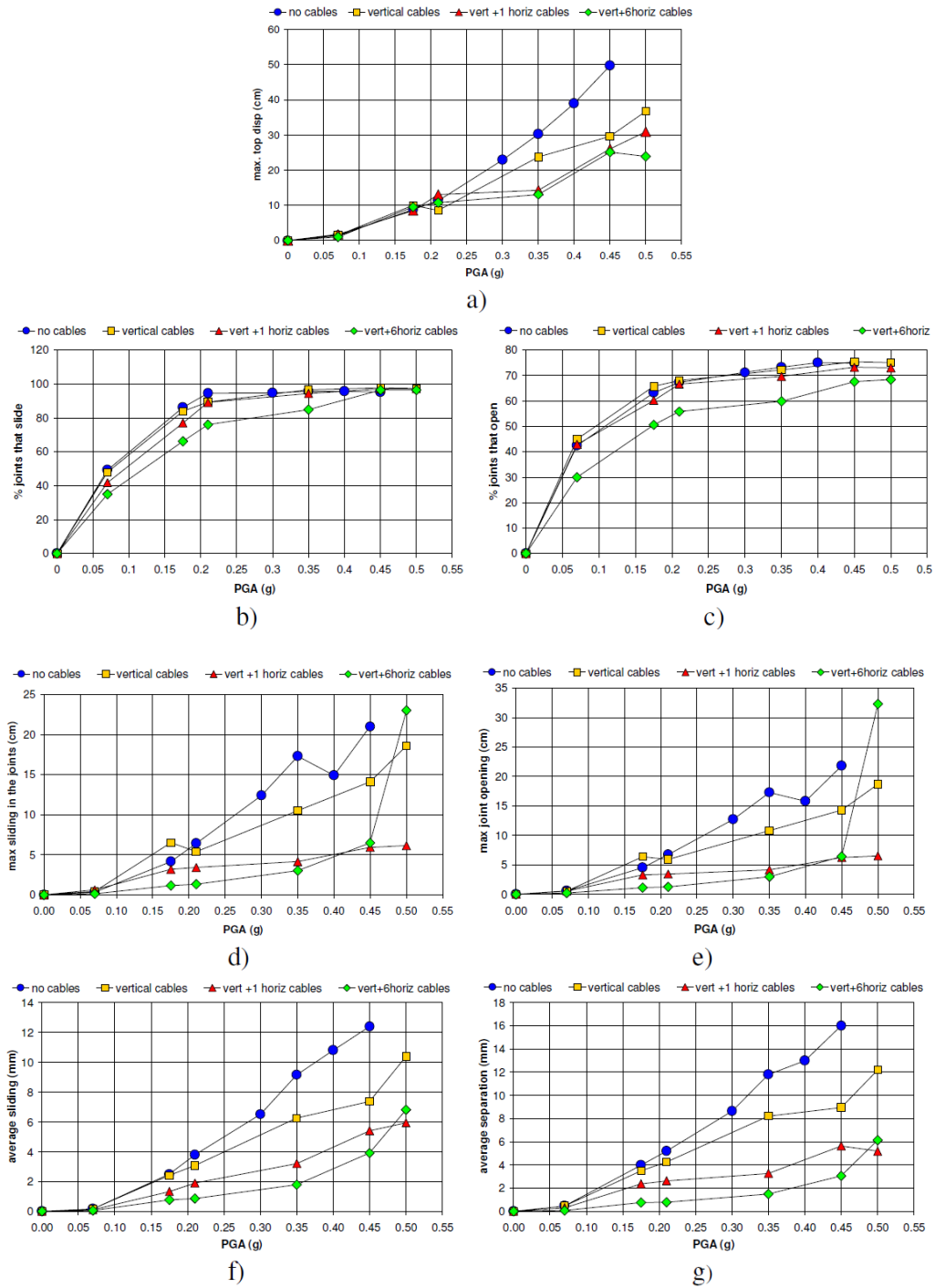


figura 2.25 – Funzioni di vulnerabilità al variare della PGA

La figura 2.25a mostra come gli interventi riducono lo spostamento massimo in sommità della torre per i sismi con $PGA > 0.2g$. La figura 2.25b e la figura 2.25c mostrano come la diffusione del danneggiamento sia sensibilmente ridotta solo per l'intervento con cavi verticali e 6 cavi orizzontali. La figura 2.25d e la figura 2.25e mostrano come gli scorrimenti e le fessurazioni massime siano notevolmente ridotte. La figura 2.25f e la figura 2.25g confermano il risultato anche in termini medi.

Il lavoro di Betti e altri [2.13] riassume alcuni risultati preliminari in merito alla valutazione del grado di vulnerabilità sismica del campanile della basilica dell'Impruneta (Firenze). La valutazione viene fatta mediante analisi statiche non-lineari (pushover). In questo lavoro viene anche riportata una proposta di miglioramento strutturale della torre mediante precompressione verticale.

Il campanile, riportato in figura 2.26, ha una sezione pressoché quadrata di lato 5.30 m x 5.40 m con spessore dei paramenti murari pari a circa 1.3 metri. Questo spessore si mantiene costante fino alla quota di imposta della cella campanaria (circa 27 metri); successivamente la muratura si rastrema e prosegue fino alla sommità (circa 42 metri) con uno spessore costante pari a 0.90 m. La torre spicca dagli edifici più bassi (ossia i vani che si affacciano sui due chiostri interni della Basilica) ad una quota di circa 8.90 metri raggiungendo un'altezza complessiva di circa 42 metri. Il campanile ha subito nel 2000 un intervento di ristrutturazione e consolidamento che ha riguardato principalmente la cella campanaria la quale si trovava in un avanzato stato di degrado.



figura 2.26 – Campanile della basilica dell'Impruneta [2.13]

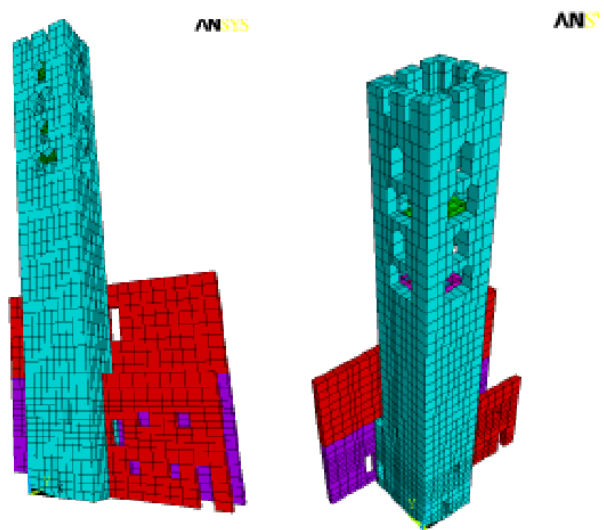


figura 2.27 – Modello numerico [2.13]

L'analisi è condotta utilizzando un modello agli elementi finiti. Lo specifico comportamento meccanico della muratura è stato riprodotto assumendolo come un materiale elastoplastico con crushing a compressione e cracking a trazione. Oltre alla struttura della torre, per tenere di conto delle condizioni di vincolo offerte dagli edifici presenti nella parte bassa della struttura, sono state parzialmente modellate anche le pareti direttamente collegate a questa (figura 2.27).

Le analisi pushover hanno evidenziato per la prima condizione di carico (forze proporzionali al primo modo di vibrare) che in entrambe le direzioni il collasso si attesta ad un livello di carico pari a circa il 20% della massima azione sismica prevista dalla norma per l'area. Data la simmetria della struttura il comportamento è pressoché identico nelle due direzioni anche se alcune differenze sono rilevabili sugli spostamenti

sommitali a causa delle diverse condizioni di vincolo offerte alla base dalla presenza dell'ammorsamento del campanile con gli edifici presenti nella parte bassa. La seconda condizione di carico (forze proporzionali al prodotto delle masse per l'altezza), risulta decisamente più gravosa e il collasso si attinge per un livello dell'azione sismica pari al 14% circa della massima azione sismica; in questa condizione di carico gli spostamenti in sommità del punto di controllo per le analisi condotte nelle due direzioni non manifestano la pronunciata differenza del caso precedente.

L'intervento di miglioramento proposto in [2.13] consiste nell'inserimento di tiranti verticali opportunamente pretesi. Questi infatti permettono di incrementare lo sforzo normale alla base del campanile, senza peraltro tradursi in un significativo aumento delle masse che risulterebbe controproducente in campo sismico.

La proposta di intervento prevede la disposizione di quattro tiranti verticali nella sezione interna del campanile. La presenza della scala in acciaio interna e della botola di interpiano di dimensioni 80 x 40 cm posta centralmente a livello del piano di imposta della cella campanaria, hanno indotto a posizionare i tiranti verticali nella zona centrale (interna al vano scale) in modo da avere una modesta interferenza con le nuove opere (figura 2.28). L'intervento è realizzato mediante barre lisce pretese dywidag $\varnothing 36$ (con pretensione pari a 1250 kN) e rappresenta un buon compromesso nell'estetica dell'edificio: esso rimane infatti nascosto dall'esterno. In figura 2.29 è riportato un particolare costruttivo dell'ancoraggio dei cavi verticali.



figura 2.28 – Spaccato assometrico [2.13]

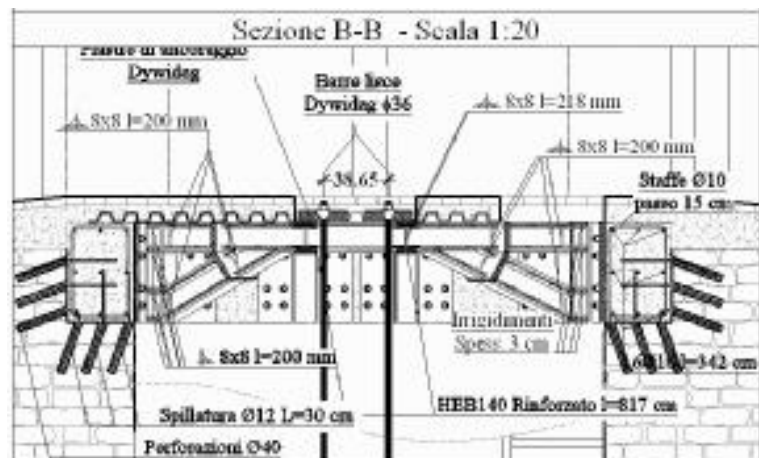


figura 2.29 – Sezione del particolare di ancoraggio [2.13]

Rideterminando le curve di capacità mediante il modello numerico in configurazione adeguata si è verificato che: relativamente alla prima distribuzione di forze si passa da un 21% della massima forza sismica trasferibile dalla struttura ad un 49% dopo l'intervento; per la seconda si passa da un 14% ad un 41% dopo l'intervento. Anche se l'intervento non garantisce l'adeguamento sismico alle accelerazioni previste per il sito, il beneficio apportato dall'intervento alla struttura pare essere significativo.

2.3 Torre di riferimento

La geometria assunta per la torre di riferimento è convenzionale, ma basata sulle caratteristiche geometriche di una torre reale: il campanile di San Donato a Murano (Venezia). In figura 2.30 si riporta il rilievo con la sua geometria.

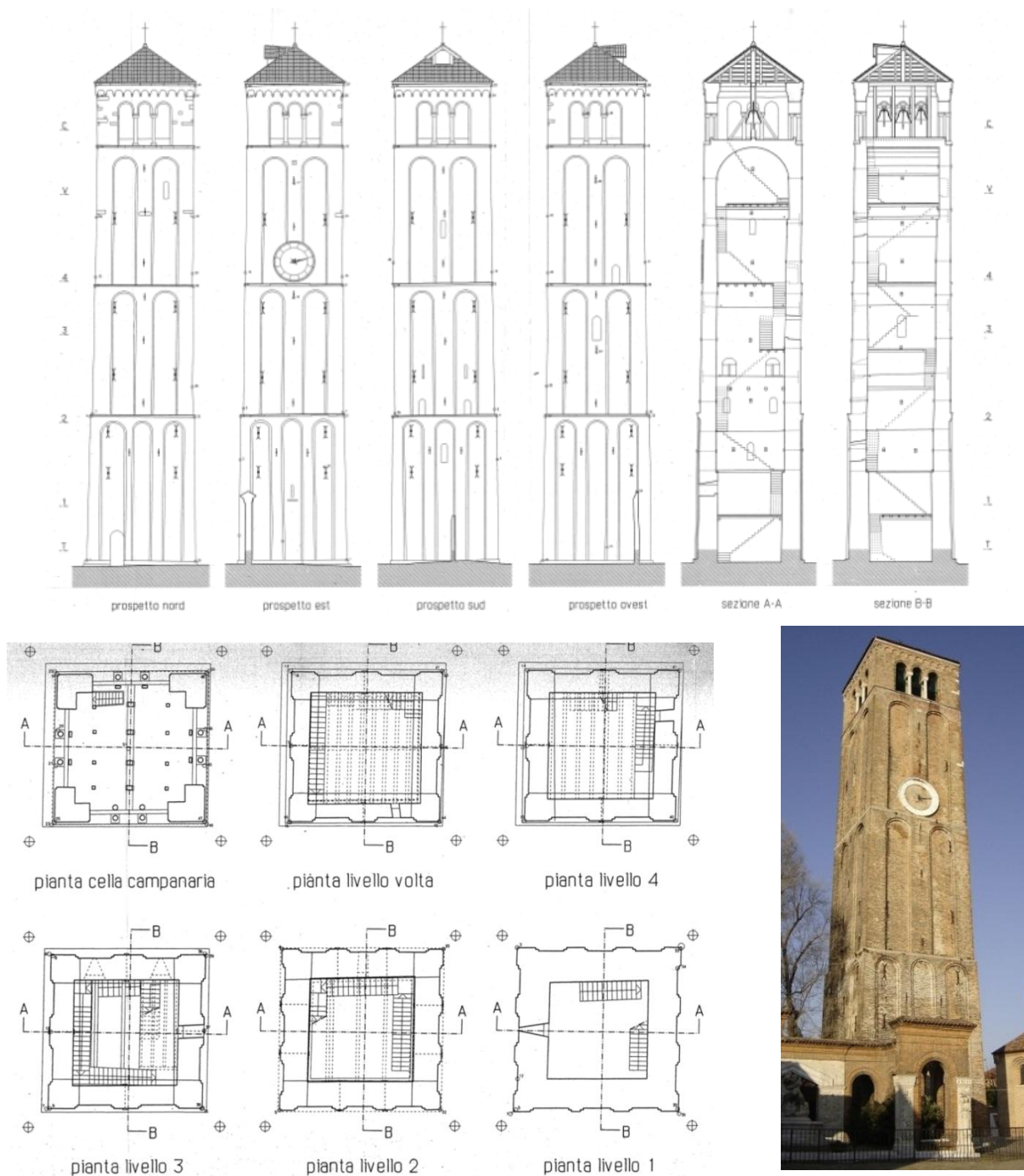


figura 2.30 - Campanile di San Donato a Murano

2.3.1 Descrizione della torre esistente

Il campanile di San Donato a Murano, di altezza pari a circa 40 m e sezione quadrata cava con lato pari a circa 8.5 m, presenta spessore dei paramenti murari variabile con l'altezza. Per la schematizzazione della torre si è convenzionalmente considerato uno spessore costante di 1,2 metri, pari al valore medio tra il piede e la sommità.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche di resistenza, non essendo disponibili prove sperimentali sul materiale, si è assunta una legge costitutiva della muratura basata su valori comunemente adottati in letteratura. Viene assunta una resistenza a trazione nulla, una tensione massima di compressione pari a -5 MPa, modulo elastico pari a 2800 MPa e modulo di softening pari a -140 MPa. La tensione massima di compressione ed il modulo elastico adottato rispettano la seguente relazione empirica $E = 500 \div 1000 \sigma_c$ [2.14], mentre il modulo di softening è assunto come in [2.1][2.2].

In figura 2.31 e in tabella 2.4 sono riassunti rispettivamente la geometria della torre convenzionale e le grandezze utilizzate per definire il legame costitutivo adottato. Viene pertanto considerata una sezione quadrata cava costante per tutta l'altezza della torre.

tabella 2.4 - Parametri geometrico-inerziali della torre

B (lato esterno)	8.5 m
b (lato interno)	6.1 m
t (spessore)	1.2 m
A (area)	35.04 m ²
J (momento d'inerzia)	319.62 m ⁴
H (altezza)	40 m
E (modulo elastico)	2800 MPa
E _d (modulo softning)	-140 MPa
σ _c (tensione max compressione)	-5 MPa
ρ (densità)	1900 Kg/m ³
i (raggio d'inerzia)	302 m
λ (snellezza)	26.5
f _{o,el} (frequenza elastica)	1.27 Hz
T _{o,el} periodo elastico	0.787 sec

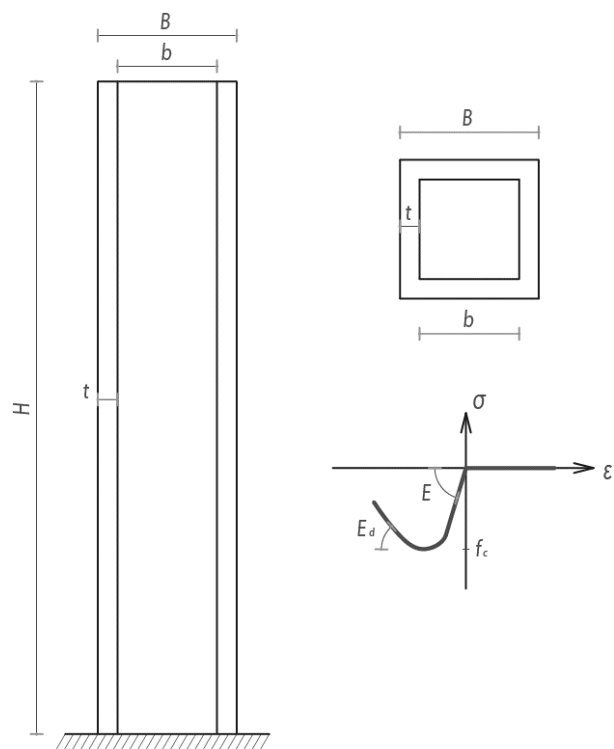


figura 2.31 - Geometria semplificata della torre

2.3.2 Considerazioni sul criterio di rottura

Poiché il modello FEM utilizzato per le analisi andrà a considerare solamente il contributo non-lineare della presso-flessione, in questo paragrafo viene verificato che il meccanismo di rottura per presso-flessione

avvenga anticipatamente rispetto a quello di taglio-scorrimento e a quello di taglio per fessurazione diagonale. Lo sforzo normale dovuto al peso proprio della torre è pari a $N = 26630$ kN. Il momento ultimo alla base della torre è così calcolato $M_u = Ne$. L'area di sezione compressa in condizioni di momento ultimo è pari a $A_c = N/\sigma_c = 5.32$ m². Di seguito è riportato il calcolo analitico dell'eccentricità e , distinguendo i due casi principali in funzione della porzione di sezione compressa.

Caso I: $A_c > Bt$

$$A_c = 2tx + Bt \quad (2.1)$$

$$x = (A_c - Bt)/2t \quad (2.2)$$

$$e = \frac{1}{A_c} \left[Bt \left(\frac{B}{2} - \frac{t}{2} \right) + 2tx \left(\frac{B}{2} - t - \frac{x}{2} \right) \right] \quad (2.3)$$

Caso II: $A_c < Bt$

$$A_c = Bx \quad (2.4)$$

$$x = A_c/B \quad (2.5)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{x}{2} \quad (2.6)$$

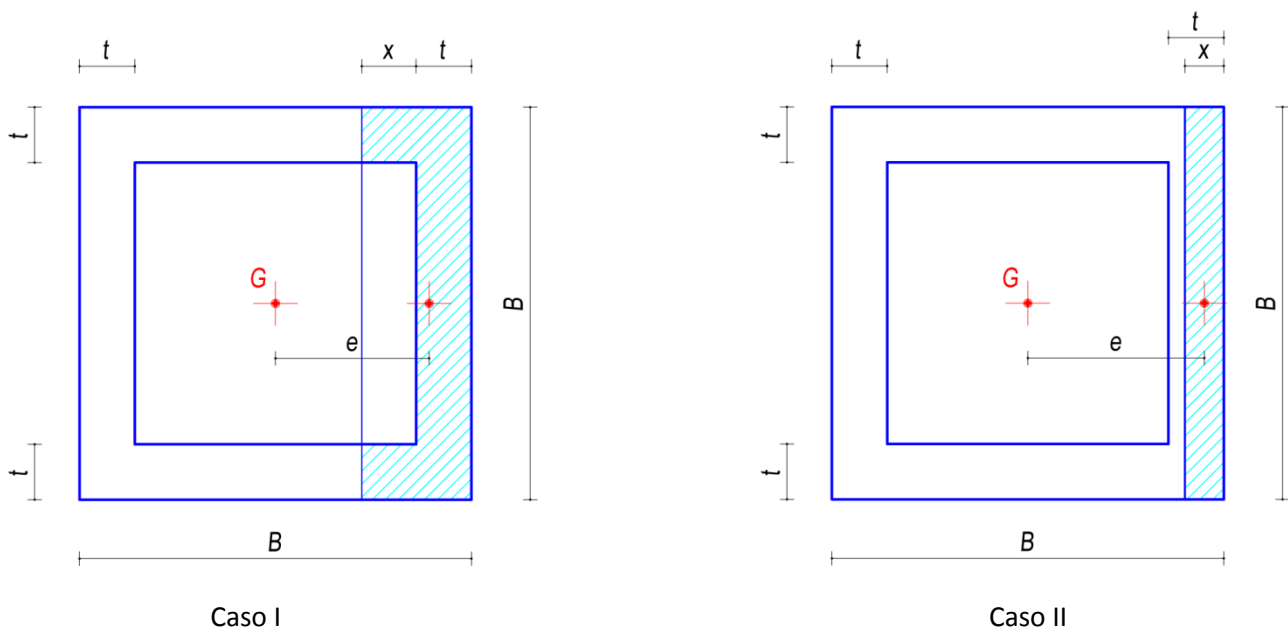


figura 2.32 – Area compressa della sezione a box

Per la torre in esame si ricade nel caso II, mediante la relazione (2.5) si determina $x = 0.63 m$ e mediante la (2.6) una eccentricità pari a $e = 3.94 m$ che determina un momento ultimo pari a $M_u = Ne = 104835.93 kNm$.

Ipotizzando che la torre possa essere schematizzata come una mensola sollecitata da un carico distribuito triangolare con valore massimo p^* all'estremo libero, viene stimato il carico che determina il momento ultimo alla base $p^* = (3M_u)/H^2 = 196.57 kN/m$. Pertanto il taglio associato al momento ultimo alla base è pari a $V_{(I)} = p^*H/2 = 3931.35 kN$.

Ipotizzando invece che la torre possa essere schematizzata come una mensola sollecitata da un carico uniformemente distribuito q^* , viene stimato il carico che determina il momento ultimo alla base $q^* = (2M_u)/H^2 = 131.04 kN/m$. Pertanto il taglio associato al momento ultimo alla base è pari a $V_{(II)} = q^*H = 5241.80 kN$.

Quindi $V_{(II)} > V_{(I)}$. Si verifica perciò che $V_{(II)}$ sia inferiore al taglio che determina la rottura per taglio-scorrimento e il taglio che determina la rottura per fessurazione-diagonale.

Meccanismo di rottura per taglio-scorrimento

La resistenza associata al meccanismo di rottura per taglio-scorrimento è determinata mediante la relazione (2.7) [2.15], che si riferisce ad una sezione rettangolare di altezza l e spessore t :

$$V_t = l't f_{vd} \quad (2.7)$$

dove l' è la lunghezza compressa della sezione e $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_m$ è la resistenza a taglio di progetto della muratura.

La relazione (2.7) viene "adattata" per la sezione a box della torre. $l't$ è uguale all'area compressa della sezione A_c e f_{vd} può essere sostituita dalla resistenza media a taglio della muratura data da $\tau = \tau_0 + \mu \sigma_c \leq 2.2 MPa$ dove $\tau_0 = 0.24 MPa$ è la resistenza a taglio con compressione nulla, $\mu = 0.4$ è il coefficiente di attrito, e σ_c è la tensione di compressione assunta pari a 5 MPa poiché in condizioni di limite ultimo. Pertanto la resistenza a taglio-scorrimento è così calcolata:

$$V_t = A_c \tau \quad (2.8)$$

Con $\tau = 1.94 MPa$, la resistenza per taglio-scorrimento è pari a 10332.60 kN maggiore del taglio associato al momento ultimo alla base della torre.

Meccanismo di rottura per fessurazione diagonale

La resistenza associata al meccanismo di rottura per fessurazione diagonale è determinata mediante la relazione (2.9) [2.16] [2.17], sempre riferita ad una sezione rettangolare di altezza l e spessore t :

$$V_t = l t \frac{1.5 \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_0}} \quad (2.9)$$

Come fatto in precedenza la relazione (2.9) viene “adattata” alla sezione a box. lt è pari all’area della sezione che viene sostituita da $2Bt$ pari all’area di sezione evidenziata in figura 2.33, $b = \frac{H}{l} \leq 1.5$ è il rapporto tra altezza e base del pannello e $\sigma_0 = \frac{N}{A} = 0.76 \text{ MPa}$ è la tensione alla base della torre. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale è così calcolata:

$$V_t = 2Bt \tau_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_0}} \tag{2.10}$$

È pertanto determinata una resistenza a taglio per fessurazione diagonale pari a 8635.73 kN, anche questa maggiore del taglio associato al momento ultimo alla base della torre.

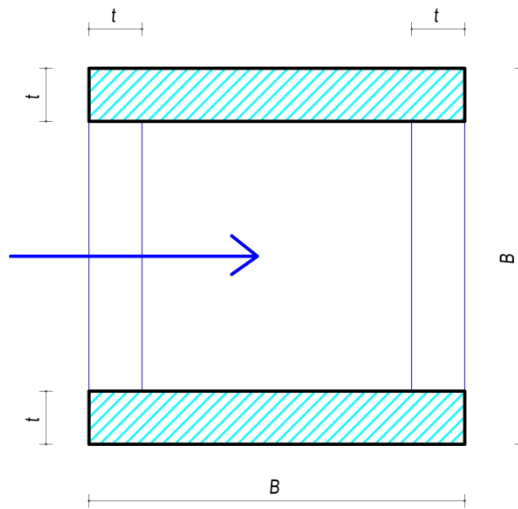


figura 2.33 – Area considerata per la resistenza a taglio per fessurazione diagonale

La torre pertanto presenta un meccanismo di rottura dominato dalla presso-flessione.

2.3.3 Descrizione del modello FEM adottato

Per la descrizione del comportamento dinamico della torre mediante il codice di calcolo OpenSees [2.23] si sono utilizzati elementi “corotational-beam [2.18]” non lineari per geometria. La non linearità del materiale è descritta invece mediante un modello di danno a fibre [2.19][2.20]. Il comportamento non-lineare a compressione della singola fibra, con riferimento alla figura 2.34 e alla tabella 2.4, è descritto dalle seguenti relazioni:

$$\sigma = \sigma_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{per } \varepsilon < \varepsilon_0 \tag{2.11}$$

$$\sigma = \sigma_c \left[1 - \frac{E_d}{\sigma_c} (\varepsilon - \varepsilon_0) \right] \quad \text{per } \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \tag{2.12}$$

$$\sigma = \sigma_u \quad \text{per } \varepsilon > \varepsilon_u \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2\sigma_c}{E} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_0 \left[0.145 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 + 0.13 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right] \quad \text{per } \varepsilon < 2\varepsilon_0 \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_0 \left[0.707 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - 2 \right) + 0.834 \right] \quad \text{per } \varepsilon \geq 2\varepsilon_0 \quad (2.16)$$

$$E_r = \frac{\sigma}{\varepsilon - \varepsilon_r} \quad (2.17)$$

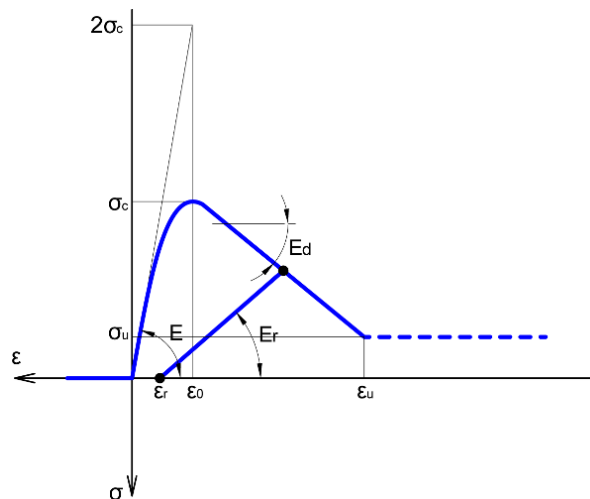


figura 2.34 - Legame sigma-epsilon fibra muratura

Le relazioni dalla (2.11) alla (2.14) descrivono la classica curva a compressione utilizzata per il calcestruzzo da Kent & Park [2.21], mentre le relazioni dalla (2.15) alla (2.17) sintetizzano la plasticità allo scarico e la riduzione di rigidezza nella fase di ricarico secondo Karsan e Jirsa [2.22]. Il comportamento non-lineare della singola fibra a trazione è invece caratterizzato da resistenza nulla. La legge è usualmete adottata per la descrizione del comportamento del calcestruzzo, ma con una opportuna scelta dei parametri può essere utilizzata per la valutazione del comportamento monoassiale della muratura.

In figura 2.35 è riportata la discretizzazione numerica della torre allo stato di fatto. Per la modellazione agli elementi finiti e le analisi dinamiche al passo è stato utilizzato il codice di calcolo OpenSees [2.23].

La prestazione di adeguamento è misurata attraverso il confronto degli spostamenti massimi, delle sollecitazioni massime e del danneggiamento globale della muratura (energia finale dissipata) tra la torre esistente e quella con miglioramento sismico, con riferimento alle storie di risposta ottenute dalle analisi non lineari dinamiche al passo.

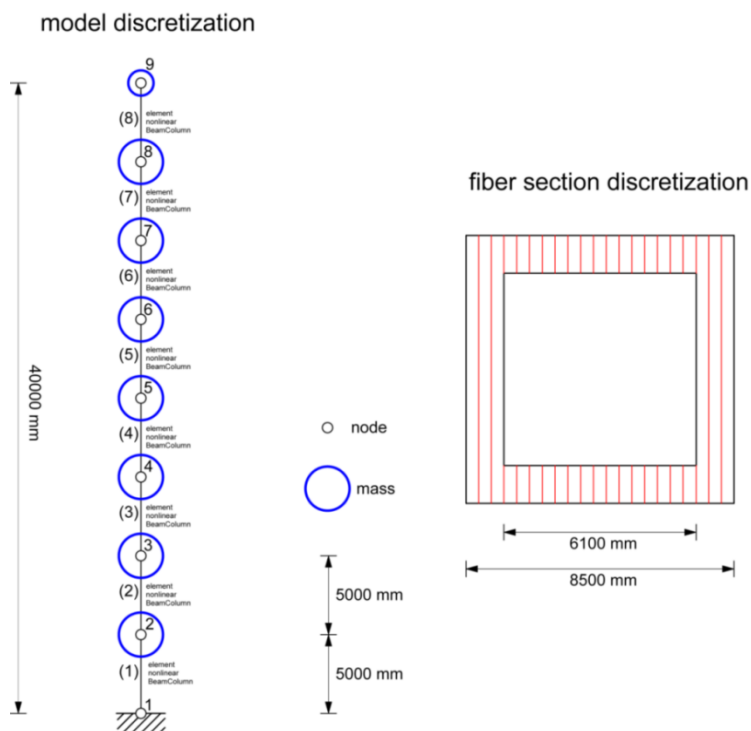


figura 2.35 - Modello FEM torre esistente

2.3.4 Analisi pushover della torre di riferimento

La torre di riferimento viene sottoposta ad analisi pushover. I profili di forza orizzontale utilizzati nell'analisi sono rappresentati in figura 2.36 assieme al modello FEM utilizzato. Le due distribuzioni di forza orizzontale utilizzate sono quella triangolare (I) e quella uniforme (II).

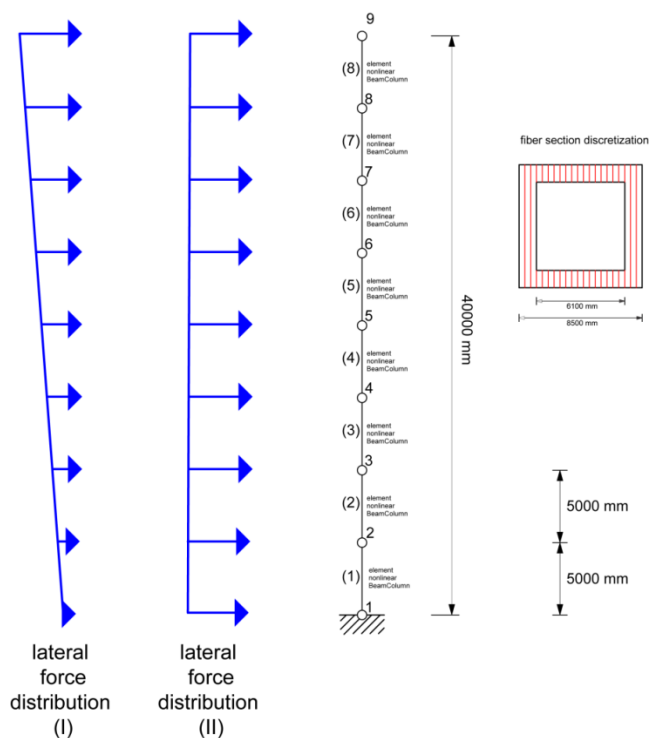


figura 2.36 – Distribuzioni di forza utilizzate per l'analisi pushover

Mediante l'analisi sono determinate le due curve forza-spostamento riportate in figura 2.37a. Le due curve evidenziano un comportamento fortemente non-lineare con softening a seguito della resistenza di picco. Per il profilo di carico (I) si registra una forza massima di $V_{(I)}^{push} = 3850 \text{ kN}$ e uno spostamento ultimo di circa 1.08 m, mentre per il profilo di carico (II) una forza massima $V_{(II)}^{push} = 5100 \text{ kN}$ e uno spostamento di circa 1.10 m. Lo spostamento ultimo è fortemente influenzato dal modulo di softening adottato E_d . Gli spostamenti ultimi sono ricavati per un $E_d = -140 \text{ MPa}$ [2.1][2.2]; è triviale che con pendenze di softening più marcate gli spostamenti ultimi si riducano anche di molto. Ad esempio con $E_d = -350 \text{ MPa}$ si determinano spostamenti ultimi di circa 0.5 m. In figura 2.37b è riportato il legame momento-rotazione per i due profili di carico utilizzati, la rotazione è determinata a partire dallo spostamento in sommità. Il momento massimo determinato è circa uguale alla resistenza a presso-flessione della sezione di base determinata in precedenza al §2.3.2 e pari a 104835.93 kNm . I valori massimi di taglio determinati con le analisi fatte con le due distribuzioni di forza sono circa coincidenti a quelli analitici determinati in precedenza ($V_{(I)} = 3931.35 \text{ kN}$ e $V_{(II)} = 5241.80 \text{ kN}$).

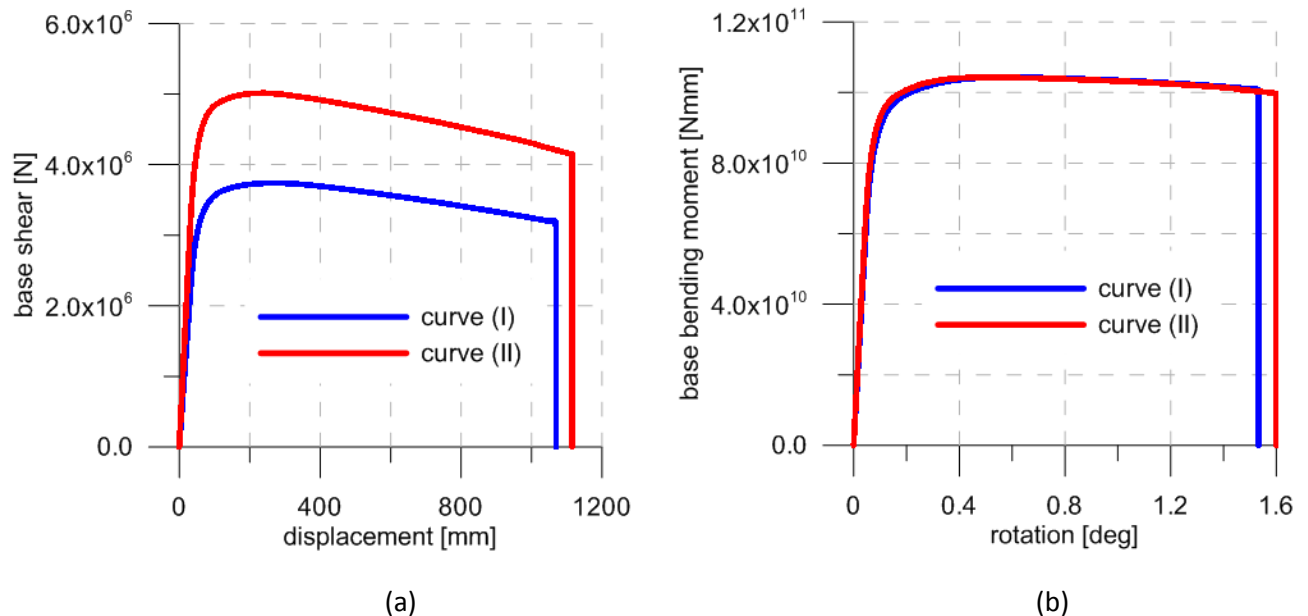


figura 2.37 – Curve di capacità: (a) taglio – spostamento; (b) momento - rotazione

2.4 Cenni al calcolo energetico

Prima di riportare e descrivere i risultati delle analisi numeriche effettuate allo scopo di valutare l'efficacia delle tecniche per il miglioramento sismico di torri snelle in muratura analizzate, è utile richiamare alcuni concetti del calcolo energetico. Una trattazione più esaustiva al riguardo è riportata nell'Appendice A.

Lo scopo del miglioramento sismico che prevede l'introduzione di dispositivi supplementari di dissipazione energetica è quello di dissipare mediante questi una parte significativa dell'energia sismica in ingresso, riducendo di conseguenza al minimo la dissipazione e pertanto il danneggiamento della muratura esistente. È perciò interessante inquadrare e formulare il problema sismico in termini energetici, distinguendo nell'equazione differenziale del moto i vettori delle forze di deformazione relative alla struttura esistente e

ai dispositivi aggiunti rispettivamente. In questo modo è possibile quantificare e confrontare i contributi di dissipazione energetica, verificando l'efficacia dei dispositivi supplementari introdotti.

L'equazione differenziale che governa il moto di un sistema MDOF non lineare, eccitato alla base dal sisma, è riportata in forma matriciale in (2.18):

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + \{F_r(t)\} + \{F_r^*(t)\} = -[M]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\} + \{F_s\} \quad (2.18)$$

dove:

- $[M]$ è la matrice delle masse,
- $[C]$ è la matrice dello smorzamento viscoso che tiene conto della dipendenza della velocità dei meccanismi energetici dissipativi,
- $\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ e $\{x(t)\}$ sono rispettivamente i vettori dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento relativo rispetto alla base al tempo t ,
- $\{F_r(t)\}$ è il vettore delle forze di deformazione, al tempo t , generato dalle caratteristiche geometrico-inerziali e dal comportamento del materiale degli elementi strutturali esistenti,
- $\{F_r^*(t)\}$ è il vettore delle forze di deformazione, al tempo t , generato dalle caratteristiche geometrico-inerziali e dal comportamento del materiale dei dispositivi supplementari introdotti,
- $\{r\}$ è il vettore che determina la direzione del sisma in input,
- $\{\ddot{x}_g(t)\}$ è il vettore dell'accelerazione alla base al tempo t ,
- $\{F_s\}$ è il vettore dei carichi statici applicati alla struttura, questi sono mantenuti costanti durante l'eccitazione sismica.

Integrando il lavoro di ogni contributo dell'equazione per fare un incremento di spostamento $\{dx\}$ è facile giungere alla formulazione del bilancio energetico in termini relativi [2.24]:

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) + E_a^*(t) = E_{in}^r(t) + E_{st}(t) \quad (2.19)$$

dove:

- $E_k^r(t) = \frac{1}{2}\{\dot{x}(t)\}^T [M]\{\dot{x}(t)\}$ è l'energia cinetica relativa al tempo t ;
- $E_{vd}(t) = \int \{\dot{x}(t)\}^T [C]\{dx(t)\}$ è l'energia dissipata dal meccanismo viscoso dall'inizio del sisma al tempo t ;
- $E_a(t) = \int \{dx(t)\}^T \{F_r(t)\}$ è l'energia di deformazione degli elementi strutturali esistenti, dall'inizio del sisma al tempo t ;

- $E_a^*(t) = \int \{dx(t)\}^T \{F_r^*(t)\}$ è l'energia di deformazione dei dispositivi supplementari introdotti, dall'inizio del sisma al tempo t ;
- $E_{in}^r(t) = - \int \{dx(t)\}^T [M]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\}$ è l'energia in input relativa, dall'inizio del sisma al tempo t ;
- $E_{st}(t) = \int \{dx(t)\}^T \{F_s\}$ è il lavoro fatto dalle forze statiche applicate prima e mantenute costanti durante il sisma, dall'inizio del sisma al tempo t .

L'energia di smorzamento viscoso cresce in maniera monotona durante l'evento sismico. L'energia di deformazione invece è fluttuante, ma è in genere crescente. Le fluttuazioni dell'energia di deformazione sono causate dalla parte di energia di deformazione elastica restituibile.

Infatti le energie di deformazione $E_a(t)$ e $E_a^*(t)$ rappresentano il totale dell'ammontare dell'energia che la struttura ha assorbito mediante deformazione elastica e anelastica degli elementi strutturali esistenti e introdotti. Durante l'evento sismico le energie di deformazione possono essere rispettivamente suddivise in due contributi:

$$E_a(t) = E_{es}(t) + E_h(t) \quad (2.20)$$

$$E_a^*(t) = E_{es}^*(t) + E_h^*(t) \quad (2.21)$$

dove $E_{es}(t)$ e $E_{es}^*(t)$ sono la parte di energia di deformazione elastica restituibile al tempo t ; $E_h(t)$ l'energia dissipata mediante smorzamento isteretico dagli elementi strutturali esistenti e $E_h^*(t)$ è l'energia dissipata mediante smorzamento isteretico dei dispositivi supplementari introdotti.

Dopo la fine del sisma e ripristinate le condizioni di quiete, ad un istante t_r , il bilancio energetico si può riscrivere come segue:

$$E_{vd}(t_r) + E_h(t_r) + E_h^*(t_r) = E_{in}^r(t_r) + E_{st}(t_r) \quad (2.22)$$

Lo scopo del miglioramento sismico proposto sarà pertanto quello di massimizzare $E_h^*(t_r)$ dei dispositivi supplementari introdotti e di minimizzare $E_h(t_r)$ poiché nel caso delle torri in muratura è una misura del danneggiamento a compressione dei paramenti murari.

2.4.1 Discretizzazione dei contributi di energia

Il calcolo dei vari contributi energetici può essere effettuato, a partire dalle storie temporali di risposta (in termini di accelerazione, velocità, spostamenti e sollecitazioni) ottenute mediante analisi dinamiche non lineari al passo, riscrivendo in termini discreti i vari contributi energetici in precedenza esplicitati in termini integrali [2.25].

Solamente l'energia cinetica, essendo questa una quantità istantanea, può essere determinata direttamente. Tutti gli altri contributi di energia invece, richiedono l'integrazione nel dominio del tempo. Molti schemi possono essere utilizzati per effettuare questa integrazione: utilizzando ad esempio il metodo

dei trapezi le espressioni continue nel tempo dei vari contributi di energia possono essere discretizzate (utilizzando un passo temporale pari a Δt) come segue:

Energia di smorzamento viscoso:

$$E_{vd}(t) = E_{vd}(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{\dot{x}(t - \Delta t)\} + \{\dot{x}(t)\})^T [C] (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\}) \quad (2.23)$$

Energia di deformazione elasto-plastica della muratura esistente:

$$E_a(t) = E_a(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T (\{F_r(t - \Delta t)\} + \{F_r(t)\}) \quad (2.24)$$

Energia di deformazione elasto-plastica dei dispositivi supplementari introdotti:

$$E_a^*(t) = E_a^*(t - \Delta t) + \frac{1}{2}(\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T (\{F_r^*(t - \Delta t)\} + \{F_r^*(t)\}) \quad (2.25)$$

Energia in input relativa:

$$E_{in}^r(t) = E_{in}^r(t - \Delta t) - \frac{1}{2}(\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T [M]\{r\}(\{\ddot{x}_g(t - \Delta t)\} + \{\ddot{x}_g(t)\}) \quad (2.26)$$

Energia delle forze statiche:

$$E_{st}(t) = E_{st}(t - \Delta t) + (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T \{F_s(t)\} \quad (2.27)$$

Occorre osservare come i termini di energia di deformazione elasto-plastica (2.36) e (2.37) calcolati ad un istante t_r in cui il sistema ha raggiunto condizioni di quiete determinano, per il caso in esame, l'energia dissipata dalla muratura esistente mediante danneggiamento a compressione (relazione (2.40)) e l'energia dissipata dai dispositivi BRAD introdotti (relazione (2.41)). In pratica al tempo t_r l'energia elastica viene restituita al sistema.

$$E_a(t_r) = E_h(t_r) \quad (2.28)$$

$$E_a^*(t_r) = E_h^*(t_r) \quad (2.29)$$

2.5 La precompressione verticale

Un classico intervento utilizzato nella pratica professionale per il miglioramento del comportamento alle azioni orizzontali delle torri in muratura è la precompressione verticale [2.13]. Mediante precompressione è determinato un incremento costante di compressione lungo tutta l'altezza della canna della torre (figura 2.38a). Nella sezione critica di base quindi, dove la compressione è maggiore, si può ottenere anche un forte incremento di resistenza a flessione (figura 2.38b). Con la precompressione verticale pertanto si rende più elastica e resistente la torre, con lo scopo di ridurne la fessurazione e gli spostamenti in sommità per il sisma di riferimento. Ovviamente l'intervento è possibile se la resistenza a compressione della muratura è sufficientemente elevata e presenta un margine sufficiente a sopportare l'incremento dovuto alla precompressione.

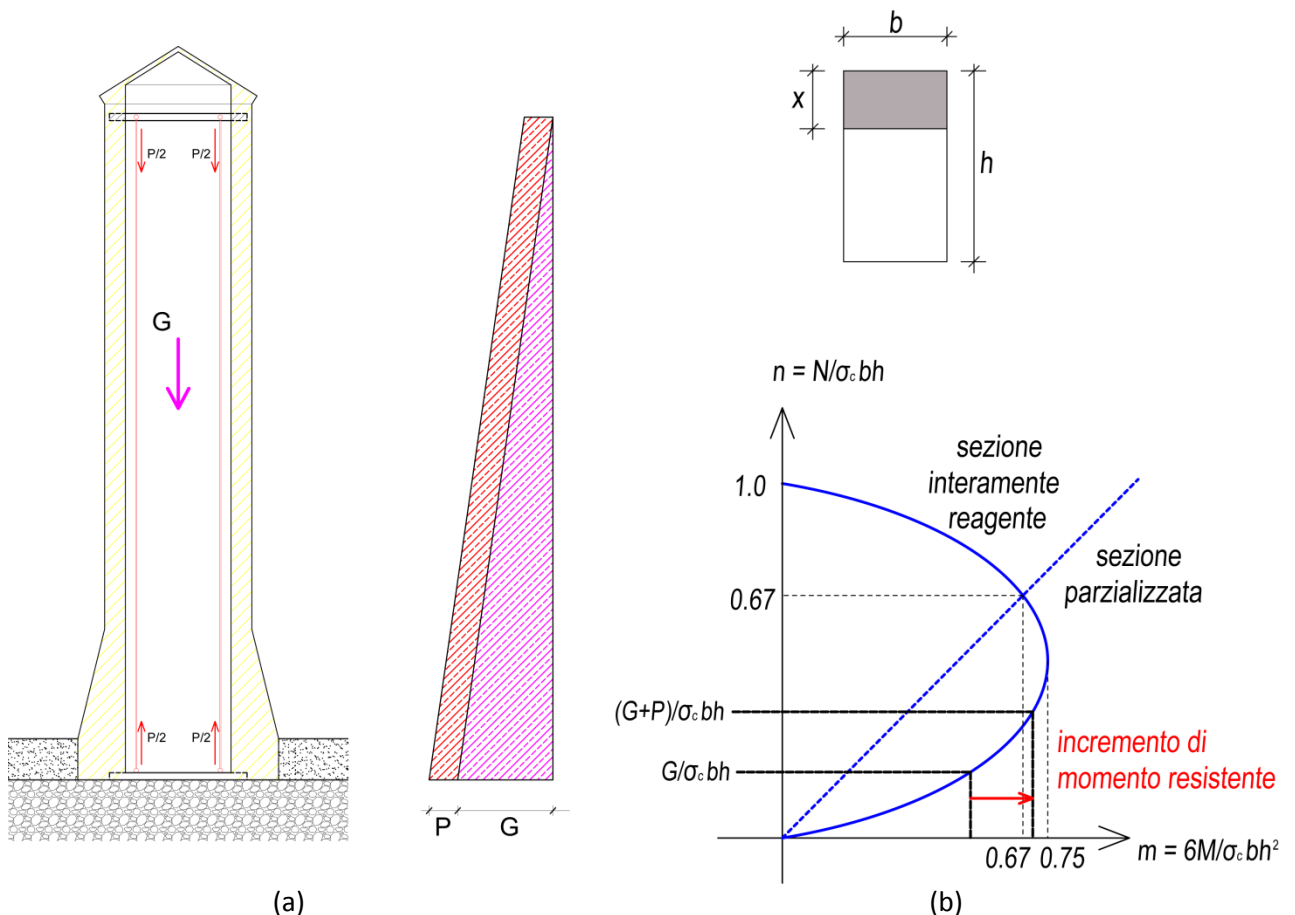


figura 2.38 – Precompressione: (a) incremento sforzo normale; (b) diagramma momento-sforzo normale per una sezione rettangolare in muratura

2.5.1 Analisi numeriche

Per testare l'efficacia della precompressione, è stato realizzato il modello numerico FEM riportato in figura 2.39, la torre è modellata come in precedenza mediante elementi "corotational beam" [2.18] dove la non-linearità del materiale è ottenuta mediante discretizzazione della sezione a fibre [2.19][2.20]. Alla base ed in sommità della torre sono introdotti degli elementi infinitamente rigidi "rigid link" che permettono di collegare in posizione opportuna, mediante elementi truss elastici la base e la sommità della torre in modo

da simulare l'introduzione di cavi in acciaio internamente la canna della torre, che permettono la precompressione.

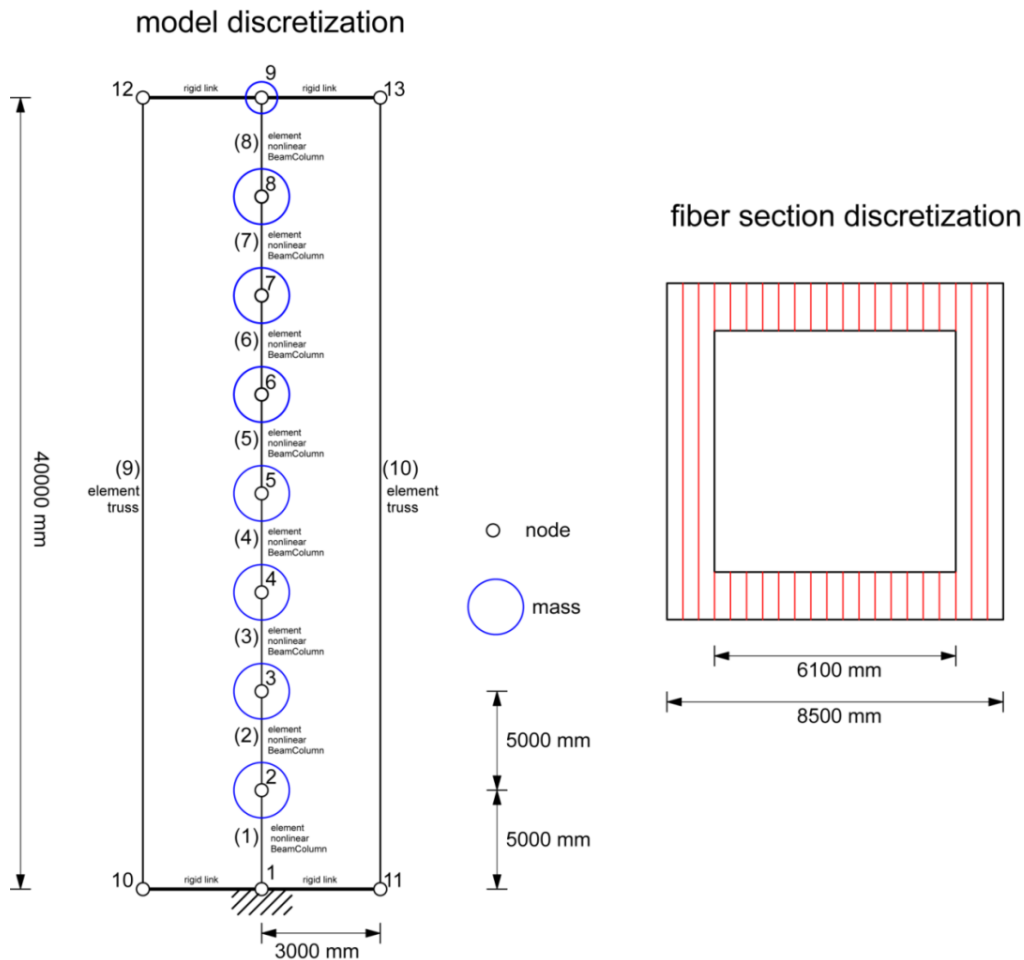


figura 2.39 - Modello FEM torre adeguata con precompressione

Il grado di precompressione introdotto è definito mediante il seguente rapporto:

$$rP = \frac{P}{G} \quad (2.30)$$

rP è il rapporto tra la forza di precompressione applicata P e la forza peso della torre G .

La torre viene testata con due livelli diversi di precompressione pari ad $rP = 15\%$ ed $rP = 30\%$. L'area dei tiranti è tarata affinché la tensione sugli stessi sia mediamente pari a 800 MPa.

Con i modelli FEM delle torri precomprese con $rP = 15\%$ ed $rP = 30\%$ si sono determinate le curve di capacità mediante analisi pushover. Successivamente si sono eseguite delle analisi dinamiche non-lineari per due sismi artificiali generati spetrocompatibili ad uno spettro elastico che presenta le seguenti caratteristiche $G = A$, $S = 1.00$, $T_B = 0.15$, $T_C = 0.40$, $T_D = 2.00$, $a_g = 0.40 g$, Damping = 0.02 e $PGA = S a_g = 0.40 g$ in accordo con l'Eurocodice 8 [2.36]. Gli accelerogrammi sono generati artificialmente con il programma "simqke1" del Massachusetts Institute of Technology [2.38]. La durata dei sette segnali utilizzati è pari a 25 secondi e si è assunto uno smorzamento viscoso pari al 2%, secondo Reileigh. Le analisi dinamiche non

lineari si sono prolungate fino a 55 secondi al fine di valutare gli effetti di smorzamento viscoso ed isteretico dopo la fine del segnale applicato. Per l'integrazione nel tempo si è utilizzato il metodo di Newmark, utilizzando un passo pari a 0.005 secondi.

2.5.1.1 Analisi pushover

Le curve di capacità ricavate per le torri precomprese con le due distribuzioni di carico adottate (distribuzione triangolare (I) e distribuzione uniforme (II)) sono riportate in figura 2.40 a confronto con le curve della torre esistente non precompressa. Per entrambe le distribuzioni di carico adottate si può notare come la precompressione determini un incremento di resistenza proporzionale alla precompressione introdotta, un irrilevante incremento di rigidità elastica, ma soprattutto determina una forte riduzione di duttilità. Gli spostamenti ultimi infatti diminuiscono all'aumentare del grado di precompressione introdotto. La precompressione pertanto rende la torre più resistente e più elastica, ma allo stesso tempo la rende più fragile.

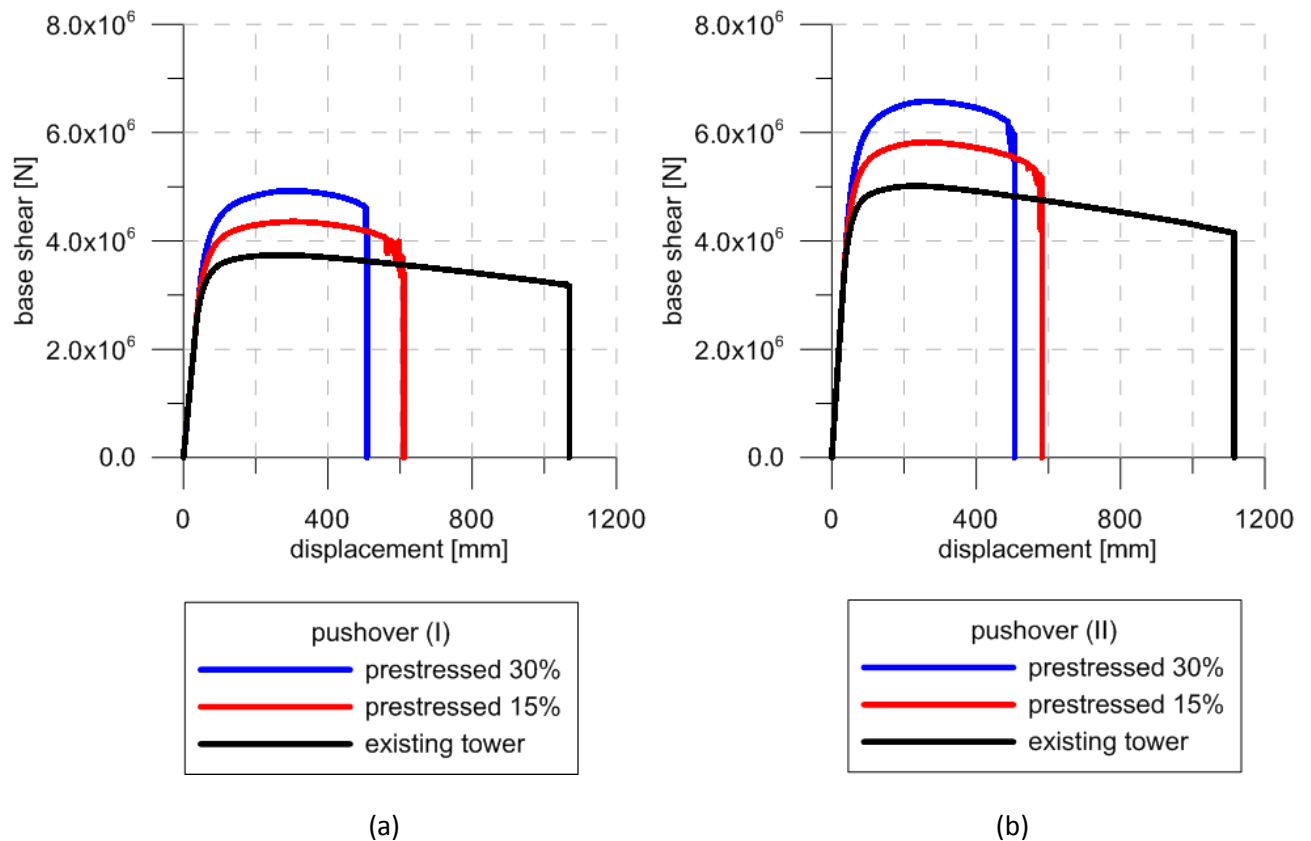


figura 2.40 – Curve di capacità: (a) distribuzione laterale dei carichi triangolare, (b) distribuzione laterale dei carichi uniforme

L'intervento pertanto non sembra essere molto efficace. L'incremento di resistenza ottenibile mediante precompressione in genere non è sufficiente a mantenere la torre in campo elastico, poiché servirebbe un livello di precompressione elevatissimo spesso non compatibile con la resistenza del materiale. Lo spostamento di funzionamento al sisma (performance point), poiché la rigidità elastica non cambia di molto e l'incremento di resistenza non è significativo, si presume rimanga circa lo stesso. Pertanto la riduzione di duttilità determinata con la precompressione potrebbe addirittura essere deleteria, poiché può determinare il crollo prematuro della torre. L'incremento di resistenza inoltre, rende il sistema più elastico

e va a limitare la fessurazione a trazione della torre, determinando quindi un periodo proprio di oscillazione sempre prossimo a quello in configurazione elastica. L'incremento di periodo e la conseguente riduzione di accelerazione sismica in input risulta pertanto parzialmente compromesso.

2.5.1.2 Analisi dinamica non-lineare

In figura 2.41 , figura 2.42 , figura 2.43 e figura 2.44 sono riportati l'andamento nel tempo degli spostamenti in sommità orizzontali e verticali della torre esistente (linea nera), della torre con precompressione pari al 15% (linea rossa) e della torre con precompressione pari al 30% (linea blu) sottoposte ai due medesimi segnali sismici. Si può notare dall'andamento degli spostamenti come la precompressione non vada ad alterare il periodo di oscillazione della torre che rimane circa lo stesso.

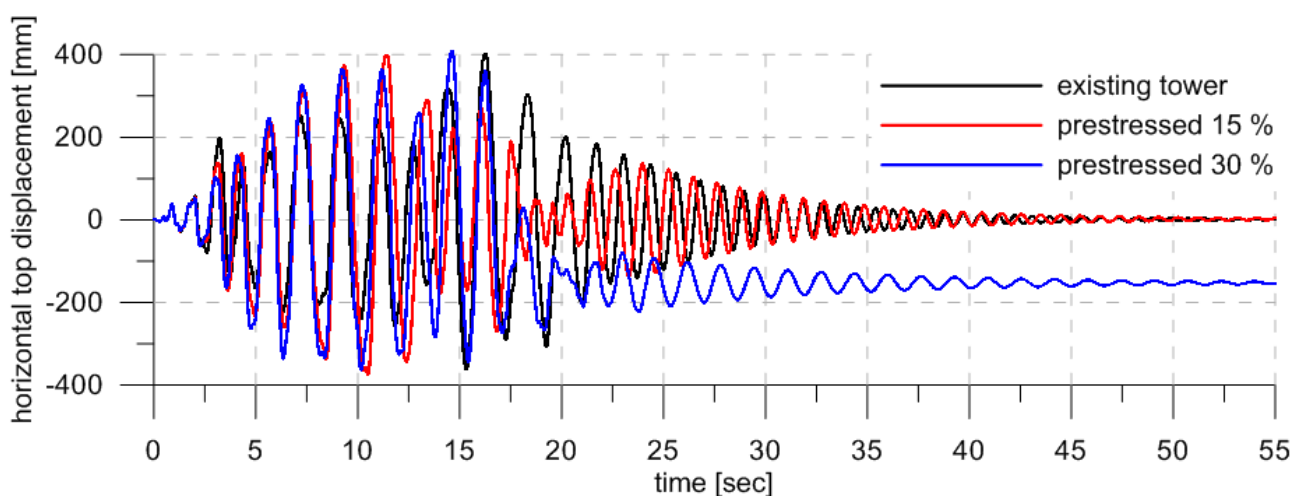


figura 2.41 – Spostamenti orizzontali in sommità – sisma 1

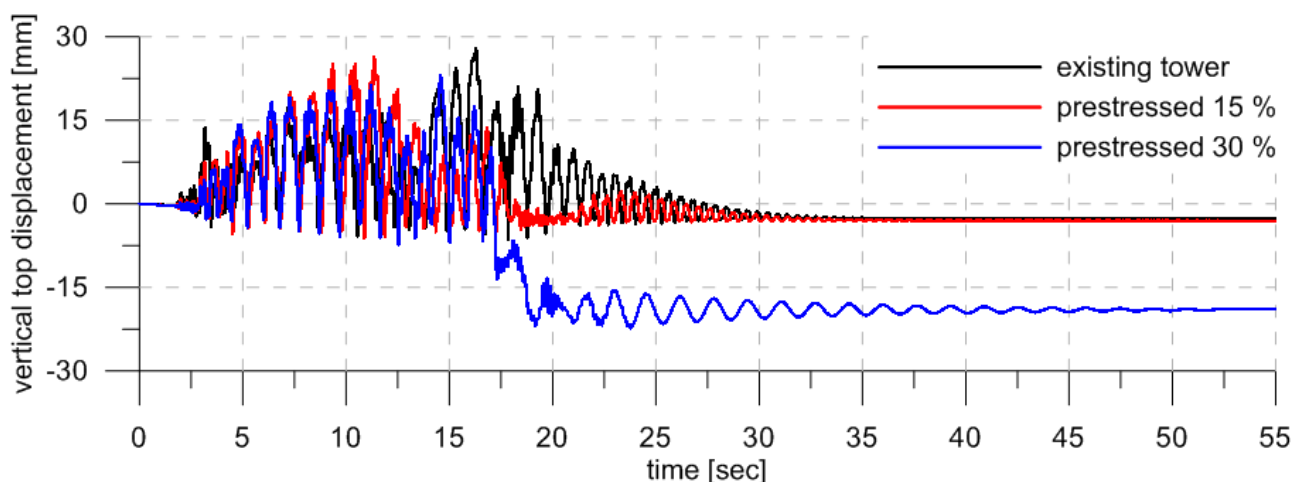


figura 2.42 – Spostamenti verticali in sommità – sisma 1

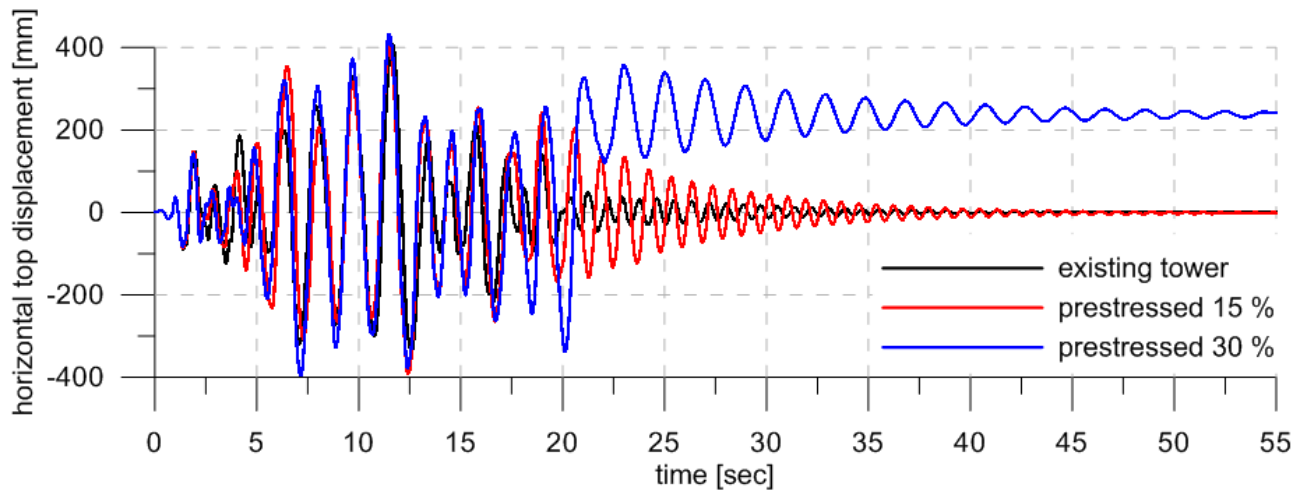


figura 2.43 - Spostamenti orizzontali in sommità – sisma 2

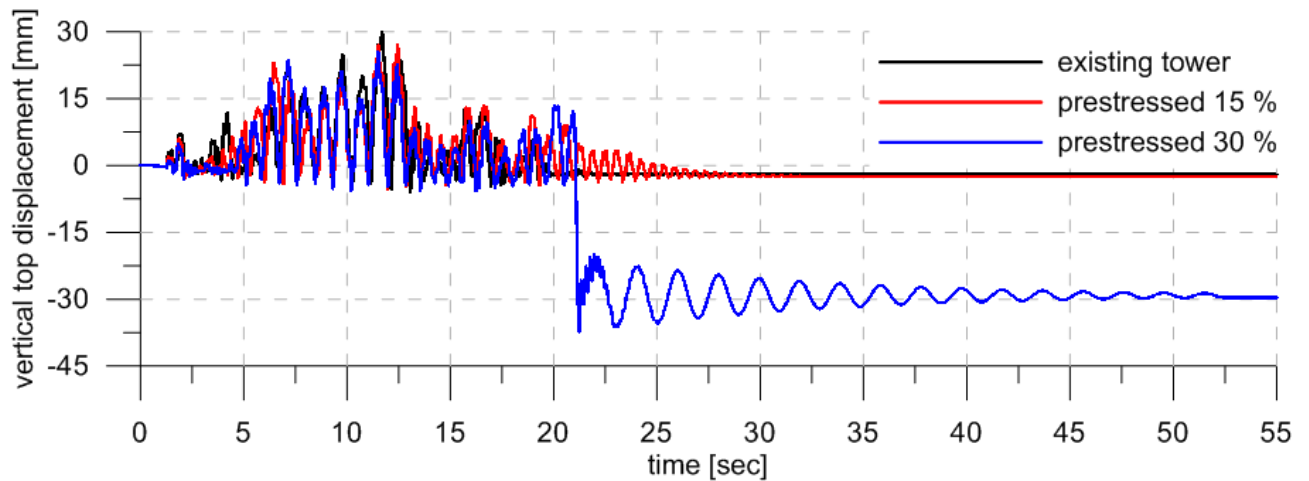


figura 2.44 - Spostamenti verticali in sommità – sisma 2

La torre con precompressione pari al 30 %, intorno al 20-esimo secondo di applicazione dei due segnali sismici registra un abbassamento medio, dovuto al danneggiamento a compressione, pari a circa 1.7 cm per il primo sisma e a circa 3 cm per il secondo sisma. La torre con $rP=30\%$ continua successivamente ad oscillare attorno ad una nuova configurazione deformata, poiché fortemente danneggiata. La torre esistente e la torre con precompressione pari al 15% evidenziano invece circa lo stesso andamento, registrando solamente diversa posizione temporale degli spostamenti massimi.

In figura 2.45 e figura 2.46 è riportato l'andamento dei vari contributi di energia nel tempo ottenuti mediante le relazioni riportate al §2.4.1. I contributi finali di energia confermano che la torre con $rP=30\%$ ha un forte incremento di energia in input e di energia dissipata mediante danneggiamento a compressione della muratura. La torre con $rP=15\%$ invece registra una sensibile riduzione dell'energia dissipata mediante danneggiamento a compressione della muratura per il primo segnale sismico determinando un lieve ma insignificante miglioramento, per il secondo segnale invece l'energia dissipata mediante danneggiamento a compressione della muratura resta circa costante.

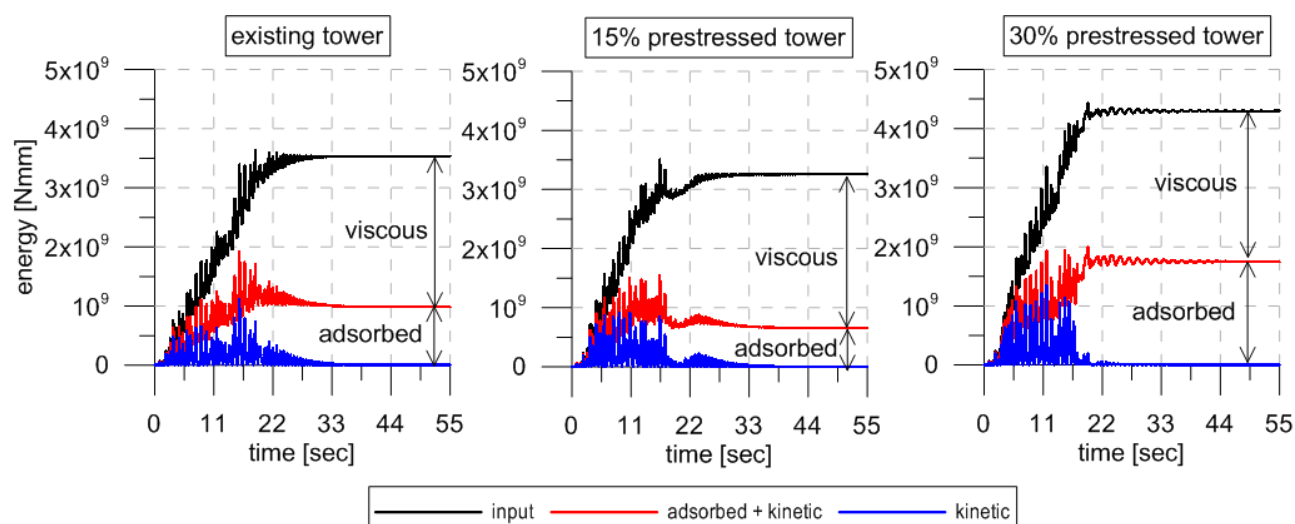


figura 2.45 – Confronto dei contributi energetici: torre esistente, torre precompressa 15%, torre precompressa 30% - sisma 1

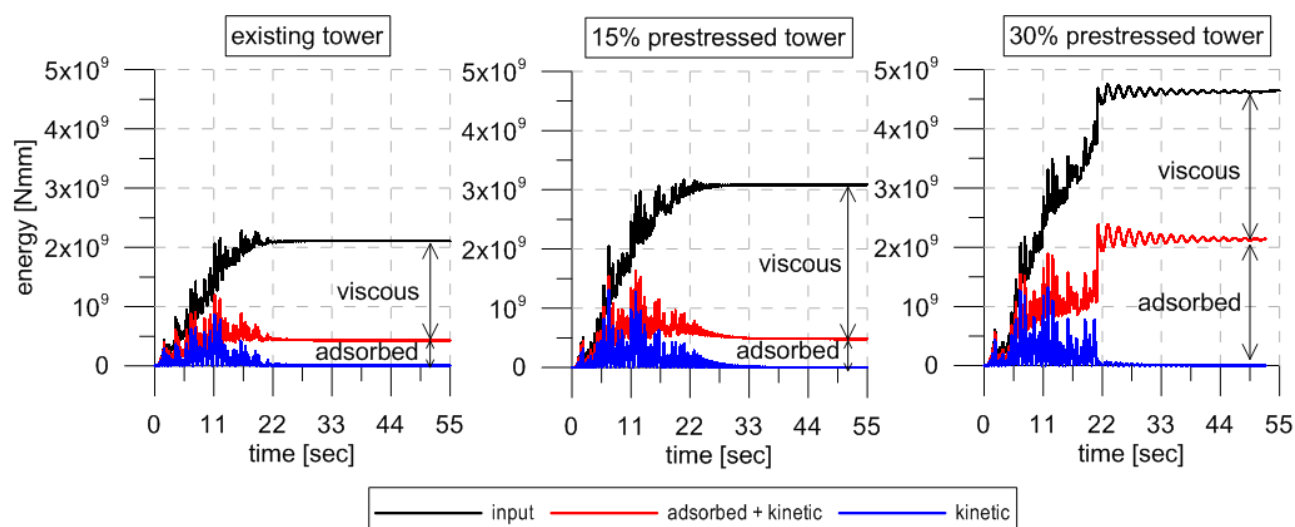


figura 2.46 - Confronto dei contributi energetici: torre esistente, torre precompressa 15%, torre precompressa 30% - sisma 2

Le analisi dinamiche effettuate determinano uno spostamento massimo pari a circa 40 cm, molto vicino ai 50 cm che determinano il collasso della torre con $rP=30\%$ nell'analisi pushover al §2.5.1.1. Infatti per le torri precomprese con $rP=30\%$ l'analisi dinamica conferma un forte danneggiamento.

Pertanto entrambe le analisi effettuate dimostrano che l'intervento di precompressione verticale rende la torre in muratura più fragile.

2.6 Dispositivi SMAD e precompressione verticale

Un'altra possibile tecnica di miglioramento analizzata è l'introduzione di dispositivi con leghe a memoria di forma SMAD, poste in serie a cavi di precompressione verticale. La presente tecnica è stata recentemente applicata nel miglioramento sismico del Campanile di San Giorgio a Trignano (Italia) [2.33][2.34][2.35] (figura 2.47, figura 2.48). Il campanile presenta altezza pari a 18.5m, e sezione quadrata cava con lato pari a 3 m.



figura 2.47 – Chiesa e campanile di San Giorgio a Trignano [2.35]



figura 2.48 - Campanile di San Giorgio a Trignano [2.35]

Nella torre di San Giorgio sono state introdotte, ai quattro angoli interni della sezione, 4 barre in acciaio poste in serie a 4 dispositivi SMAD. Il singolo dispositivo (figura 2.50) è composto da 60 fili in lega Ni-Ti superelastica di 1 mm di diametro (area totale = 0.5 cm² ca) e di lunghezza pari a 300 mm. La precompressione della barra di acciaio posta in serie con il dispositivo SMAD permette di mantenere costante la precompressione ad un valore pari a circa 20 kN.

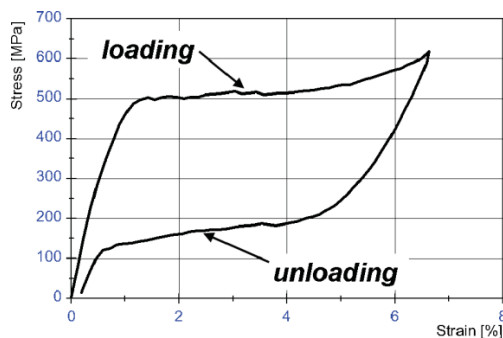


figura 2.49 – Legame tensione-deformazione lega SMAD [2.35]



figura 2.50 – Dispositivo SMAD del campanile di San Giorgio a Trignano [2.35]

I dispositivi SMAD sono caratterizzati da un comportamento post-elastico con rigidità non trascurabile (figura 2.54), che per elevati valori di deformazione ritorna ad essere pari alla rigidità elastica. Questo comportamento garantisce un carico di precompressione stabile “quasi-costante” compreso tra il valore di forza massimo e minimo del ciclo isteretico, ed inoltre permette di dissipare energia mediante cicli isteretici senza deformazione residua finale. La capacità di dissipazione energetica e la stabilizzazione del carico di

precompressione è il motivo per cui il loro utilizzo dovrebbe essere preferibile alla tradizionale precompressione elastica lineare mediante cavi in acciaio.

Il loro corretto funzionamento, in serie con cavi verticali in acciaio, è vincolato alla rigidità assiale dei cavi stessi. Affinchè la deformazione si concentri sul dispositivo SMAD il cavo in acciaio deve essere molto più rigido rispetto al dispositivo. Data la diversità di lunghezza (ad esempio nella torre studio qui esaminata si hanno 40 m per il cavo e 0.4 m per i dispositivi SMAD) occorre che l'area del cavo verticale in acciaio sia sufficientemente elevata in modo da rendere elevata la sua rigidità rispetto a quella del dispositivo SMAD.

I cavi di precompressione funzionano soltanto per sforzi di trazione, pertanto la precompressione dovrà essere sufficiente a mantenere in trazione sia il cavo in acciaio ed anche il dispositivo per tutta la durata dell'evento sismico.

2.6.1 Analisi numeriche

Per la valutazione di efficacia dell'introduzione dei dispositivi SMAD posti in serie a cavi di precompressione in acciaio è stato realizzato il modello numerico FEM riportato in figura 2.51.

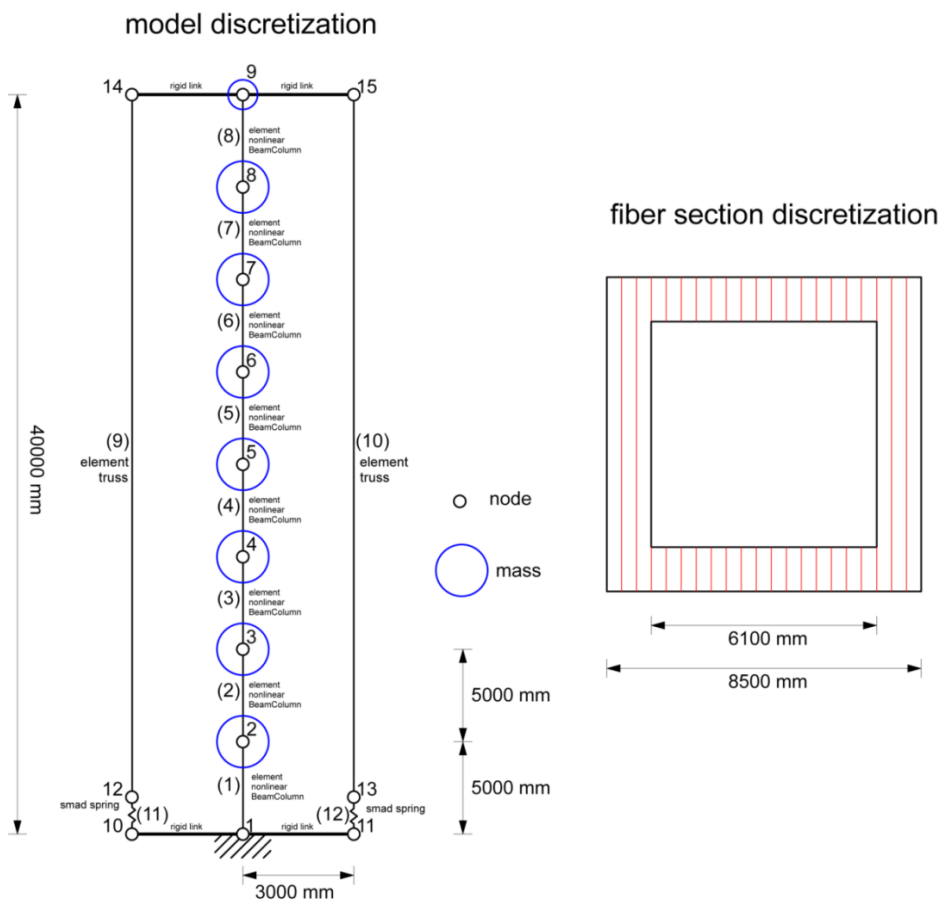


figura 2.51 - Modello FEM torre adeguata con dispositivi smad

Il modello è analogo a quello utilizzato per la valutazione di efficacia della precompressione verticale (figura 2.39), con la sola differenza che i cavi verticali di precompressione sono posti in serie ad elementi "truss" che riproducono il comportamento non-lineare dei dispositivi SMAD.

La legge utilizzata per le leghe a memoria di forma è la stessa utilizzata da Azevedo e Sincaian [2.12], ed è riportata in figura 2.22b. I parametri utilizzati per la definizione dei dispositivi SMAD vogliono rappresentare gli stessi 4 dispositivi utilizzati per la torre di San Giorgio a Trignano : $E_1 = 40 \text{ GPa}$, $E_2 = 5 \text{ GPa}$, $\epsilon_1 = 0.01$, $\epsilon_2 = 0.055$, area $A = 0.5 \text{ cm}^2$, $\Delta\sigma = 300 \text{ MPa}$, lunghezza $L = 0.30 \text{ m}$, tensione di precompressione $\sigma_p = 500 \text{ MPa}$. Poiché il modello è piano i 4 dispositivi sono schematizzati mediante 2 dispositivi equivalenti di area pari ad $A = 1 \text{ cm}^2$. Pertanto per il singolo dispositivo equivalente si può determinare la relazione sforzo – spostamento riportata in figura 2.52 nella quale $F_1 = 40 \text{ kN}$, $F_2 = 62,5 \text{ kN}$, $F_p = 50 \text{ kN}$, $\Delta l_1 = 3 \text{ mm}$ e $\Delta l_2 = 16,5 \text{ mm}$.

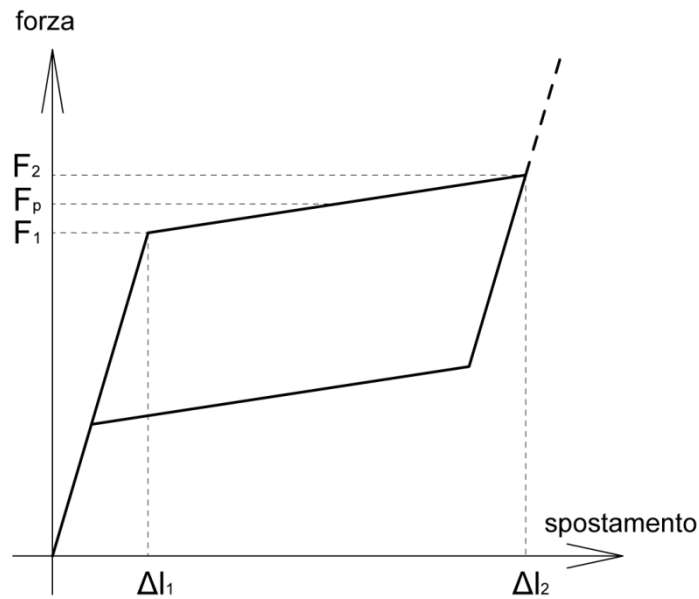


figura 2.52 – Legame forza-spostamento leghe SMAD

Vista la modesta precompressione introdotta, in totale 100 kN circa ($r_p = 0.38\%$) risultava insignificante valutare l'efficacia dell'intervento mediante analisi pushover. Si è pertanto utilizzata solamente l'analisi dinamica non lineare per verificare se la dissipazione isteretica dei dispositivi introdotti determina uno smorzamento sufficiente a ridurre la risposta sismica.

Vengono pertanto eseguite due analisi dinamiche non-lineari per i due stessi sismi artificiali utilizzati per la valutazione di efficacia della precompressione. Anche lo smorzamento e il passo di integrazione sono gli stessi utilizzati in precedenza.

2.6.1.1 Analisi dinamica non-lineare

In figura 2.53, figura 2.54, figura 2.55 e figura 2.56 sono riportati l'andamento nel tempo degli spostamenti in sommità orizzontali e verticali della torre esistente (linea continua nera) e della torre con dispositivi SMAD e precompressione verticale (linea tratteggiata rossa), ottenuti dalle analisi dinamiche condotte per i due segnali sismici.

Dai grafici riportati si può notare che gli spostamenti della torre esistente sono coincidenti con quelli della torre con dispositivi SMAD e precompressione verticale. Pertanto sembra che la dissipazione energetica introdotta mediante l'utilizzo degli SMAD non sia sufficiente a variare la risposta della torre.

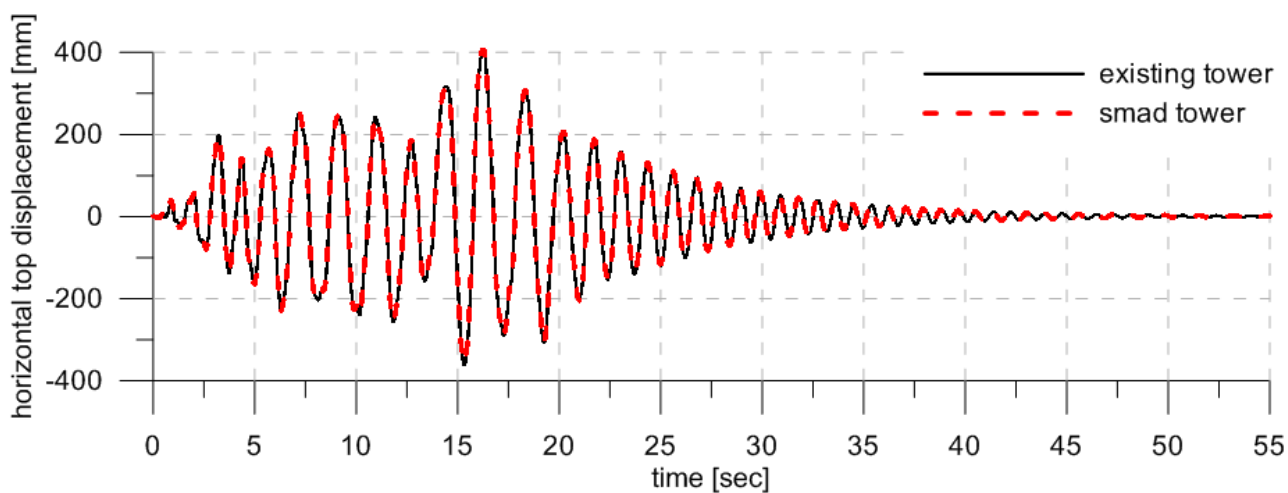


figura 2.53 – Spostamenti orizzontali in sommità – sisma 1

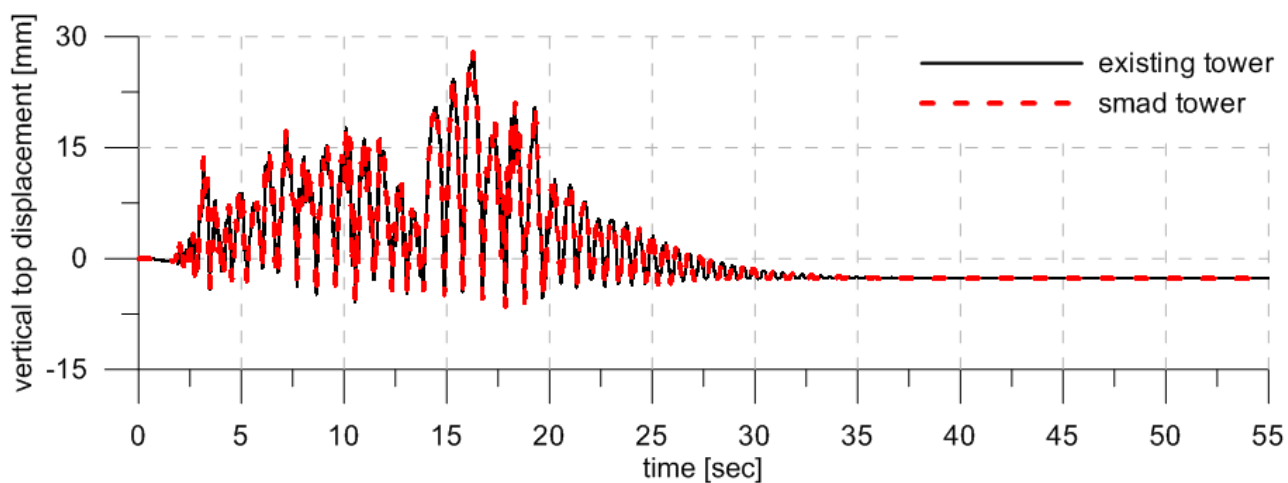


figura 2.54 – Spostamenti verticali in sommità – sisma 1

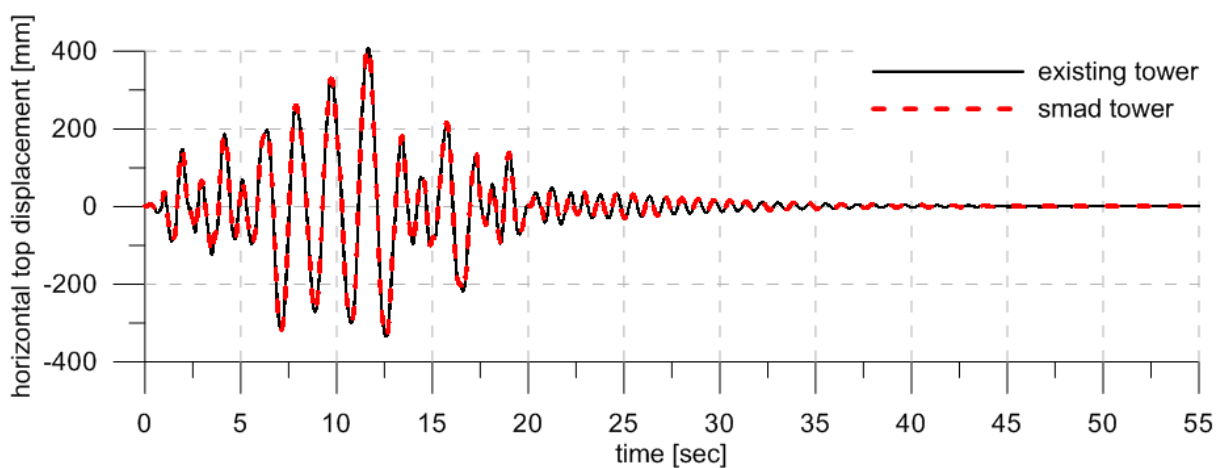


figura 2.55 – Spostamenti orizzontali in sommità – sisma 2

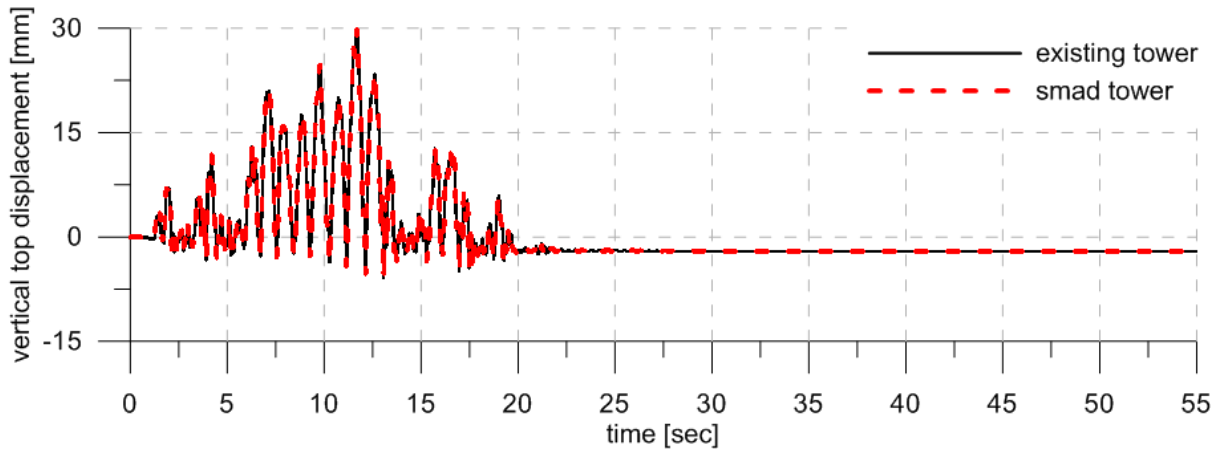


figura 2.56 – Spostamenti verticali in sommità – sisma 2

Quanto dedotto dall’andamento degli spostamenti viene confermato dai grafici relativi all’andamento dei contributi energetici nel tempo riportati in figura 2.57 e figura 2.58 rispettivamente per il primo ed il secondo segnale sismico. Dai grafici si può osservare come il contributo di dissipazione dato dagli smad sia irrisorio rispetto alla dissipazione dovuta al danneggiamento a compressione della muratura.

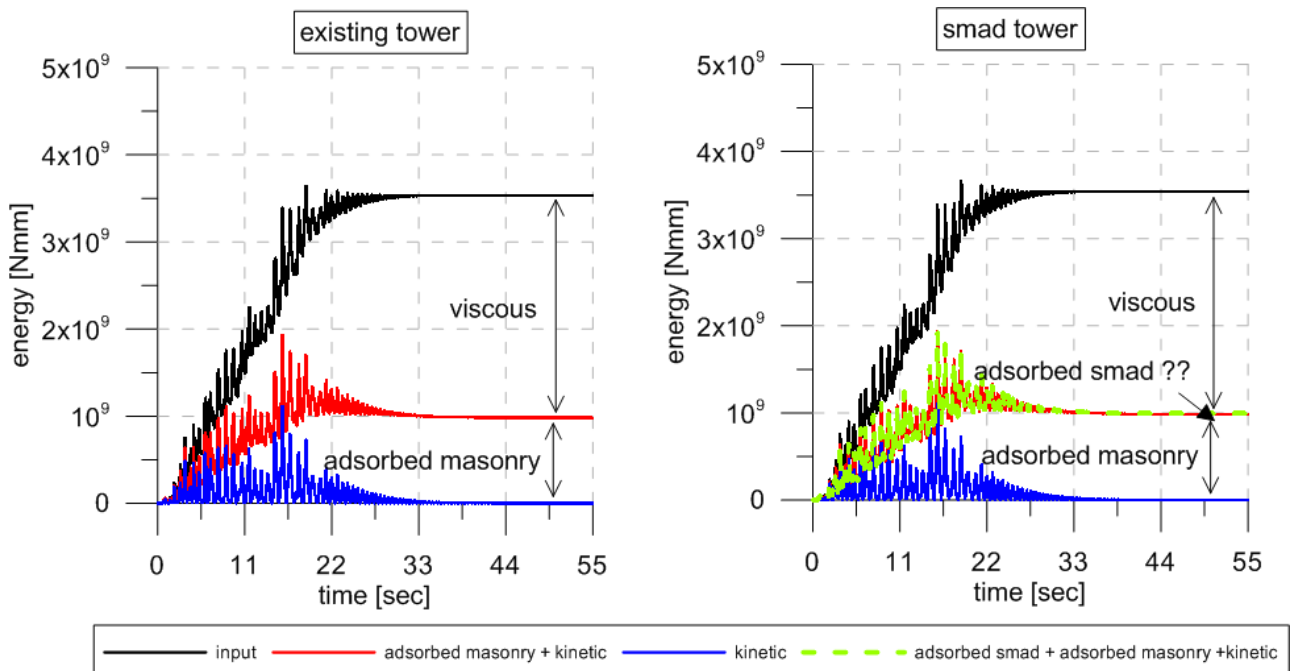


figura 2.57 – Confronto dei contributi energetici: torre esistente, torre con dispositivi smad - sisma 1

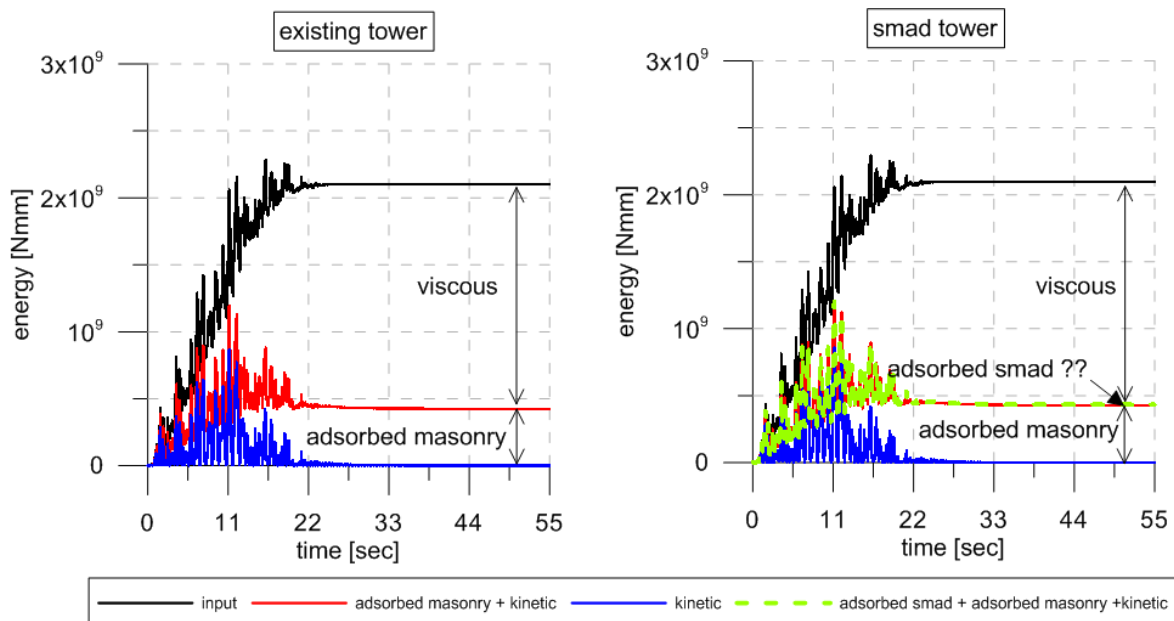


figura 2.58 – Confronto dei contributi energetici: torre esistente, torre con dispositivi smad - sisma 2

Per confermare quanto determinato per via numerica, può essere fatta una stima in eccesso dell'energia dissipata dai dispositivi SMAD mediante la seguente approssimazione:

$$E_{SMAD} = F_{max} \Delta_{max} N \quad (2.31)$$

Dove:

- F_{max} è il limite di forza superiore del ciclo dei dispositivi SMAD (figura 2.52);
- Δ_{max} è il massimo spostamento verticale del dispositivo SMAD (figura 2.52);
- N numero di oscillazioni fatte durante il sisma, può essere calcolato contando i picchi di spostamento nei grafici degli spostamenti riportati in precedenza.

Si può stimare pertanto assumendo $F_{max} = F_2 = 62,5 \text{ kN}$, $\Delta_{max} = \Delta_{l_2} = 16,5 \text{ mm}$ ed $N = 60$ numero di oscillazioni relative al primo sisma. Si calcola pertanto $E_{SMAD} = 6,18 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$ pari a circa 1/16 dell'energia dissipata dalla muratura nel primo sisma (figura 2.57).

Dalle analisi dinamiche effettuate risulta che la dissipazione fornita dai dispositivi SMAD introdotti non determina un effetto di smorzamento sufficiente a ridurre la risposta ed il danneggiamento sulla torre esistente.

2.7 Proposta di una nuova tecnica di miglioramento sismico: introduzione di dispositivi isteretici e precompressione parziale

2.7.1 Descrizione della tecnica proposta

La tecnica proposta prevede la precompressione parziale della torre come rappresentato in figura 2.59a. In questo modo è determinata una discontinuità di azione assiale in una sezione A-A posta ad un'altezza pari a circa $H/20$ dal piano campagna (figura 2.59b e figura 2.59c). La torre, quando sottoposta ad azioni orizzontali che determinano nella porzione non precompressa un momento superiore a quello di fessurazione, tende a concentrare l'apertura delle fessure al di sotto della sezione A-A (figura 2.59d e figura 2.59e). In figura 2.59d il moltiplicatore α delle forze orizzontali F determina un momento flettente nella sezione A-A pari a quello di prima fessurazione. In figura 2.59e invece, il moltiplicatore β ($\beta > \alpha$) determina un momento flettente nella sezione A-A maggiore di quello di prima fessurazione.

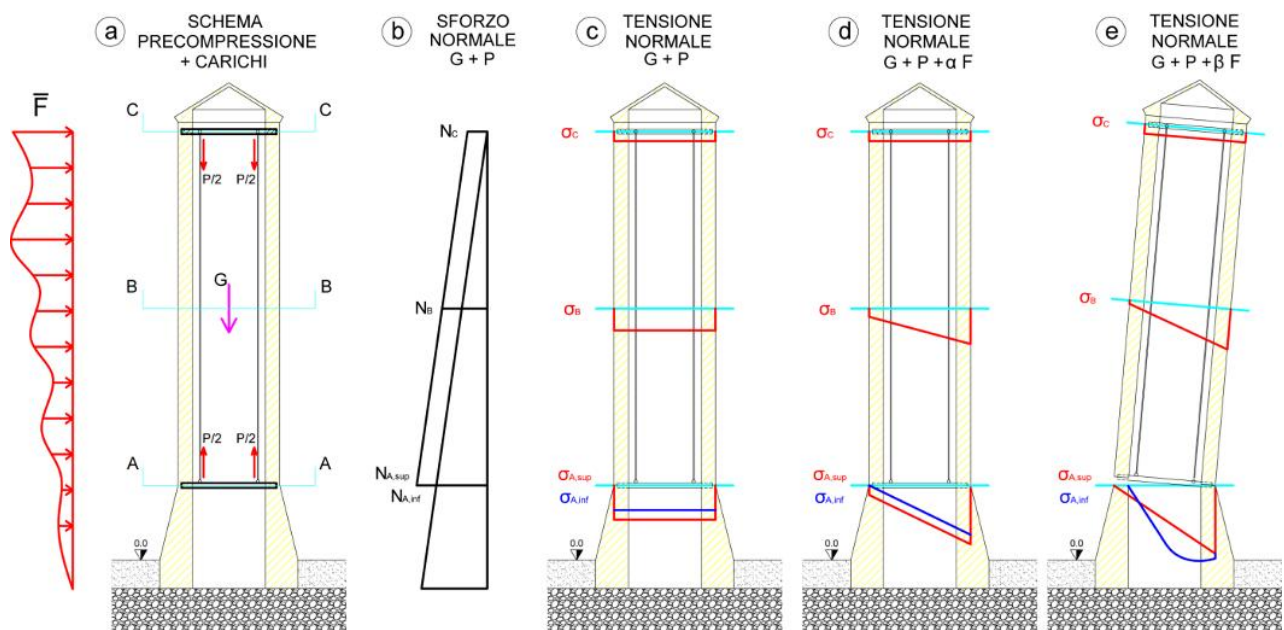


figura 2.59 - Schema precompressione parziale della torre

La parte superiore precompressa della torre non fessurata dimostra pertanto una rotazione pressoché rigida ("rocking") rispetto alla parte non precompressa di base (figura 2.59e). Mediante l'introduzione di dispositivi isteretici assiali ad instabilità impedita (BRAD) nella parte non-precompressa della torre (figura 2.60a) si assicura un forte effetto di dissipazione energetica sfruttando la localizzazione dell'apertura di fessure (figura 2.60b).

Per realizzare la precompressione parziale della torre è necessaria l'introduzione di due diaframmi rigidi: uno posto in sommità della torre ed un altro nella sezione A-A. I dispositivi isteretici sono collegati fra quest'ultimo e il sistema fondazionale opportunamente rinforzato.

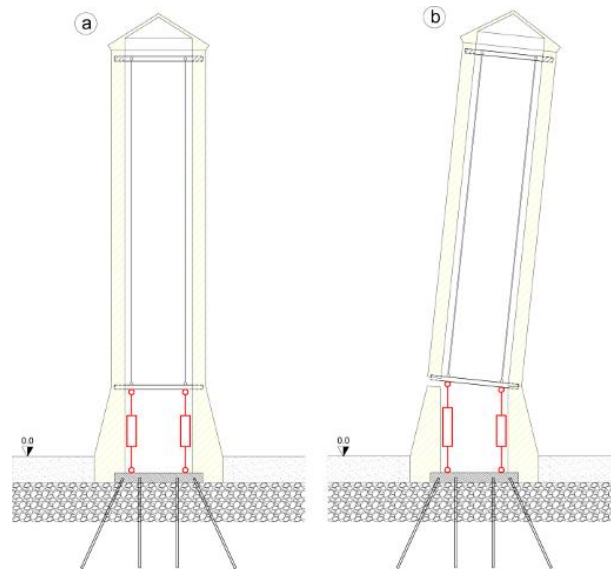


figura 2.60 - Introduzione dei dispositivi isteretici

Per il corretto funzionamento dell'intervento è necessario che:

- l'incremento di compressione nella parte alta della torre non sia eccessivamente elevato da causare la rottura per eccesso di compressione della muratura, analogamente a quanto verificatosi nell'analisi del miglioramento con precompressione verticale integrale al §2.5;
- la resistenza a compressione della muratura sia sufficiente a garantire un momento resistente almeno superiore a quello di prima fessurazione. In caso contrario si avrebbe il collasso prematuro della torre. Se la resistenza a compressione della muratura non fosse sufficiente è possibile incrementarla localmente nella zona non precompressa della torre, mediante iniezioni di opportune miscele [2.37];
- la forza di precompressione P deve essere maggiore della forza complessiva di snervamento dei dispositivi introdotti F_y . Se ciò non fosse, il traverso rigido si sposterebbe parzialmente (figura 2.61a) o resterebbe addirittura collegato alla parte di base della torre non precompressa (figura 2.61b), compromettendo l'efficacia dell'intervento poiché la deformazione non viene localizzata all'interno dei dissipatori elasto-plastici;
- la domanda di spostamento sui dispositivi isteretici introdotti deve essere compatibile con lo spostamento ultimo degli stessi.

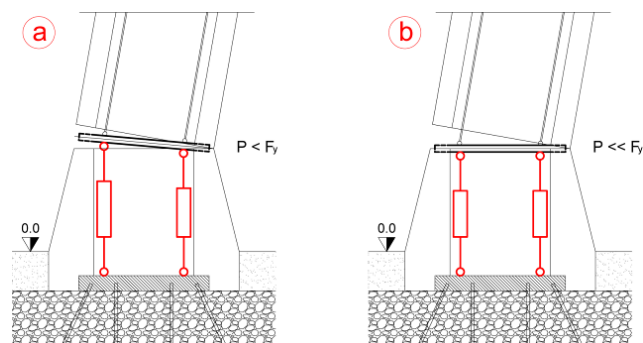


figura 2.61 - Parziale efficacia $P < F_y$ o inefficacia dell'intervento per $P \ll F_y$

2.7.2 Indici per la caratterizzazione della tecnica di miglioramento sismico

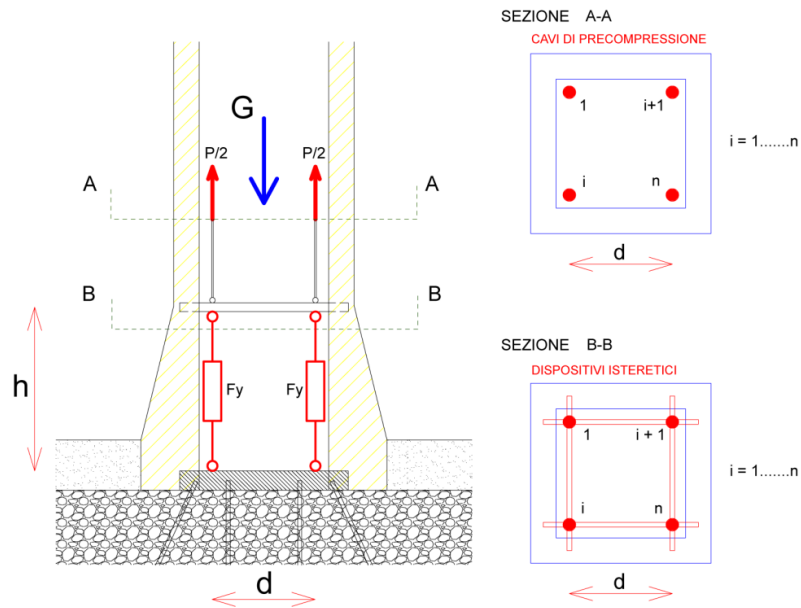


figura 2.62 - Disposizione dei dispositivi isteretici e dei cavi di precompressione.

Per definire la resistenza e la rigidezza dei dispositivi isteretici BRAD da introdurre e il tasso di precompressione parziale da utilizzare per il miglioramento sismico della torre in esame si definiscono, con riferimento alla figura 2.62, i tre rapporti adimensionali di seguito riportati:

$$rF = \frac{\sum_i F_{y,i}}{G} \quad (2.32)$$

rF è il rapporto tra la somma delle forze di snervamento dei dispositivi isteretici utilizzati $\sum_i F_{y,i}$ e la forza peso della torre G ;

$$rR = \frac{0.5(\sum_i K_{d,i}) \frac{d^2}{2}}{EJ/h} \quad (2.33)$$

rR è il rapporto tra la rigidezza elastica flessionale data dai dispositivi e la rigidezza flessionale della muratura, dove $K_d = \frac{E_d A_d}{h_d}$ è la rigidezza del singolo dispositivo, d è l'interasse tra i dispositivi, e h è l'altezza della sezione di riferimento;

$$rP = \frac{P}{G} \quad (2.34)$$

rP è il rapporto tra la forza di precompressione applicata P e la forza peso della torre G .

2.7.3 Analisi numeriche

L'efficacia della tecnologia di intervento proposta è dimostrata mediante modellazione FEM e l'utilizzo di analisi dinamiche non lineari al passo. Il modello della torre esistente al §2.3.3 è messo a confronto con il modello della torre con l'adeguamento sismico proposto. La discretizzazione numerica della torre con precompressione parziale e dispositivi isteretici è riportata in figura 2.63. Rispetto alla modellazione della torre esistente vengono introdotti i due diaframmi rigidi, due elementi truss per simulare la precompressione ed i dispositivi isteretici alla base.

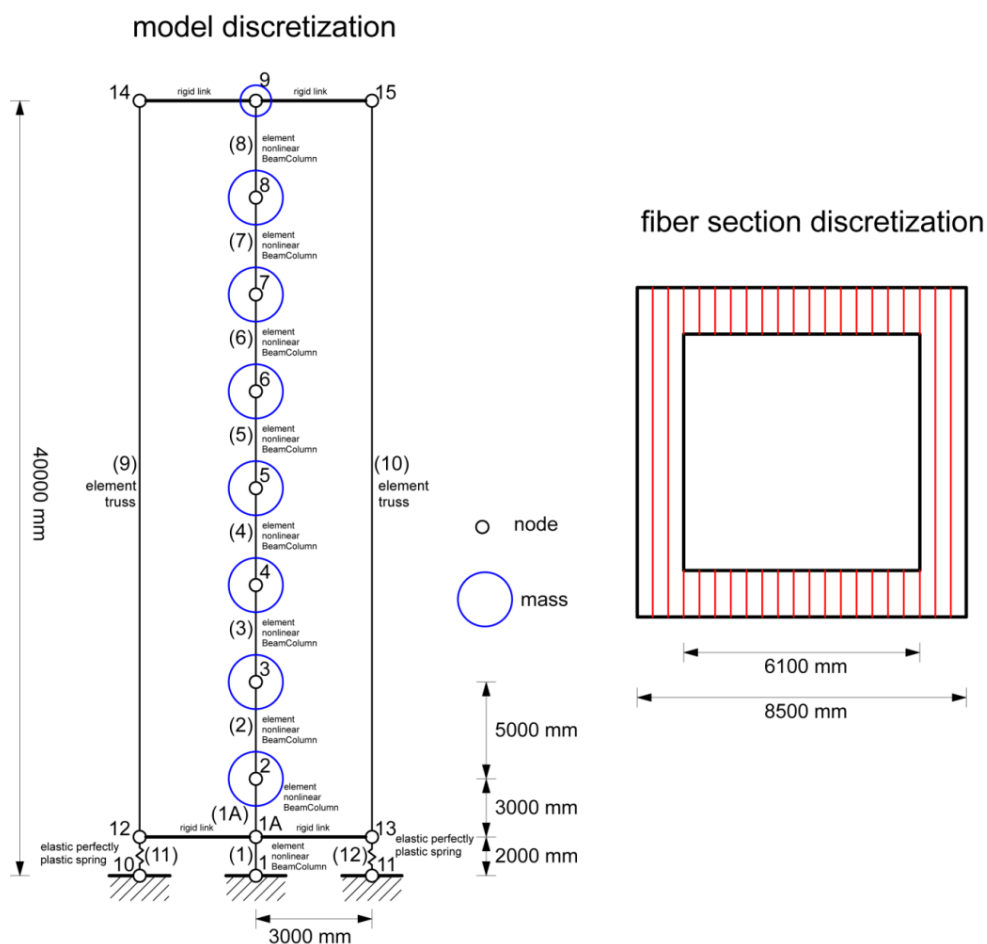


figura 2.63 - Modello FEM torre con miglioramento sismico proposto

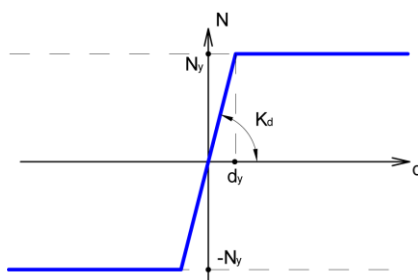


figura 2.64 - Legame elasto-plastico perfetto dei dispositivi BRAD

I dispositivi isteretici sono descritti mediante molle non lineari concentrate con comportamento elasto-plastico perfetto (figura 2.64) ed infine i diaframmi rigidi mediante elementi "rigid link".

2.7.3.1 Analisi di sensibilità all'intervento

Per l'analisi di sensibilità alla variazione dei tre parametri sopra definiti, le analisi dinamiche non lineari sono state eseguite per un set di sette accelerogrammi spettro-compatibili ad uno spettro elastico avente le seguenti caratteristiche $G = A$, $S = 1.00$, $T_B = 0.15$, $T_C = 0.40$, $D = 2.00$, $a_g = 0.45 g$, $Damping = 0.02$ e $PGA = S a_g = 0.45 g$ in accordo con l'Eurocodice 8 [2.36]. Gli accelerogrammi sono generati artificialmente con il programma "simqke1" del Massachusetts Institute of Technology [2.38]. La durata dei sette segnali utilizzati è pari a 25 secondi e si è assunto uno smorzamento viscoso pari al 2%, secondo Raileigh. Le analisi dinamiche non lineari si sono prolungate fino a 55 secondi al fine di valutare gli effetti di smorzamento viscoso ed isteretico dopo la fine del segnale applicato. Per l'integrazione nel tempo si è utilizzato il metodo di Newmark, utilizzando un passo pari a 0.005 secondi.

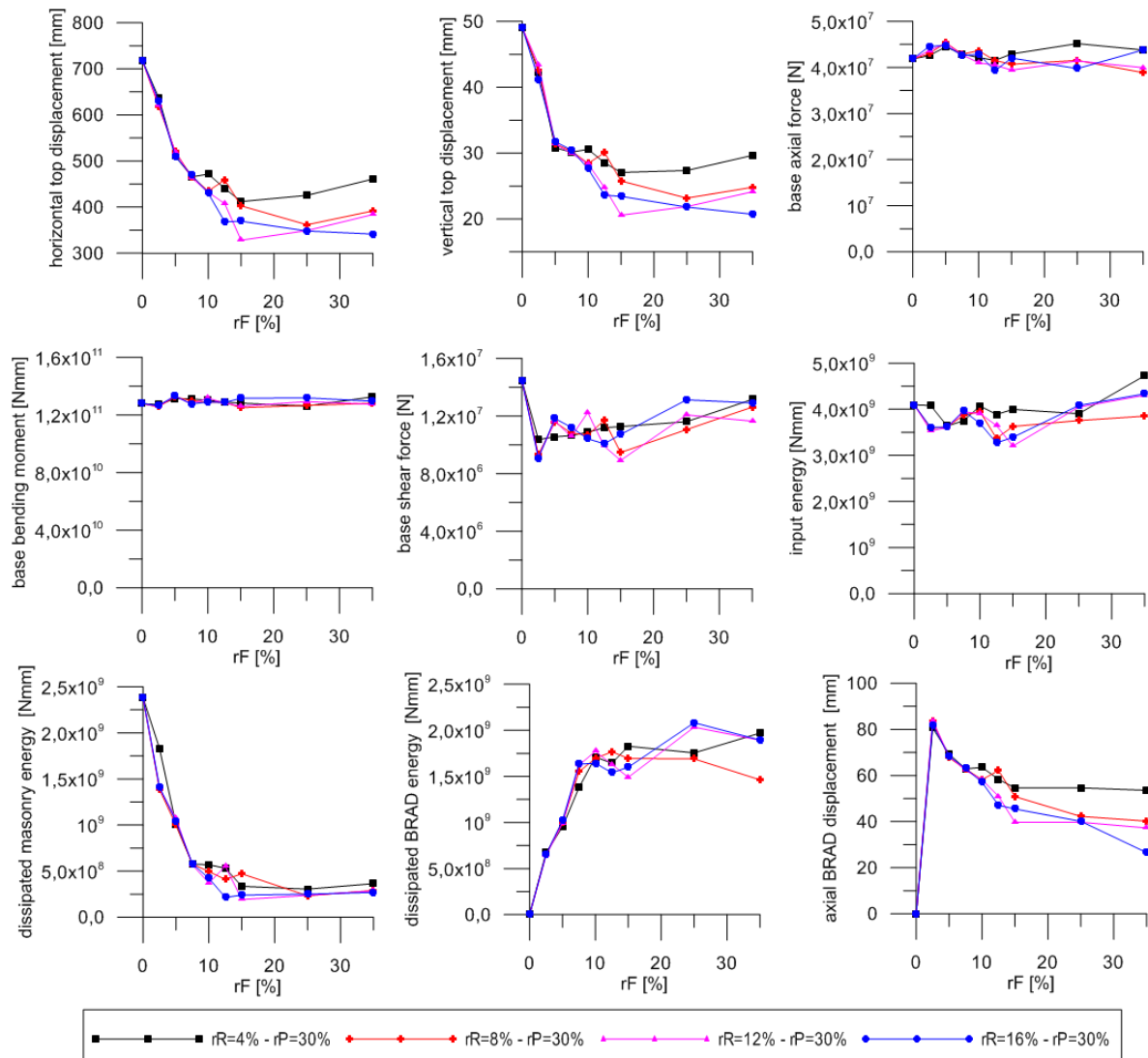


figura 2.65 - Spostamenti, sollecitazioni e contributi finali di energia al variare della rigidezza dei dispositivi isteretici

Per valutare la differenza di comportamento dinamico della torre al variare di rF e rR si è mantenuto costante il livello di precompressione $rP = 30\%$. I range di variazione di rF e rR utilizzati sono i seguenti:

$rF = 0\%, 2.5\%, 5\%, 7.5\%, 10\%, 12.5\%, 15\%, 25\%, 35\%$;

$rR = 4\%, 8\%, 12\%, 16\%$.

assumendo $G = 26630.4$ kN ed $EJ/h=4.475 \times 10^{14}$ kNm con $h=2m$, sono stati determinati per i dispositivi i valori di forza di snervamento $\sum_i F_{y,i}$ e di rigidezza $\frac{1}{2}(\sum_i K_{d,i}) \frac{d^2}{2}$ (con $d = 6m$) riportati in tabella 2.5 e tabella 2.6. $rF = 0\%$ indica il caso di torre esistente senza intervento. Si sono effettuate pertanto $7 \times n^\circ(rF) \times n^\circ(rR) = 7 \times 9 \times 4 = 252$ analisi dinamiche non-lineari. I valori massimi delle storie di risposta in termini di spostamenti, sollecitazioni e contributi finali di energia ottenuti per i sette diversi segnali sono tra loro mediati e riassunti nei grafici riportati in figura 2.65.

tabella 2.5 - Forze di snervamento dei dispositivi isteretici

$rF[\%]$	$\sum_i F_{y,i} [kN]$
2.5%	665.76
5%	1331.52
7.5%	1997.28
10%	2663.04
12.5%	3328.8
15%	3994.56
25%	6657.6
35%	9320.64

tabella 2.6 - Parametri di rigidezza dei dispositivi isteretici

$rR[\%]$	$\frac{1}{2}(\sum_i K_{d,i}) \frac{d^2}{2} [kNm]$	$\sum_i K_{d,i} [kN/m]$
4%	1.79×10^7	1.99×10^6
8%	3.58×10^7	3.98×10^6
12%	5.37×10^7	5.97×10^6
16%	7.16×10^7	7.96×10^6

È evidente che la tecnica di miglioramento proposta è efficace, determina infatti una riduzione di spostamenti in sommità e una conseguente riduzione di energia dissipata dalla muratura. La soluzione si stabilizza per un rapporto di forza pari ad $rF = 15\%$, mentre le variazioni del rapporto di rigidezza rR non determinano nessuna sostanziale variazione nella risposta.

È riportato in figura 2.66 e in figura 2.67 il confronto tra la torre esistente e quella con miglioramento sismico ($rF=15\%$, $rR=12\%$, $rP=30\%$) in termini di spostamento orizzontale e verticale in sommità ottenuti per il primo dei sette segnali utilizzati.

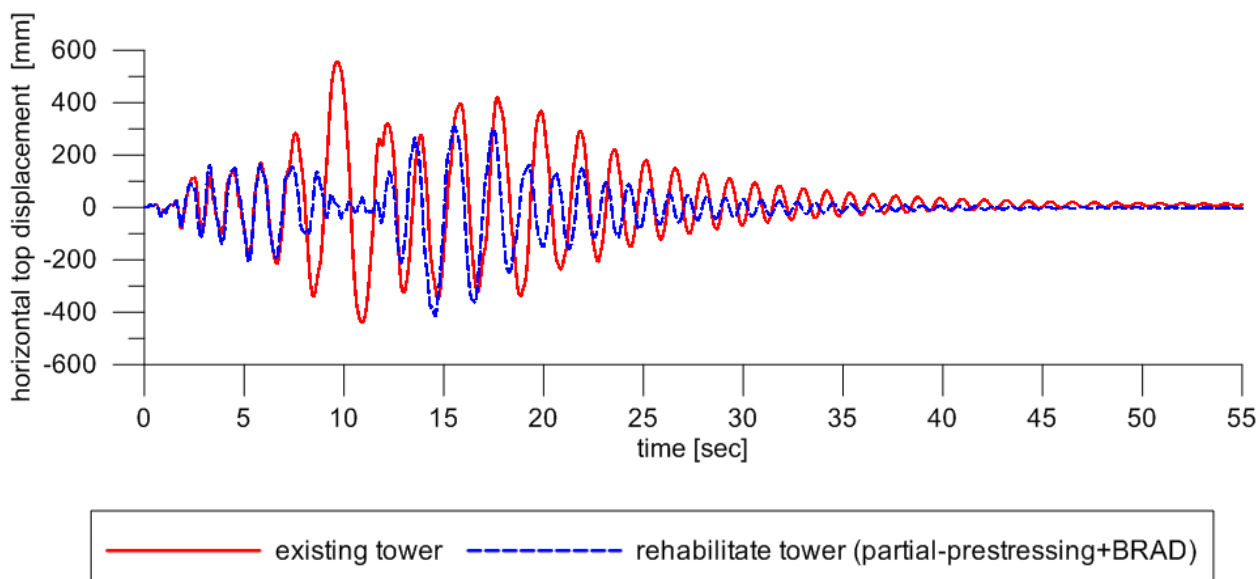


figura 2.66 - Confronto degli spostamento orizzontale in sommità – sisma1

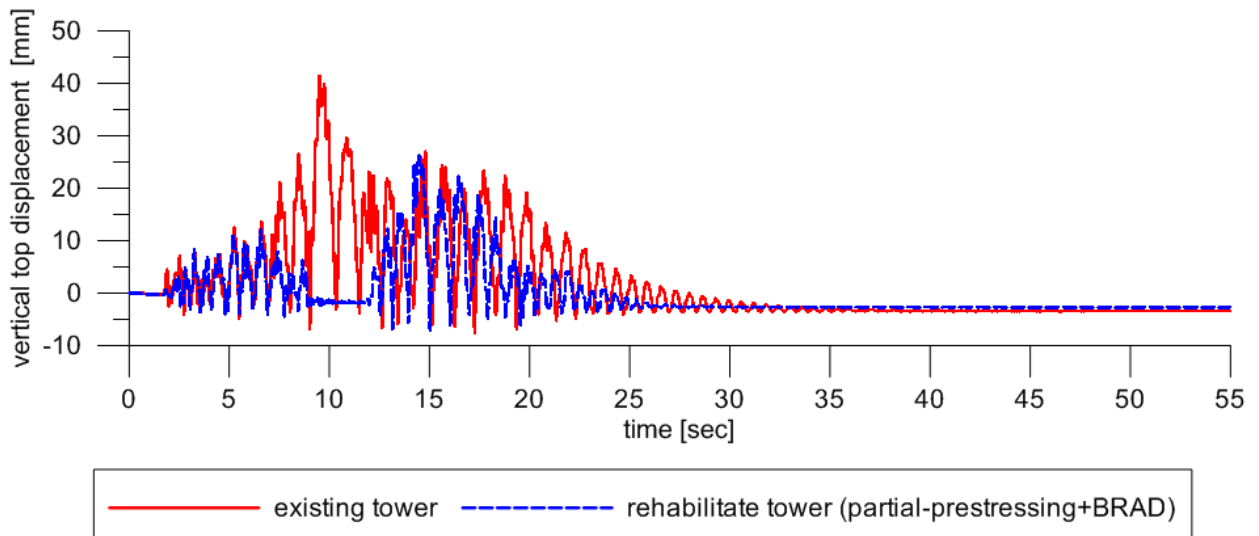


figura 2.67 - Confronto degli spostamento verticale in sommità – sisma1

Dai grafici si può notare come l'adeguamento determini una riduzione dello spostamento massimo in sommità del 25% circa e determini anche un notevole incremento di smorzamento dopo la fine del sisma per $t > 25$ secondi.

Viene riportato in figura 2.68 e figura 2.69 l'andamento dei vari contributi energetici della torre esistente e di quella con miglioramento sismico ($r_F=15\%$, $r_R=12\%$, $r_P=30\%$) ottenuti per il primo segnale sismico utilizzato. Dal confronto dei grafici di figura 2.68 e figura 2.69 si può notare come l'adeguamento determina un notevole abbattimento (da 1500 kJ a 500 kJ) dell'energia dissipata per danneggiamento a compressione della muratura. Risulta inoltre evidente come il contributo di energia dissipato dai BRAD introdotti sia significativo (pari a circa 1600 kJ) e predominante rispetto all'energia dissipata dalla muratura.

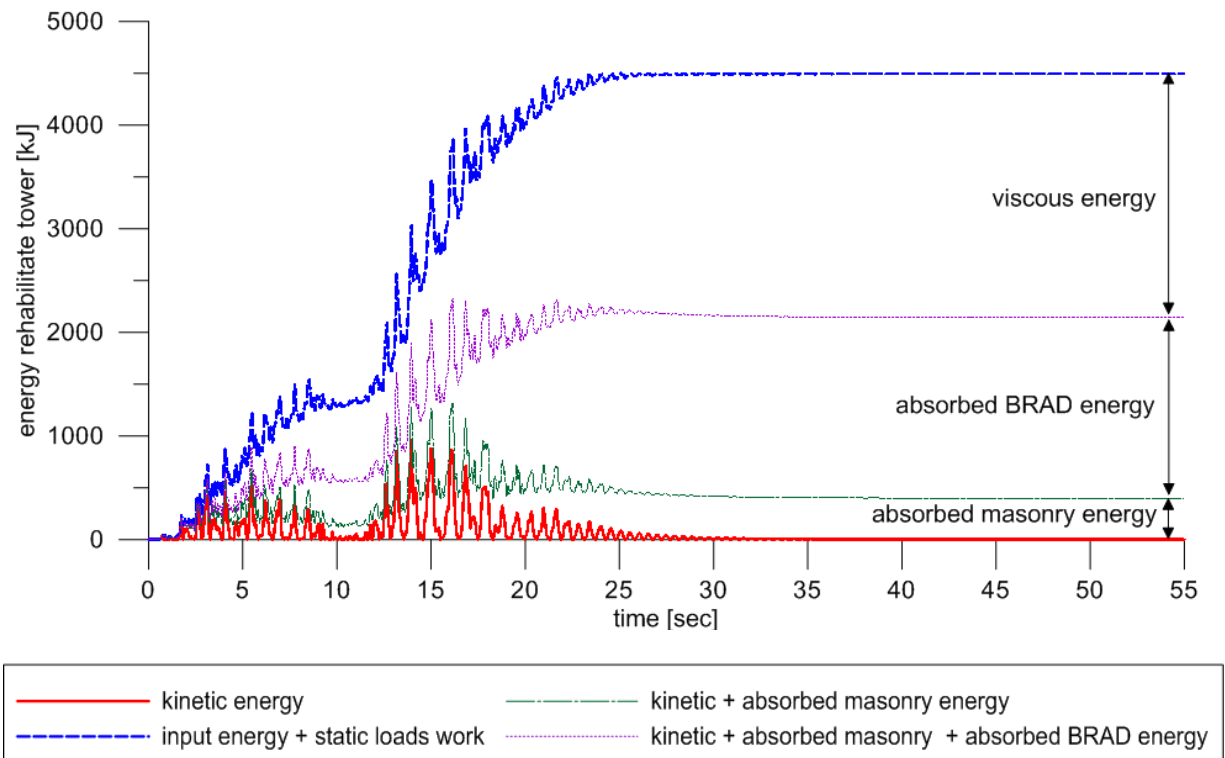


figura 2.68 – Andamento nel tempo dei contributi energetici della torre con miglioramento sismico – sisma1

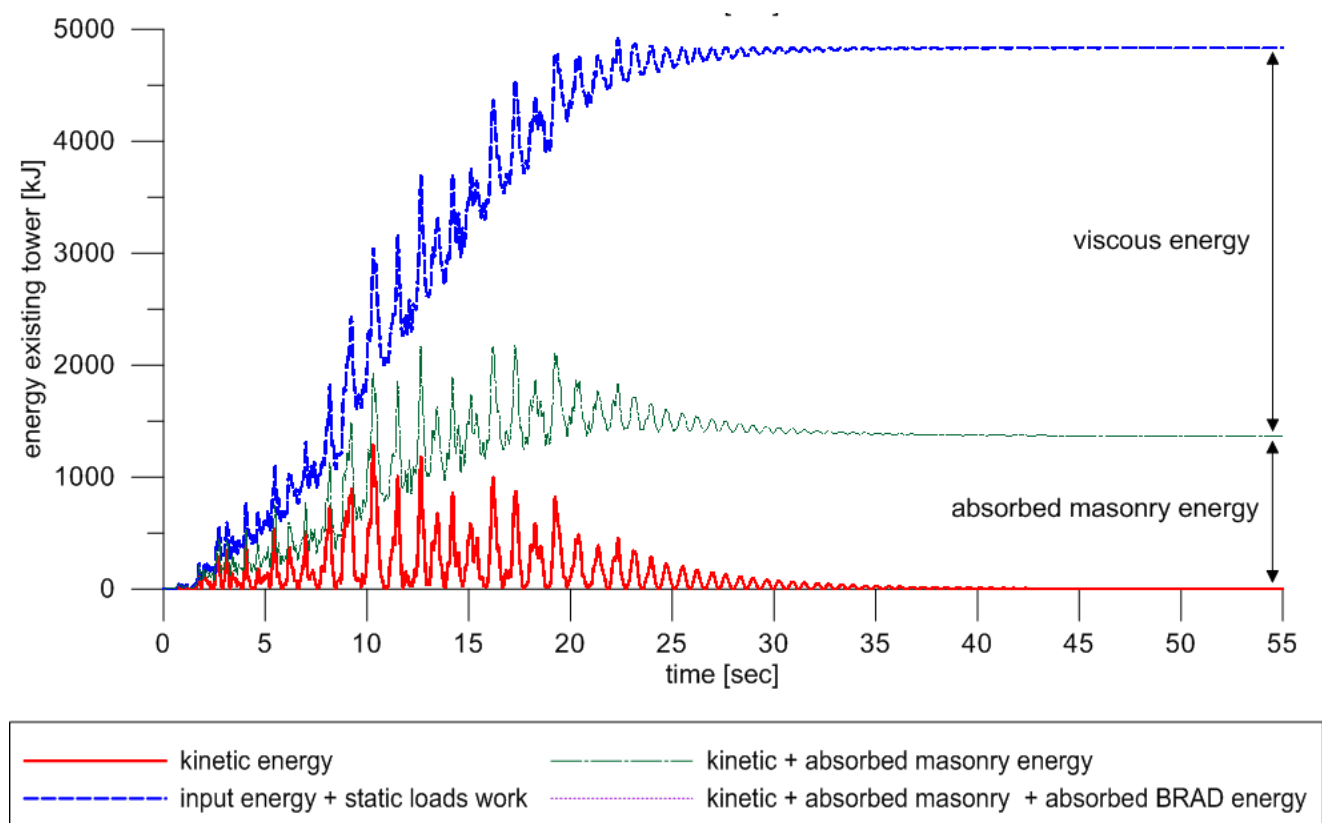


figura 2.69 – Andamento nel tempo dei contributi energetici della torre esistente – sisma1

È riportato in figura 2.70 e in figura 2.71 il confronto tra la torre esistente e quella con miglioramento sismico ($r_F=15\%$, $r_R=12\%$, $r_P=30\%$) in termini di spostamento orizzontale e verticale in sommità ottenuti per il secondo dei sette segnali utilizzati.

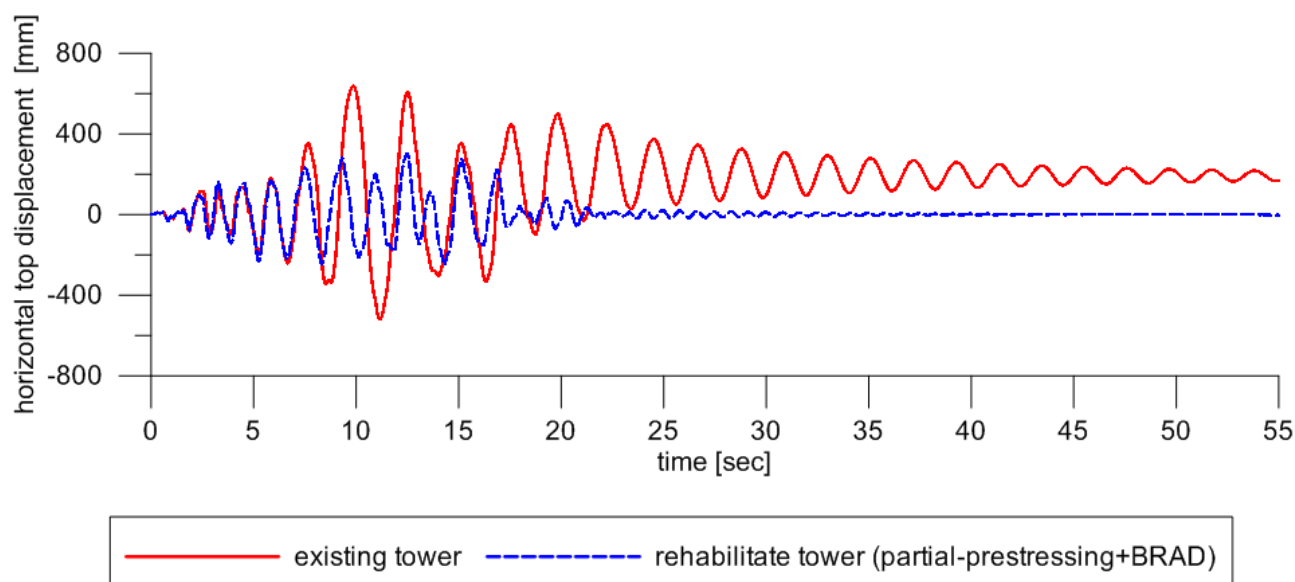


figura 2.70 - Confronto degli spostamento orizzontale in sommità – sisma2

Dai grafici si può notare come l'adeguamento determini una riduzione dello spostamento massimo in sommità del 50% circa ed evita il forte danneggiamento a compressione che si verifica al 20-esimo secondo circa per la torre esistente.

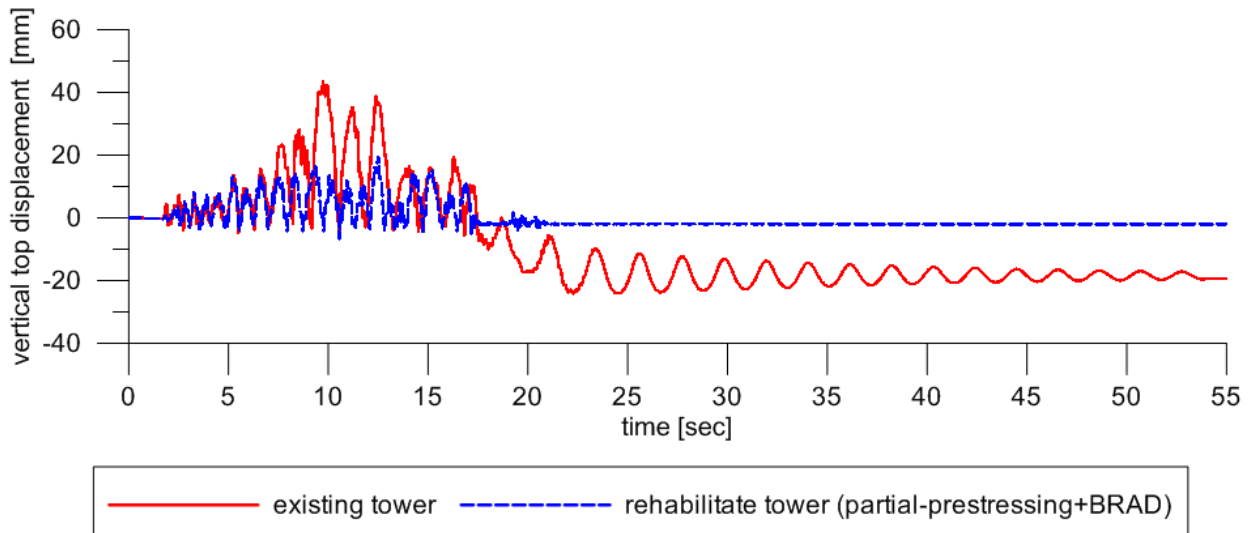


figura 2.71 - Confronto degli spostamento verticale in sommità – sisma2

Viene riportato in figura 2.72 e figura 2.73 l'andamento dei vari contributi energetici della torre esistente e di quella con miglioramento sismico ($r_F=15\%$, $r_R=12\%$, $r_P=30\%$) ottenuti per il secondo segnale sismico utilizzato. Dal confronto dei grafici di figura 2.72 e figura 2.73 si può notare come l'adeguamento determina un notevole abbattimento (da 2000 kJ a 300 kJ ca) dell'energia dissipata per danneggiamento a compressione della muratura. Risulta inoltre evidente come il contributo di energia dissipato dai BRAD introdotti sia significativo (pari a circa 1400 kJ) e predominante rispetto all'energia dissipata dalla muratura.

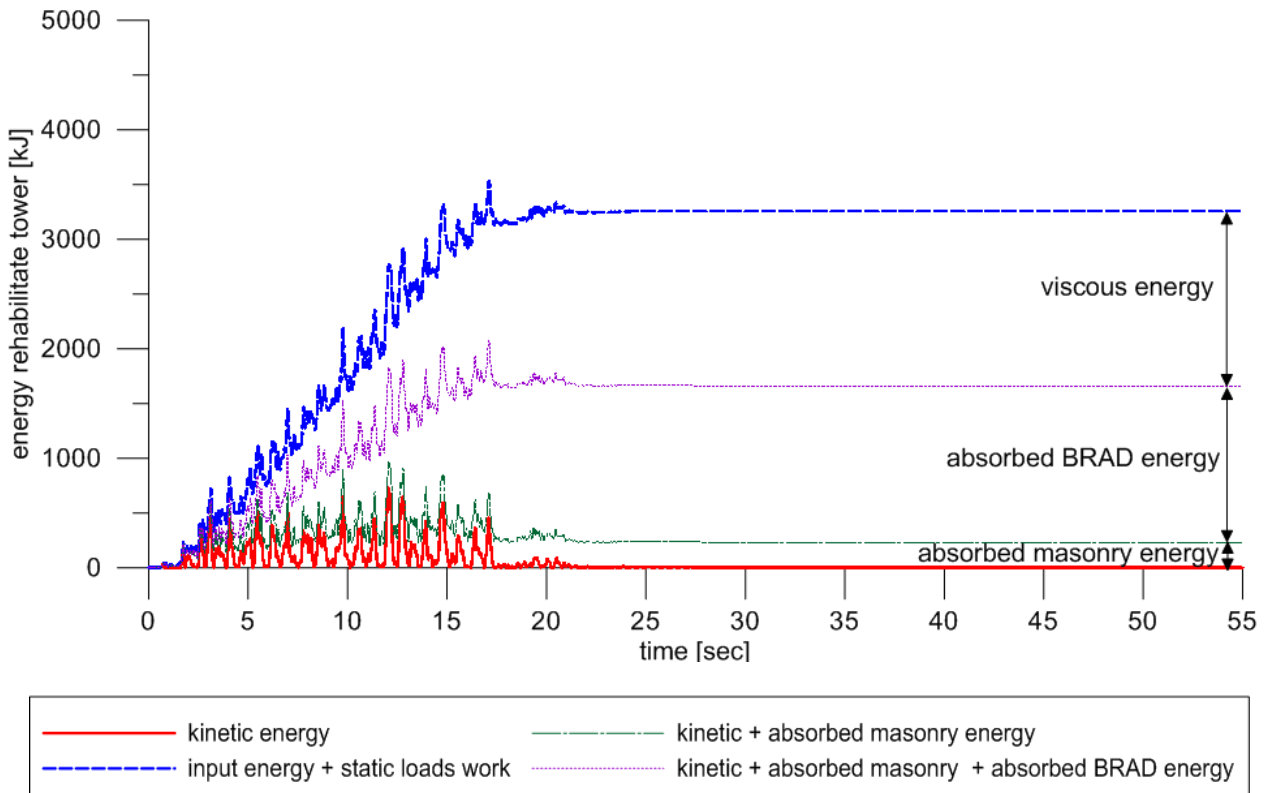


figura 2.72 – Andamento nel tempo dei contributi energetici della torre con miglioramento sismico – sisma2

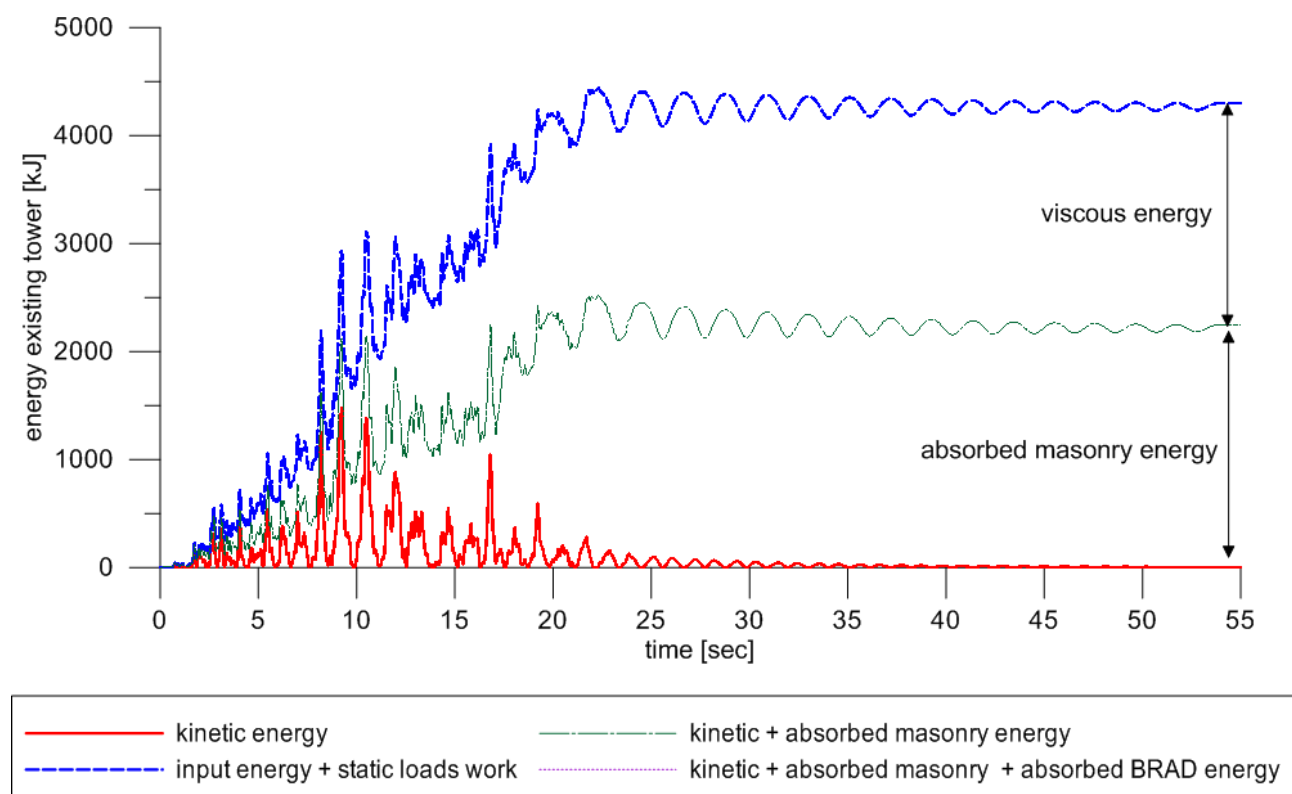


figura 2.73 – Andamento nel tempo dei contributi energetici della torre esistente – sisma2

Per valutare anche l'effetto della pre-compressione si è poi mantenuto costante il rapporto di rigidità pari a $rR = 12\%$ e si sono variati i rapporti di precompressione rP e di forza rF :

$rF = 0\%, 2.5\%, 5\%, 7.5\%, 10\%, 12.5\%, 15\%, 25\%, 35\%$;

$rP = 10\%, 30\%, 50\%$.

Con tale variazione di parametri si sono pertanto posti a confronto i risultati di $7 \times n^{\circ}(rF) \times n^{\circ}(rP) = 7 \times 9 \times 3 = 189$ analisi dinamiche non lineari. I valori massimi delle storie di risposta in termini di spostamenti, sollecitazioni e contributi finali di energia, mediati per i sette diversi segnali sismici, ottenuti sono riassunti nei grafici riportati in figura 2.74.

Gli spostamenti e le energie ottenuti per $rP = 10\%$ confermano che per avere un corretto funzionamento della tecnica di miglioramento sismico proposta bisogna garantire una precompressione maggiore della forza di snervamento complessiva dei dispositivi isteretici introdotti. Infatti per $rF > 15\%$ gli spostamenti in sommità della torre crescono e decresce invece il lavoro fatto dai dispositivi isteretici, rendendo inefficace l'intervento. I risultati ottenuti per $rP = 50\%$ invece non determinano nessun sostanziale beneficio rispetto al caso con $rP = 30\%$. Questo indica che una precompressione del 30% è sufficiente a garantire la concentrazione della fessurazione nella parte non precompressa della torre.

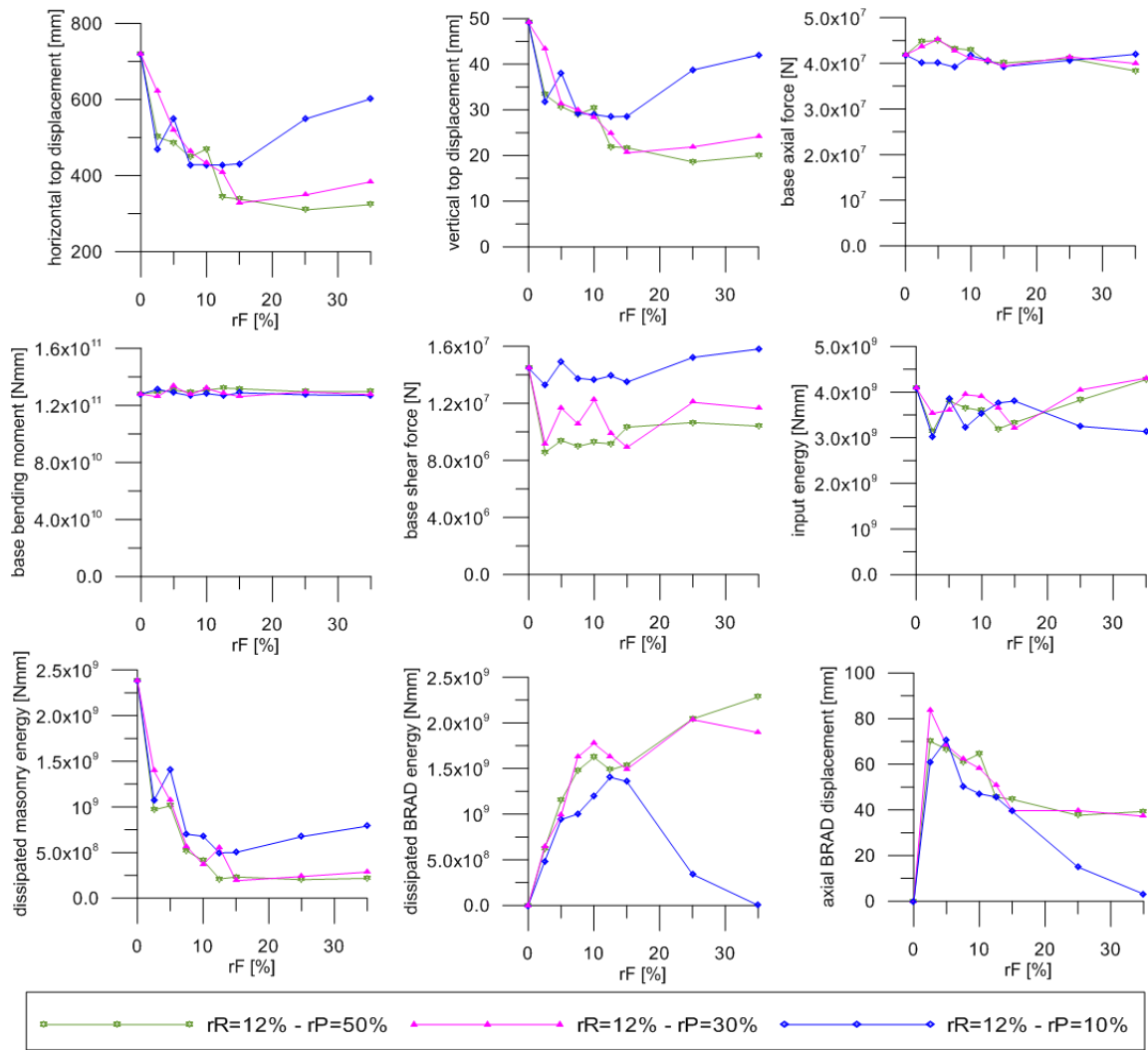


figura 2.74 - Spostamenti, sollecitazioni e contributi finali di energia al variare della precompressione

È riportato in figura 2.75 e figura 2.76 il confronto tra la torre esistente e quella con miglioramento sismico ($rF=25\%$, $rR=12\%$, $rP=10\%$) dello spostamento orizzontale e verticale in sommità determinato per il primo sisma. La torre adeguata presenta quindi un rapporto di forza maggiore di quello di precompressione $rF > rP$.

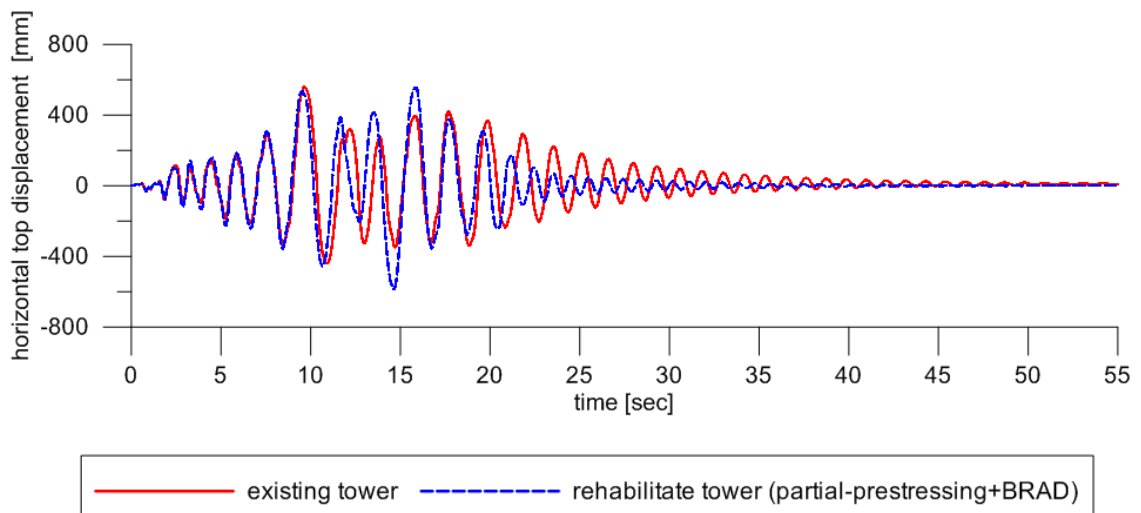


figura 2.75 - Confronto degli spostamento orizzontale in sommità – sisma 1

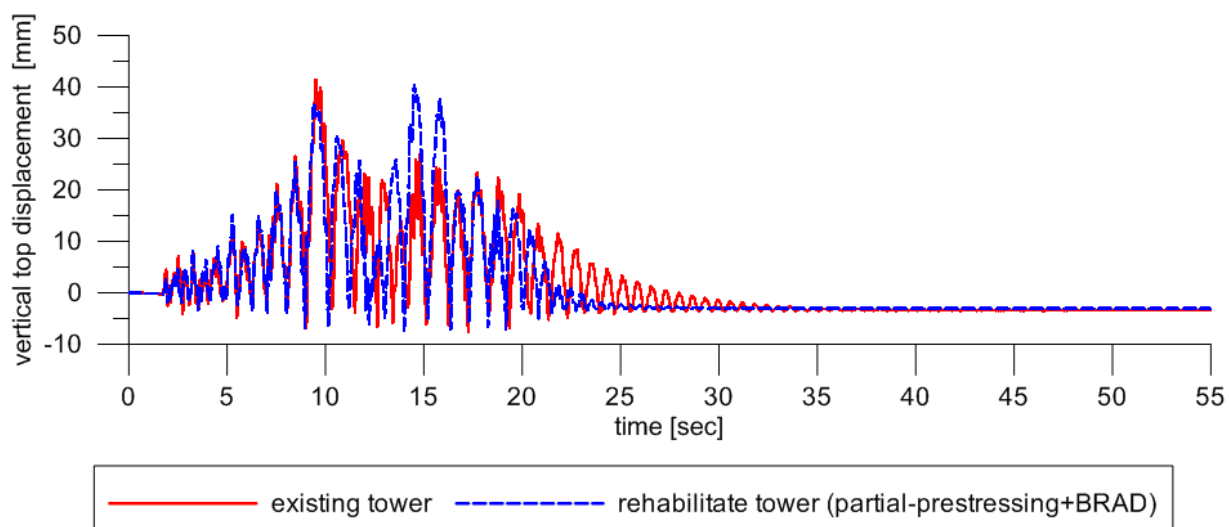


figura 2.76 - Confronto degli spostamento verticale in sommità – sisma 1

Dai grafici degli spostamenti in sommità di figura 2.75 e figura 2.76 si può notare che l'intervento di miglioramento è in questo caso praticamente inefficace e gli spostamenti che si ottengono sono coincidenti, se non superiori a quelli della torre esistente. Si evidenzia solamente un leggero incremento di smorzamento dopo la fine del sisma per $t > 25$ secondi.

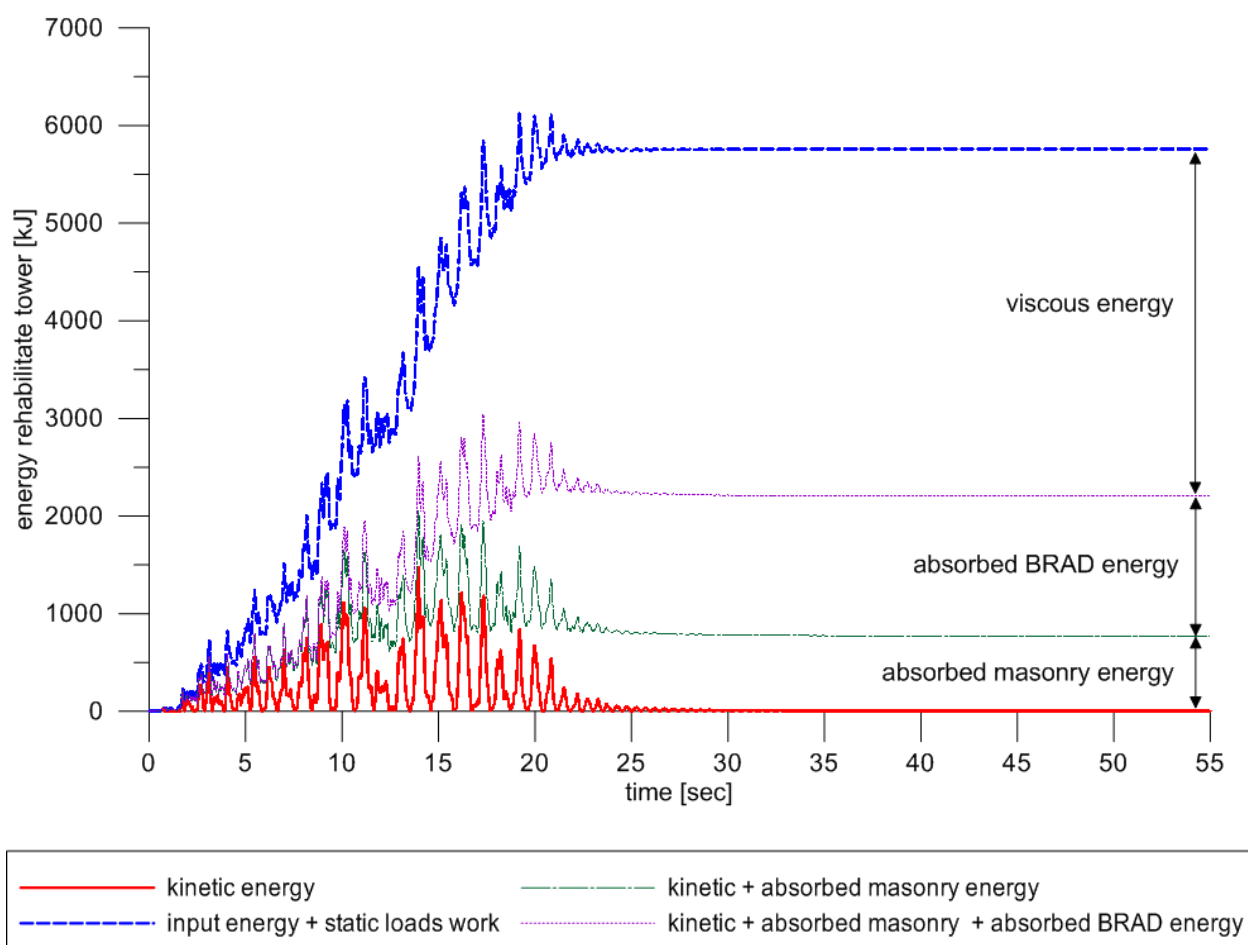


figura 2.77 - Andamento nel tempo dei contributi energetici della torre con miglioramento sismico – sisma1

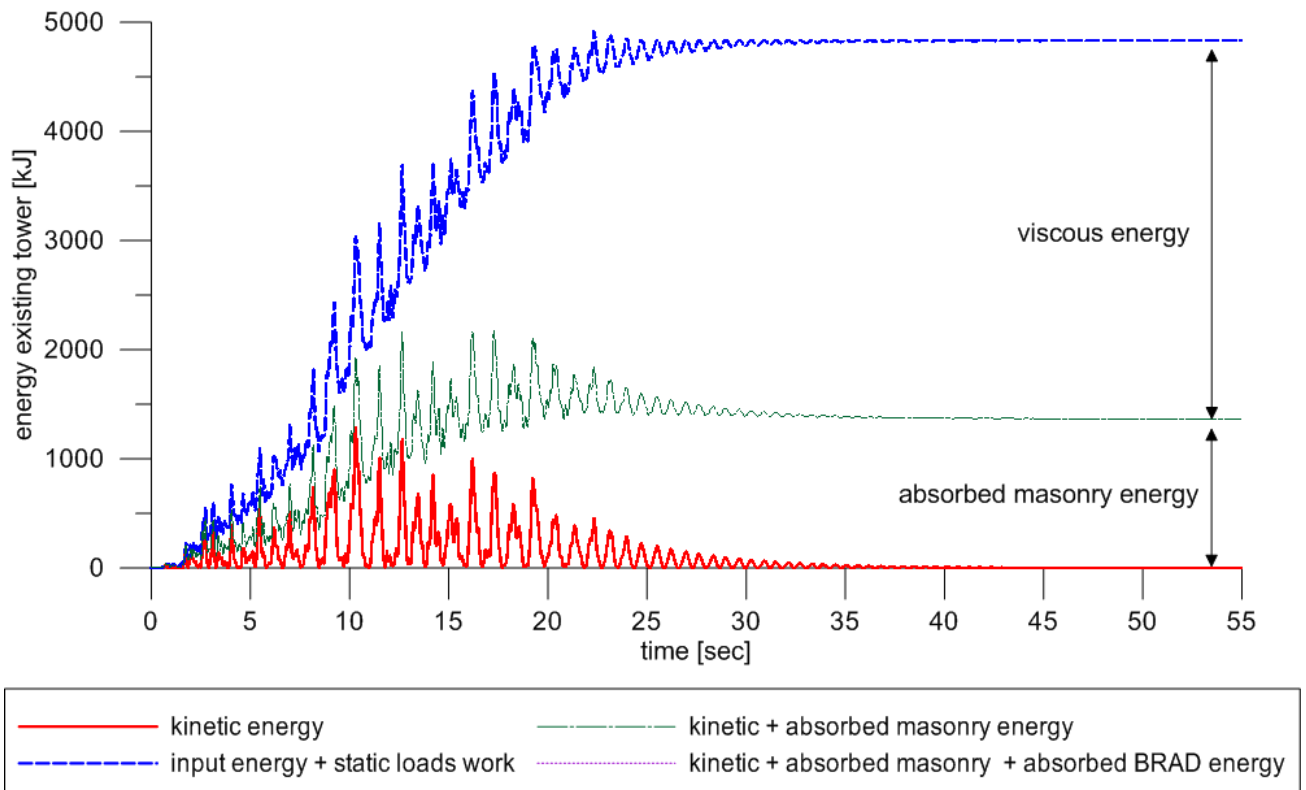


figura 2.78 - Andamento nel tempo dei contributi energetici della torre esistente – sisma1

Viene riportato in figura 2.77 e figura 2.78 l'andamento dei vari contributi energetici della torre esistente e di quella con miglioramento sismico ($r_F=25\%$, $r_R=12\%$, $r_P=10\%$) ottenuti per il primo segnale sismico utilizzato.

I grafici mettono in luce una sensibile riduzione dell'energia di danneggiamento a compressione della muratura (da 1500kJ a 1000kJ c.a.), un sensibile incremento dell'energia in input e del lavoro fatto dalle forze statiche dovuto all'incremento di spostamento evidenziato in figura 2.78. Il contributo di energia dissipato dai BRAD risulta essere modesto e non predominante rispetto all'energia dissipata dalla muratura.

L'intervento di miglioramento ($r_F=25\%$, $r_R=12\%$, $r_P=10\%$) è pertanto parzialmente efficace poiché comporta il parziale spostamento del diaframma rigido come raffigurato in figura 2.61a.

Dalle analisi fatte, sembra opportuna la scelta di una precompressione del 30% e un sistema di dispositivi isteretici con $r_F = 15\%$, pertanto $r_P > r_F$. Per quanto riguarda la rigidità quella ottimale risulta essere pari a $r_R = 12\%$, anche se la sua variazione non influisce significativamente la risposta e pertanto potrà essere variata in base alle esigenze di design del dispositivo.

2.7.3.2 Analisi a PGA crescente dell'intervento di miglioramento ottimale

Determinate le caratteristiche di forza di snervamento e di rigidità ottimali si sono progettati 4 dispositivi isteretici a instabilità impedita (BRAD) che presentano le caratteristiche geometriche riportate in tabella 2.7. Con tali dispositivi, e con un $rP=30\%$, si sono poi effettuate delle analisi non lineari.

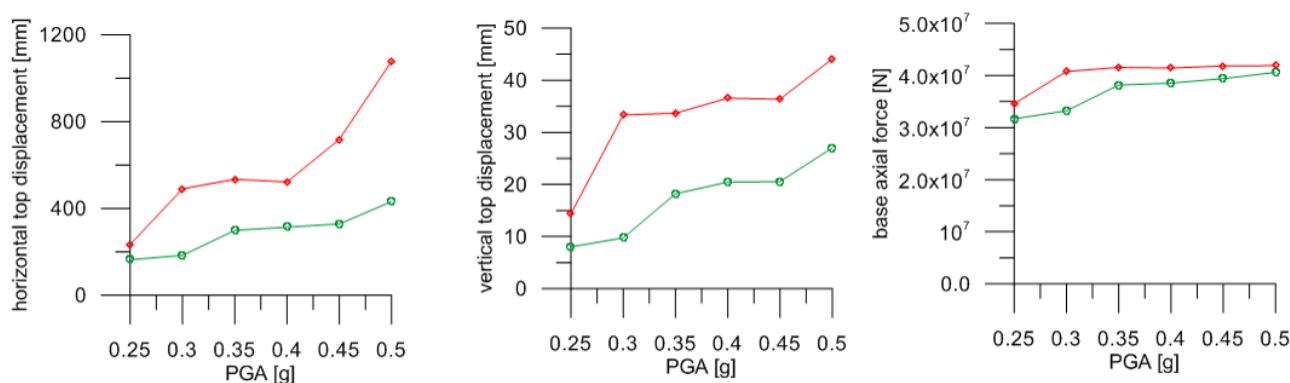
tabella 2.7 - Caratteristiche dei 4 dispositivi isteretici ottimali

forza di snervamento	N_y [kN] =	1000
tensione di snervamento	σ_y [MPa] =	235
area della sezione	A [mm ²] =	4255.32
modulo elastico	E [MPa] =	200000
deformazione a snervamento	ϵ_y =	0.12%
allungamento a snervamento	Δl_y [mm] =	1.41
deformazione massima	ϵ_{max} =	5%
allungamento massimo	Δl_{max} [mm] =	60
lunghezza del dispositivo	L [mm] =	1200

Le analisi dinamiche non lineari, i cui risultati sono di seguito riassunti, sono state eseguite per sei gruppi di sette accelerogrammi spettro-compatibili al variare della PGA: 0.25g, 0.3g, 0.35g, 0.4g, 0.45g, 0.5g, e mantenendo costanti gli altri parametri $G = A$, $S = 1.00$, $T_b = 0.15$, $T_c = 0.40$, $T_d = 2.00$, $Damping = 0.02$ in accordo con l'EC8 [2.36]. Come in precedenza la durata dei $6 \times 7 = 42$ segnali considerati è di 25 secondi, le analisi sono state protratte fino ai 55 secondi, utilizzando un passo temporale di integrazione di 0.005 sec. Si è assunto uno smorzamento viscoso alla Raileigh pari al 2%.

In figura 2.79 sono riportati i risultati massimi mediati delle $42 \times 2 = 84$ analisi effettuate, sulla torre allo stato di fatto e torre con miglioramento sismico proposto.

Le analisi svolte confermano l'efficacia della tecnica di miglioramento proposta. Si è stimata una riduzione del 50% circa degli spostamenti in sommità della torre che implica anche una notevole riduzione di danneggiamento a compressione sulla muratura esistente. Gli spostamenti massimi assiali dei dispositivi sono inferiori a $\Delta l_{max} = 60$ mm anche per le PGA più elevate, e pertanto compatibili con i dispositivi BRAD dimensionati.



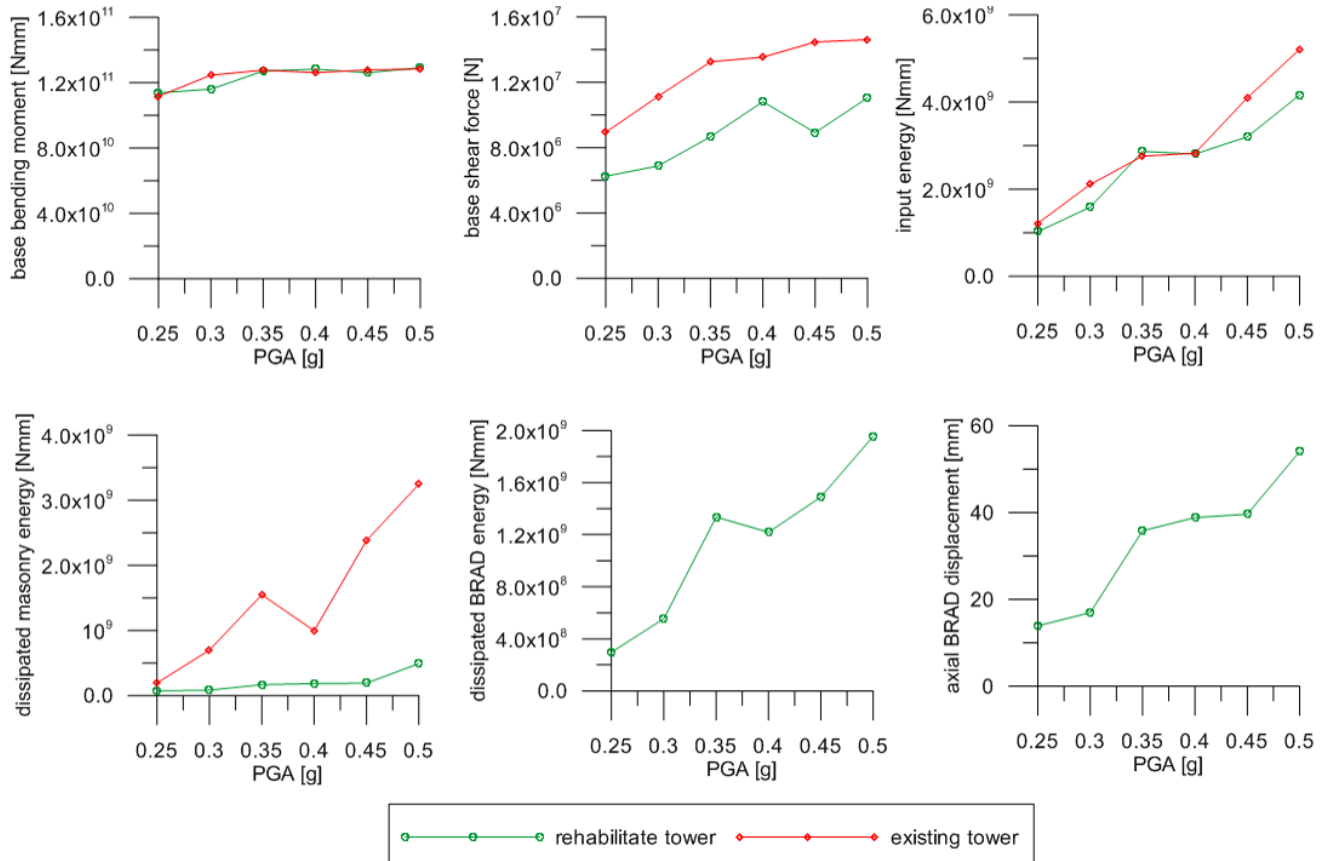


figura 2.79 - Spostamenti, sollecitazioni e contributi finali di energia al variare della PGA

2.7.4 Prove dinamiche su modello in scala

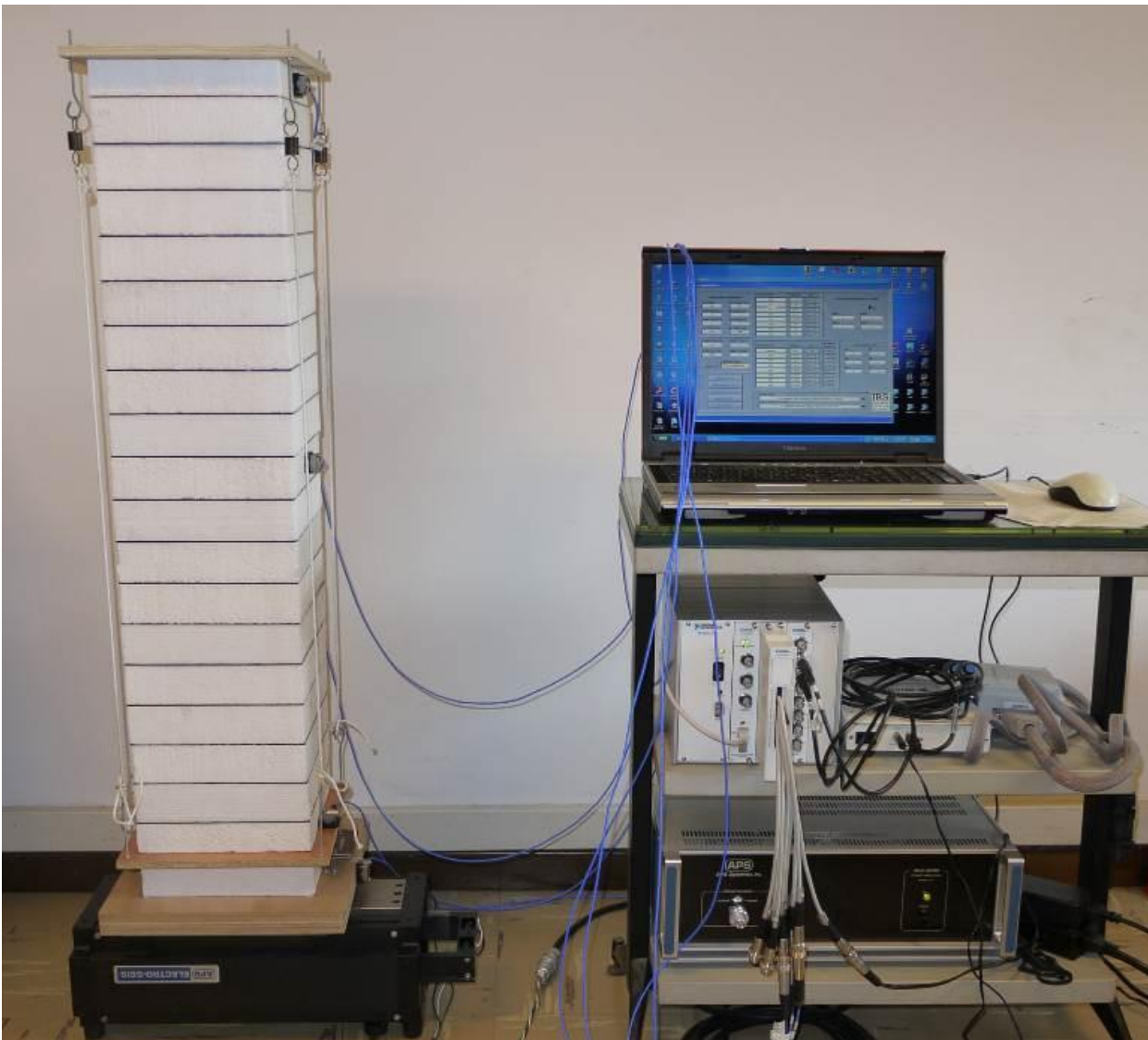


figura 2.80 - Modello in scala e banco strumentazione

Per dare ulteriore conferma dell'efficacia della tecnica di miglioramento sismico proposta si è realizzato un modello fisico in scala ridotta della torre di riferimento descritta al §2.3 che è stata sottoposta ad input dinamico mediante l'utilizzo di uno "Long Stroke Shaker", cioè una piccola tavoletta vibrante che riesce a movimentare al massimo una massa da 12 kg. Il modello in scala della torre è stato realizzato con materiale leggero e di dimensioni tali da risultare compatibile con tale limite.

In prima battuta si è tentato di realizzare un modello in scala reale, cioè un modello che mantiene legate in modo direttamente proporzionale massa e rigidità [2.31][2.32] "true replica models" (§B.2.1). Questa soluzione si è dimostrata fin da subito impraticabile, poiché la differenza tra modulo elastico dichiarato e modulo elastico reale del materiale adottato per il modello ha precluso ogni possibilità sulla taratura della massa. Successivamente si è deciso pertanto di realizzare un modello distorto [2.31][2.32], che permette di disaccoppiare la massa dalla rigidità, che introduce però un fattore di distorsione che si ripercuote su tutte le altre quantità determinate.

2.7.4.1 Descrizione della modellazione in scala

Il modello, realizzato con scala geometrica pari a 1:40 e riportato assieme alla strumentazione utilizzata in figura 2.80, è costituito dalla sovrapposizione di strati sagomati di polistirene espanso sinterizzato EPS 100 (denominazione secondo norma UNI EN 13163:2003) di spessore pari a 5 cm (figura 2.81). Tra uno strato di EPS e l'altro sono interposti dei lamierini d'acciaio di spessore pari a 15 decimi di millimetro che permettono la taratura e la ripartizione omogenea in altezza della massa (figura 2.82). La costruzione del modello mediante strati di EPS e lamierini di acciaio permette la simulazione della non-resistenza a trazione della muratura e pertanto del comportamento a presso-flessione della torre. La fessurazione a trazione della muratura è pertanto riprodotta mediante la possibilità di apertura di fessure localizzate tra uno strato e l'altro del modello (figura 2.84). Non è rappresentabile però il comportamento non-lineare a compressione della muratura e pertanto non si avranno indicazioni in merito al danneggiamento di questa. Lo scorrimento a taglio tra uno strato e l'altro del modello è impedito mediante l'introduzione di 4 pernetti in legno tronco-conici che non vanno a inficiare il possibile distacco verticale degli strati (figura 2.83).

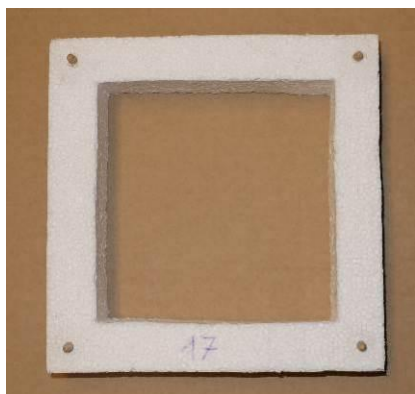


figura 2.81 - Strato polistirolo

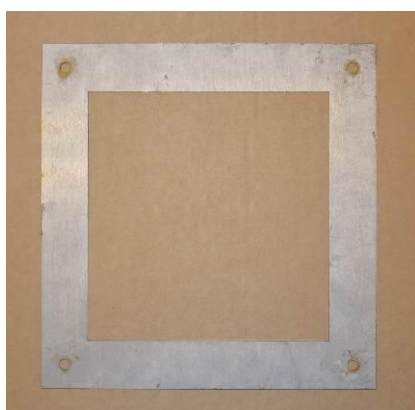


figura 2.82 - Lamierino d'acciaio



figura 2.83 - Pernetti in legno



figura 2.84 - Fessurazione a trazione

Per esigenze di fattibilità e gestione i cavi di precompressione e i dispositivi isteretici sono stati posizionati all'esterno della canna della torre. La diversa collocazione nel modello dell'intervento di miglioramento sismico non ne compromette la verifica della sua efficacia. I diaframmi rigidi sono simulati mediante due strati in legno multistrato di spessore pari ad 1 cm. La precompressione viene effettuata mediante il tiro di quattro molle a trazione aventi rigidità pari a 0.257 N/mm poste in serie con 4 cordini di rigidità assiale molto superiore rispetto alle molle stesse (figura 2.85). I dispositivi isteretici invece sono riprodotti mediante la plasticizzazione a flessione di una barra di piccolo diametro di acciaio (figura 2.86). Lo schema di vincolo utilizzato è il doppio incastro (figura 2.87) che determina la plasticizzazione alle estremità della barra (figura 2.88).



figura 2.85 - Molle a trazione

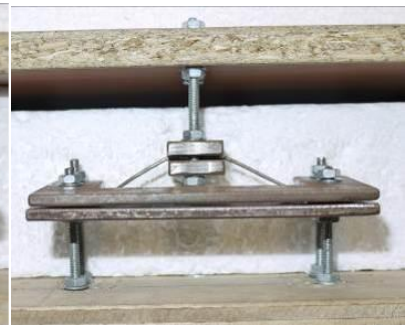
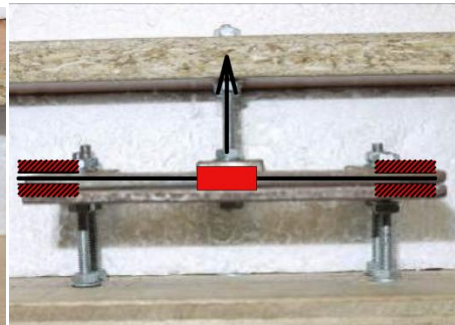


figura 2.86 – Dispositivo isteretico a riposo

figura 2.87 - Schema statico del dispositivo isteretico

figura 2.88 – Dispositivo isteretico in configurazione deformata

2.7.4.2 Descrizione della strumentazione utilizzata

La strumentazione utilizzata per effettuare le analisi dinamiche sul modello in scala della torre è di seguito elencata:

- 4 Accelerometri capacitivi ICP – 3701G3FA3G PCB PIEZOTRONICS (WWP) – mono-assiali con sensibilità $\pm 100.0 \text{ mV}/(\text{m/s}^2)$ in un range di frequenza compreso tra 0.0 Hz e 150 Hz e precisione pari a $\pm 10\%$. Gli accelerometri ed il loro posizionamento sulla torre sono riportati in figura 2.89 e figura 2.91);
- Long Stroke Shaker APS 113 ELECTRO-SEIS® (figura 2.90);

- centralina di acquisizione segnali SCXI 1000 (High Performance Signal Conditioning) con 8 canali capacitivi – 8 canali piezoelettrici della National Instruments portatile con collegamento USB al PC (figura 2.92b e figura 2.92a);
- Amplificatore APS Dynamics DUAL-MODE™ per l'alimentazione dello Shaker elettrodinamico (figura 2.92c).



figura 2.89 - Accelerometri capacitivi



figura 2.90 - Shaker APS 113 ELECTRO-SEIS®

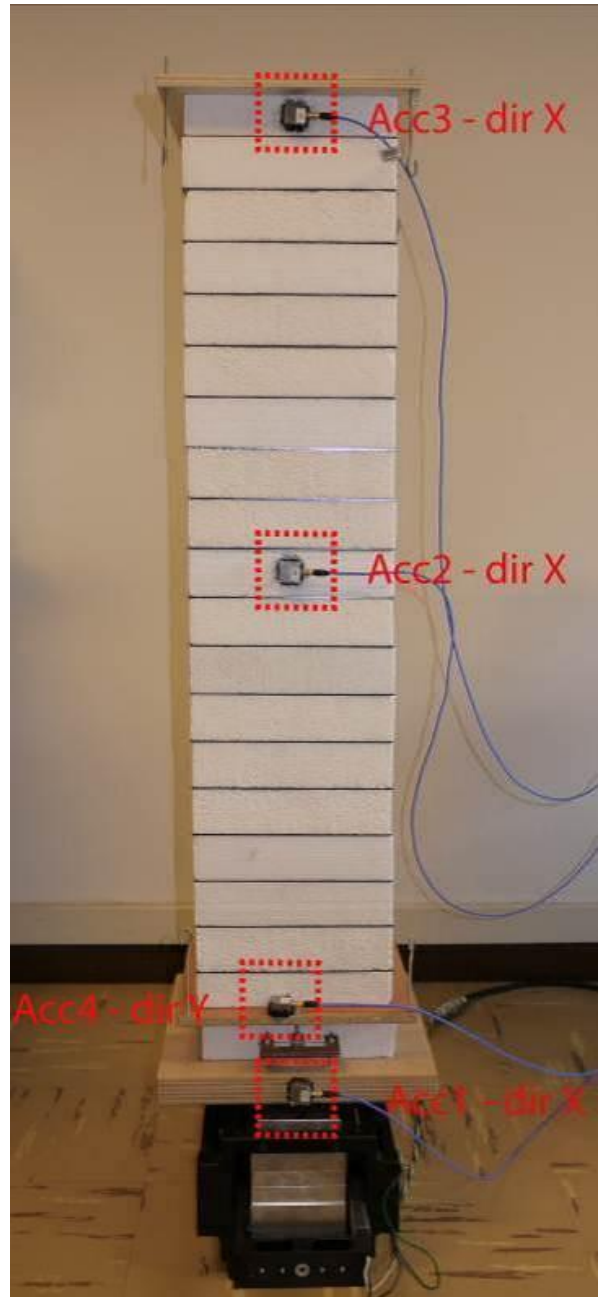


figura 2.91 - Posizionamento accelerometri

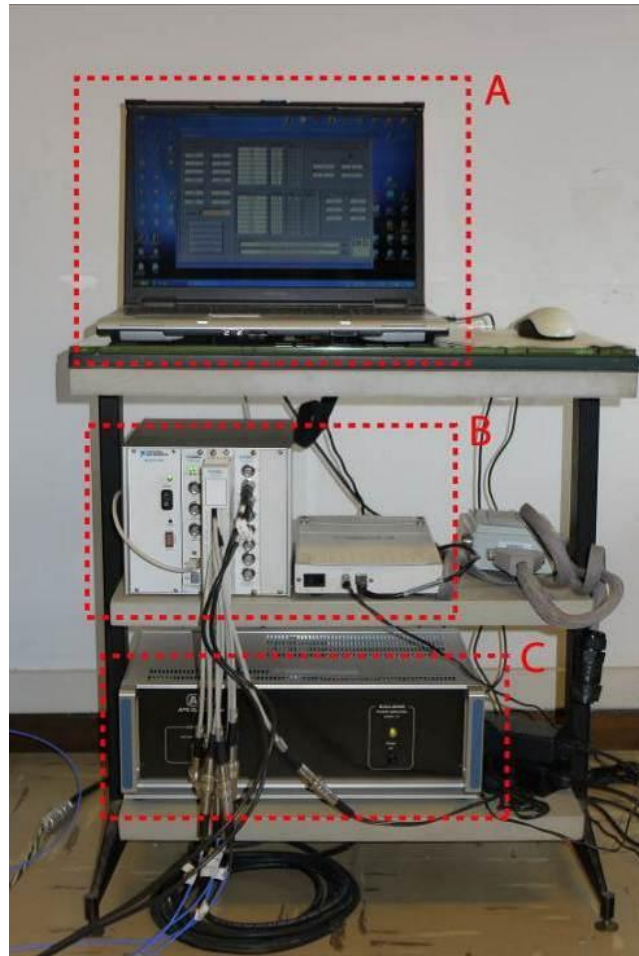


figura 2.92 - Banco strumentazione

Mediante l'apparecchiatura a disposizione è stato possibile applicare delle storie temporali di accelerazione alla base del modello e registrare le storie temporali di accelerazione dei 4 accelerometri capacitivi posizionati sulla torre come riportato in figura 2.91. Il passo di campionamento utilizzato è pari a 0.002 secondi. Per ottenere gli spostamenti è necessaria pertanto una doppia integrazione nel tempo delle misure di accelerazione mediante le relazioni (2.35) e (2.36):

$$v(t + \Delta t) = v(t) + \left(\frac{a(t + \Delta t) + a(t)}{2} \right) \Delta t \quad (2.35)$$

$$s(t + \Delta t) = s(t) + \left(\frac{v(t + \Delta t) + v(t)}{2} \right) \Delta t + \frac{1}{2} \left(\frac{a(t + \Delta t) + a(t)}{2} \right) \Delta t^2 \quad (2.36)$$

Per eliminare i disturbi dovuti al rumore di fondo e alle frequenze elevate dovute alla corrente elettrica è stato necessario anche il filtraggio delle accelerazioni registrate mediante un filtro passa-banda che ha permesso di considerare solamente le frequenze comprese tra 0.1 Hz e 50 Hz.

2.7.4.3 Caratterizzazione dei materiali e fattori di scala

2.7.4.3.1 Oscillazione libera – Calcolo del modulo elastico, periodo e smorzamento

Il modulo elastico del materiale, il periodo elastico e lo smorzamento del modello vengono stimati a partire da una prova di oscillazione libera. Bloccando la traslazione alla base ed applicando una forza impulsiva in sommità si determina, mediante doppia integrazione delle accelerazioni, l'andamento degli spostamenti orizzontali in sommità $s(t)$ riportati in figura 2.93. Dall'oscillazione libera in sommità si riesce a stimare il periodo proprio di oscillazione pari a $T = 0.259$ sec.

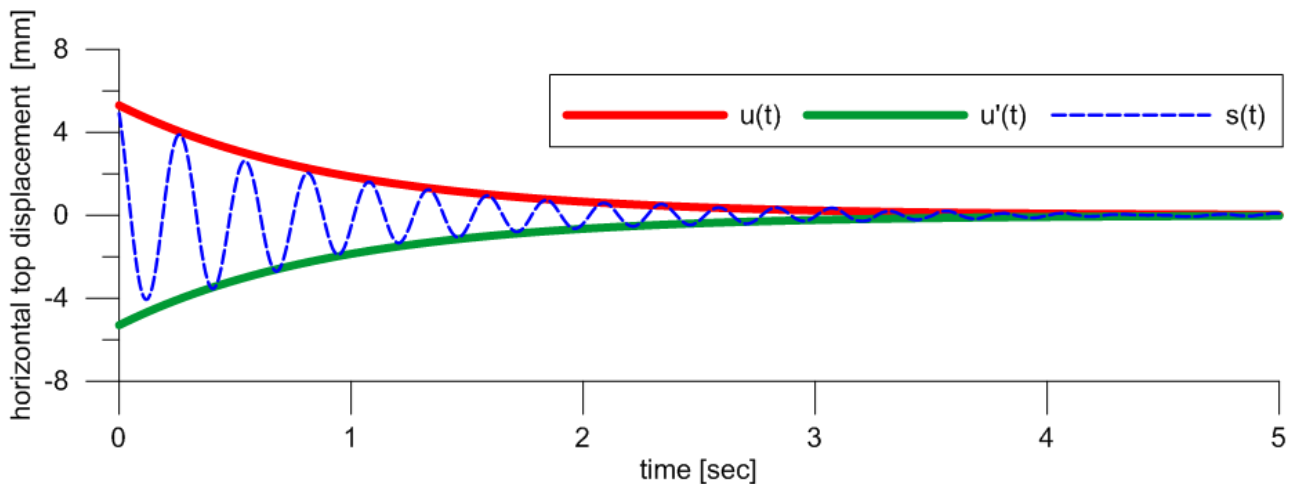


figura 2.93 - Spostamenti in sommità – oscillazione libera

Assumendo $C = 5.3$ mm e pulsazione $\omega = 2\pi/T$ si riesce a stimare anche il coefficiente di smorzamento viscoso pari a $\xi = 4.7\%$. Si riportano in figura 2.93 l'interpolazione dei picchi di spostamento mediante le seguenti formulazioni esponenziali (2.37) e (2.38):

$$u(t) = +Ce^{-\xi\omega t} \quad (2.37)$$

$$u'(t) = -Ce^{-\xi\omega t} \quad (2.38)$$

Invertendo la relazione che determina il periodo proprio di oscillazione di una mensola con massa uniformemente distribuita si ottiene la relazione (2.39) che permette di determinare il modulo elastico della torre modello in polistirolo $E = 2.2$ MPa, assumendo $T = 0.259$ sec, $H = 1000$ mm, $m = 5.814 \cdot 10^{-6}$ t/mm e $J = 1.248 \cdot 10^8$ mm⁴.

$$E = \left(\frac{2\pi}{1.875^2 T} \right)^2 \frac{mH^4}{J} \quad (2.39)$$

2.7.4.3.2 Fattori di scala

Determinato sperimentalmente per via indiretta il modulo elastico del materiale e nota la massa distribuita della torre (ovvero il peso specifico equivalente del materiale omogeneo) è stato possibile definire tutti i rapporti di scala del modello. Trattasi di un modello in scala distorta [2.31][2.32], ovvero un modello dove non viene posta una similitudine perfetta tra i vari prodotti adimensionali come specificato nell'appendice B, ma una similitudine a meno di un fattore di distorsione β . Partendo dalla scala geometrica 1:40 e dalla scala del modulo elastico 1:1272.7 definite rispettivamente dalla geometria del modello e dal modulo elastico del polistirene EPS, viene adottato un fattore di distorsione $\beta = 4.36$ che permette di garantire anche la similitudine distorta tra la massa del prototipo e la massa del modello. In tabella 2.8 sono riportati tutti i fattori di scala così determinati.

tabella 2.8 - Fattori di scala

Quantità	Simbolo	Dimensione	Fattore di scala	Valore
Dimensione lineare	l	L	S_L	40.0
Modulo elastico	E	FL^{-2}	S_E	1272.70
Forza	Q	F	$S_E S_L^2 / \beta$	467055.88
Coefficiente di Poisson	ν	-	1	1
Densità di massa	ρ	$FT^{-2}L^{-4}$	$S_E / (S_L \beta)$	7.30
Spostamento	δ	L	S_L / β	9.17
Tensione	σ	FL^{-2}	S_E / β	291.91
Frequenza	f	T^{-1}	$\sqrt{\beta} / \sqrt{S_L}$	0.33
Gravità	g	LT^{-2}	1	1
Accelerazione	a	LT^{-2}	1	1
Velocità	v	LT^{-1}	$\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta}$	3.03
Tempo	t	T	$\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta}$	3.03
Energia	EN	FL	$S_E S_L^3 / \beta^2$	4284916.33

Quindi si sono ricavati i parametri geometrico-inerziali ridotti del modello fisico in scala della torre riportati nella tabella 2.9.

Per quanto riguarda l'intervento di miglioramento sismico si è cercato di riprodurre un intervento caratterizzato da $rF = 15\%$, $rR = 12\%$, $rP = 30\%$ ovvero l'intervento di miglioramento ottimale. La riduzione in scala determina pertanto per la precompressione parziale le similitudini riportate in tabella 2.10 e per i dispositivi isteretici le similitudini riportate in tabella 2.11.

La precompressione parziale sul modello è simulata mediante 4 cavi esterni alla canna della torre e costituiti ognuno da una molla di rigidezza pari a $K_p/4 = 0.257$ N/mm posta in serie con un cordino di rigidezza assiale molto più elevata (pertanto considerato inestensibile). La forza di precompressione sul singolo cavo sarà pertanto pari a $P/4 = 4.28$ N. Il controllo della forza di precompressione assegnata è effettuato misurando l'allungamento delle molle. Per ottenere per ciascun cavo una forza di 4.28 N si dovrà imporre un allungamento di 16.66 mm della molla.

tabella 2.9 - Confronto Prototipo – Modello (canna della torre)

Quantità	U.M.	Prototipo	Modello
Lato esterno sezione, B	[mm]	8500	212.5
Lato interno sezione, b	[mm]	6100	152.5
Altezza torre, H	[mm]	40000	1000
Area sezione, A	[mm ²]	3.504 e+07	2.190 e+04
Momento d'inerzia sezione, J	[mm ⁴]	3.196 e+14	1.248 e+08
Volume, V	[mm ³]	1.402 e+12	2.190 e+07
Modulo elastico muratura, E	[MPa]	2800	2.20
Massa per unità di lunghezza, m	[t/mm]	6.788 e-02	5.814 e-06
Densità di massa, ρ	[t/mm ³]	1.937 e-09	2.655 e-10
Massa totale, M	[t]	2715.45	5.814 e-03
Periodo, T	[s]	0.787	0.259
Frequenza, f	[Hz]	1.270	3.848

tabella 2.10 - Confronto Prototipo – Modello (precompressione parziale)

Quantità	U.M.	Prototipo	Modello
Forza di precompressione, P	[N]	8000 e+03	17.13
Rigidezza dei cavi, K_p	[N/mm]	5.26 e+04	1.03

tabella 2.11 - Confronto Prototipo – Modello (dispositivi isteretici)

Quantità	U.M.	Prototipo	Modello
Forza di snervamento, F_y	[N]	4000 e+03	8.56
Rigidezza elastica, K_d	[N/mm]	2.86 e+06	56.15

Il comportamento elasto-plastico dei dispositivi isteretici è invece simulato mediante la plasticizzazione a flessione di due barre di piccolo diametro di acciaio poste esternamente e alla base della canna della torre (figura 2.91). Si deve pertanto garantire per ogni dispositivo una forza di snervamento pari a $V_y = F_y/2 = 4.28$ N e una rigidezza elastica pari a $K_d/2 = 28.07$ N/mm che determina uno spostamento a snervamento pari a $\delta_y = 0.152$ mm.

2.7.4.3.3 Taratura dei dispositivi isteretici

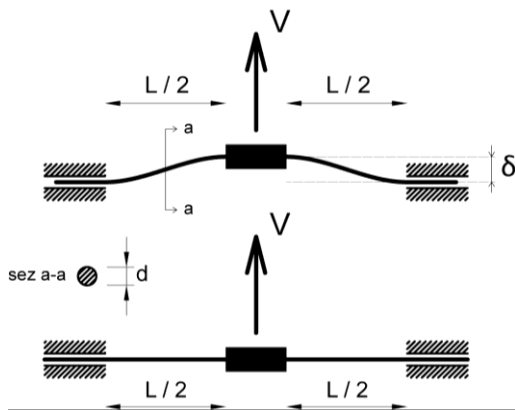


figura 2.94 - Schema statico con incastro scorrevole



figura 2.95 - Dispositivo isteretico del modello

Il comportamento elasto-plastico dei dispositivi isteretici è ottenuto mediante la plasticizzazione a flessione di una barra di piccolo diametro di acciaio. Lo schema statico adottato è riportato in figura 2.94 e riprodotto fisicamente come riportato in figura 2.95. L'incastro scorrevole alle estremità è necessario per evitare l'introduzione di sforzo normale nel filo ("effetto fune").

Le relazioni utilizzate per il pre-dimensionamento sono le seguenti:

Forza di primo snervamento:

$$V_y = \frac{8 \pi d^3 f_y}{32 L} \quad (2.40)$$

Spostamento di primo snervamento:

$$\delta_y = \frac{V_y L^3}{192 E J} \quad (2.41)$$

Forza di completa plasticizzazione:

$$V_y \approx \frac{8 \pi d^3 f_y}{16 L} \quad (2.42)$$

tabella 2.12 - Calcolo dispositivi isteretici

d [mm]	V_y [N]	δ_y [mm]	V_{pl} [N]
0.7	1.61	0.22	3.22
0.9	3.43	0.18	6.86
1.0	4.71	0.16	9.42

Assumendo una tensione di snervamento dell'acciaio pari a $f_y = 240$ MPa, una lunghezza del filo pari a $L = 40$ mm, modulo elastico $E = 200000$ MPa si ottengono i valori V_y , δ_y e V_{pl} riportati in tabella 2.12 al variare del diametro della barra considerato.

Per confermare quanto determinato mediante le relazioni (2.40), (2.41) e (2.42) si sono effettuate delle prove cicliche (quasi-statiche) in laboratorio (figura 2.98). Si sono testati tre barre con i tre diametri considerati in precedenza imponendo la storia di spostamento riportata in figura 2.96 ricavando i cicli isteretici riportati in figura 2.97.

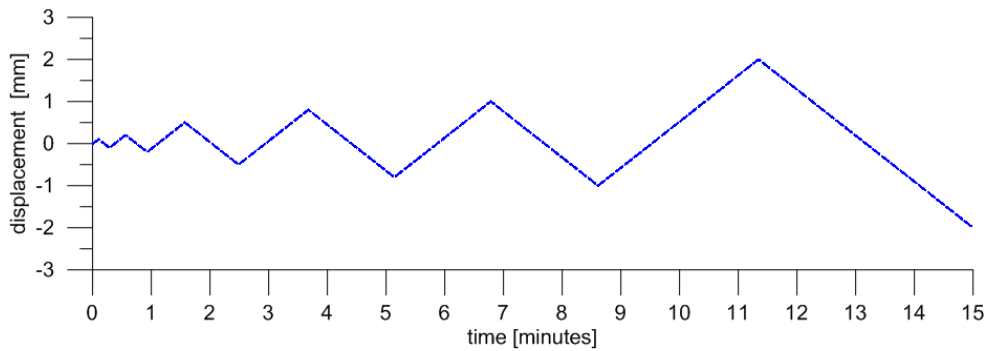


figura 2.96 - Spostamenti impressi

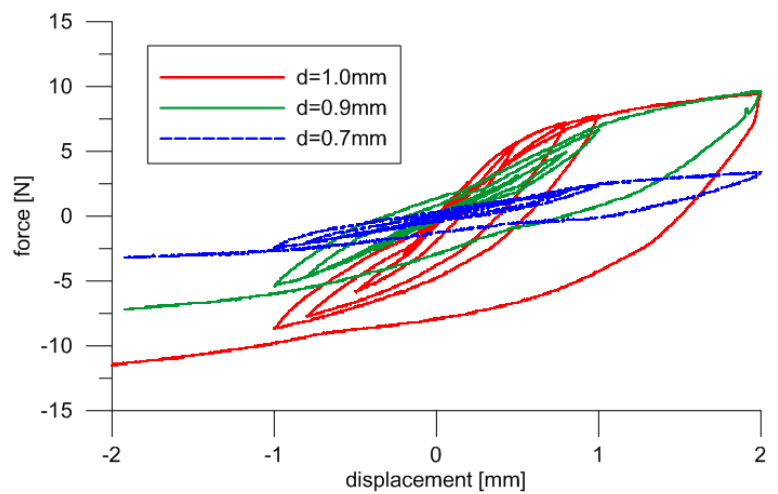


figura 2.97 - Cicli isteretici – filo di acciaio

figura 2.98 - Test ciclici su filo di acciaio

I grafici in figura 2.97 confermano i valori determinati in tabella 2.12. Si evidenzia però una anomalia nello scarico nella parte negativa del grafico, a cui non si è ancora data giustificazione. Per spostamenti negativi infatti lo scarico avviene passando per l'origine. Il comportamento per spostamenti positivi è tuttavia regolare e pertanto l'anomalia registrata non va a compromettere l'efficacia nell'applicazione al modello in scala che comporta il funzionamento dei dispositivi solo per spostamenti positivi. Il diametro che determina un ciclo isteretico prossimo a quello ricercato è $d = 1$ mm.

2.7.4.4 Analisi dinamiche al passo

Giunti alla completa caratterizzazione del modello si procede applicando a questo tre accelerogrammi alla base mediante il Long Stroke Shaker APS 113 ELECTRO-SEIS®. I tre segnali utilizzati sono segnali generati artificialmente mediante il con il programma “simqke1” del Massachusetts Institute of Technology [2.38] e spettro-compatibili ad uno spettro elastico ($G = A$, $S = 1.00$, $T_B = 0.15$, $T_C = 0.40$, $T_D = 2.00$, $A_g = 0.45g$, $Damping = 0.02$ e $PGA = S A_g = 0.45 g$ in accordo con l’EC8 [2.36]) scalato nel periodo del fattore $\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta} = 3.03$, come rappresentato in figura 2.99

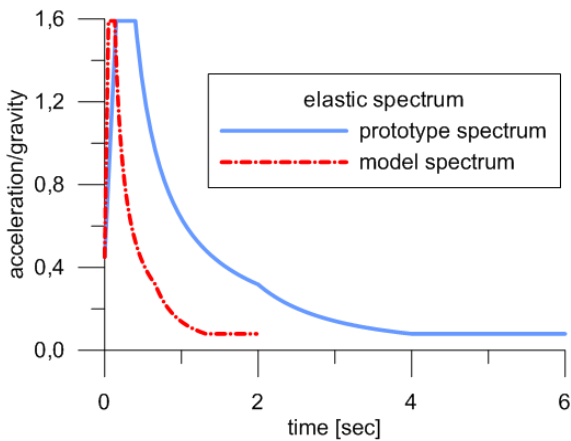


figura 2.99 – Distorsione temporale dello spettro elastico

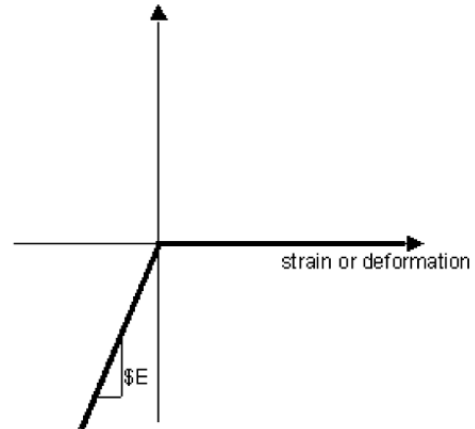


figura 2.100 - Legame sigma-epsilon

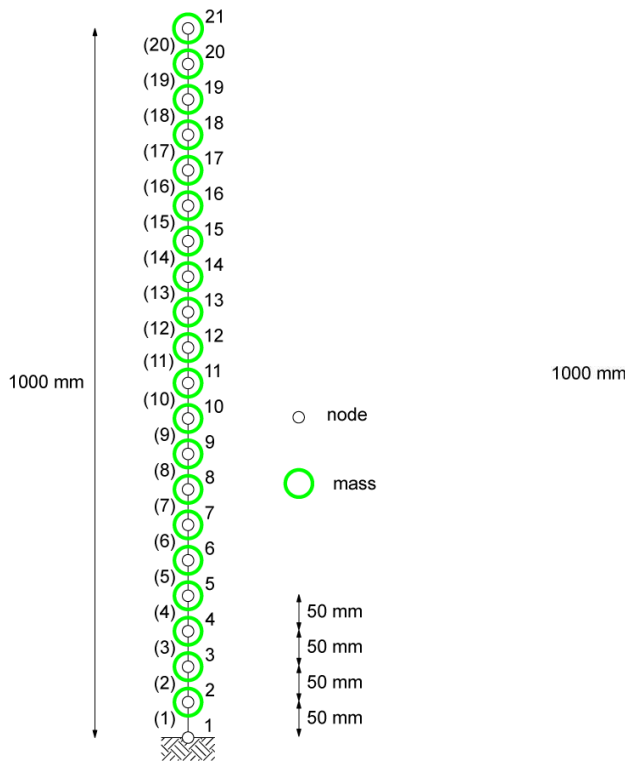


figura 2.101 - Modello numerico MN(I)(A)

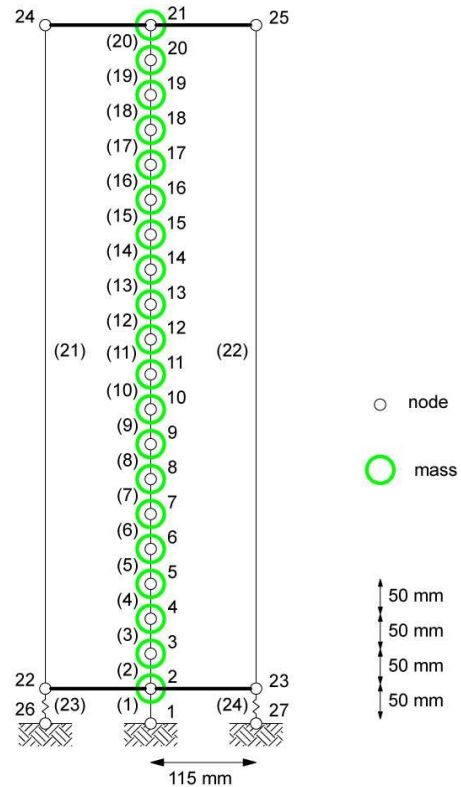


figura 2.102 - Modello numerico MN(I)(C)

Si distinguono tre possibili configurazioni per la torre:

- (A) Torre esistente
- (B) Torre con precompressione parziale
- (C) Torre con precompressione parziale e dispositivi isteretici.

Si distinguono inoltre due diversi modelli numerici (MN) i cui risultati si sono poi confrontati con quelli del modello in scala ridotta sperimentale (MS):

- MN(I) Modello numerico che descrive il modello fisico in scala ridotta realizzato. È costituito da elementi “corotational beam [2.18]” con discretizzazione della sezione a fibre [2.19][2.20]. Il legame adottato per ogni singola fibra è del tipo infinitamente elastico a compressione e non-resistente a trazione (figura 2.100) in modo da riprodurre il reale comportamento del modello fisico a strati di polistirolo che non considera il danneggiamento a compressione. La discretizzazione adottata nelle configurazioni (A) e (C) è riportata in figura 2.101 e figura 2.102 rispettivamente;
- MN(II) Modello FEM della torre prototipo in scala reale. Per le caratteristiche si rimanda al §2.3.3. Il modello tiene conto in questo caso del danneggiamento a compressione del materiale. Le configurazioni (A) e (C) del modello MN(II) sono riportate rispettivamente in figura 2.35 e figura 2.63.

Per ognuno dei tre segnali utilizzati si riporta:

- 1) il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico in scala ridotta per le configurazioni MS(A) MS(B) MS(C);
- 2) il confronto degli spostamenti verticali nella sezione A-A del modello fisico in scala ridotta per le configurazioni MS(B) e MS(C);
- 3) il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico sperimentale MS(A) e del modello numerico MN(I)(A);
- 4) il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico sperimentale MS(C) e del modello numerico MN(I)(C);
- 5) il confronto degli spostamenti verticali nella sezione A-A del modello fisico sperimentale MS(C) e del modello numerico MN(I)(C);
- 6) il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico sperimentale MS(A) e del modello numerico MN(II)(A);
- 7) il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico sperimentale MS(C) e del modello numerico MN(II)(C).

Per poter effettuare i confronti ai punti 6 e 7 nella scala reale gli spostamenti del MS devono essere moltiplicati del fattore $S_L / \beta = 9.17$ e ri-scalati nel tempo del fattore $\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta} = 3.03$. Inoltre ai modelli numerici MN(II)(A) e MN(II)(C) vengono applicati gli stessi accelerogrammi applicati al modello fisico sperimentale MS ri-scalati nel tempo del fattore $\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta} = 3.03$.

2.7.4.4.1 Comportamento del modello al sisma

Il modello in scala durante le analisi dinamiche ha confermato il comportamento previsto. In pratica la torre modello in configurazione MS(A) durante le oscillazioni dovute all'input dinamico ha evidenziato una fessurazione distribuita lungo l'altezza della canna della torre (figura 2.105), mentre le torri modello MS(B) e MS(C) mostrano una fessurazione localizzata al di sotto del traverso rigido inferiore (figura 2.103 e figura 2.104 e figura 2.106).



figura 2.103 - Modello MS(C) – fessurazione localizzata durante il sisma



figura 2.104 - Modello MS(C) – fessurazione localizzata durante il sisma



figura 2.105 - Modello MS(A) – fessurazione distribuita

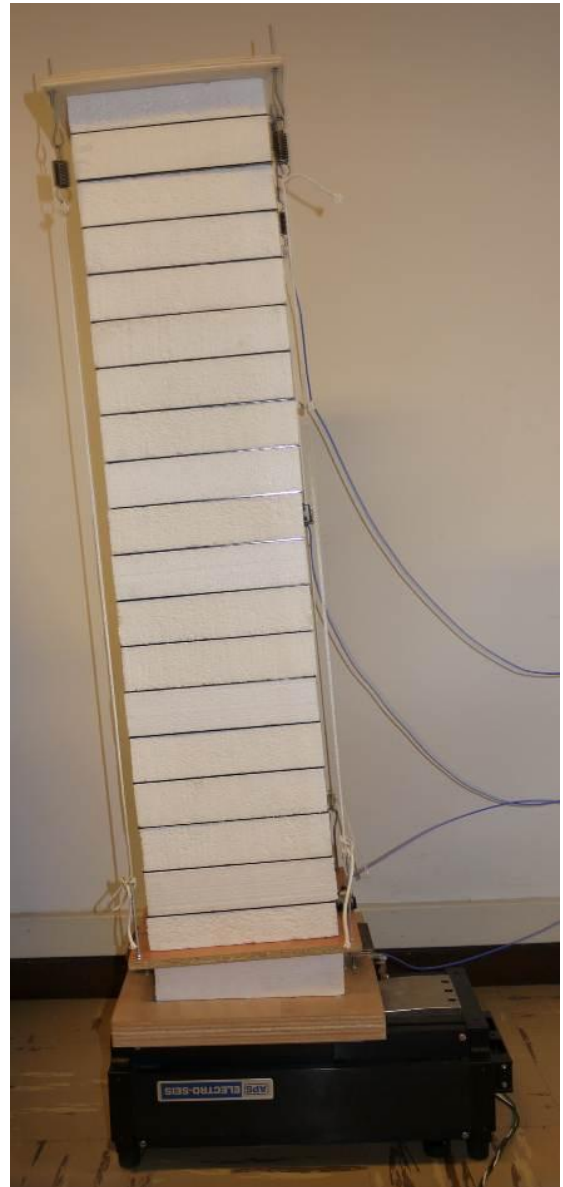


figura 2.106 - Modello MS(C) – fessurazione localizzata

2.7.4.4.2 Spostamenti orizzontali in sommità: modello sperimentale

In figura 2.107, figura 2.108 e figura 2.109 è riportato l'andamento degli spostamenti nel tempo del modello fisico sperimentale nelle tre configurazioni MS(A), MS(B) e MS(C) per i tre segnali sismici applicati. L'andamento degli spostamenti del modello fisico in configurazione MS(A) e MS(B) sono circa coincidenti. La precompressione parziale pertanto non va ad alterare la rigidezza della struttura, ma sembra localizzare solamente la fessurazione in un'unica sezione. Si può notare inoltre come lo spostamento massimo del modello fisico MS(C) è pari a circa la metà spostamento massimo dei modelli MS(A) e MS(B).

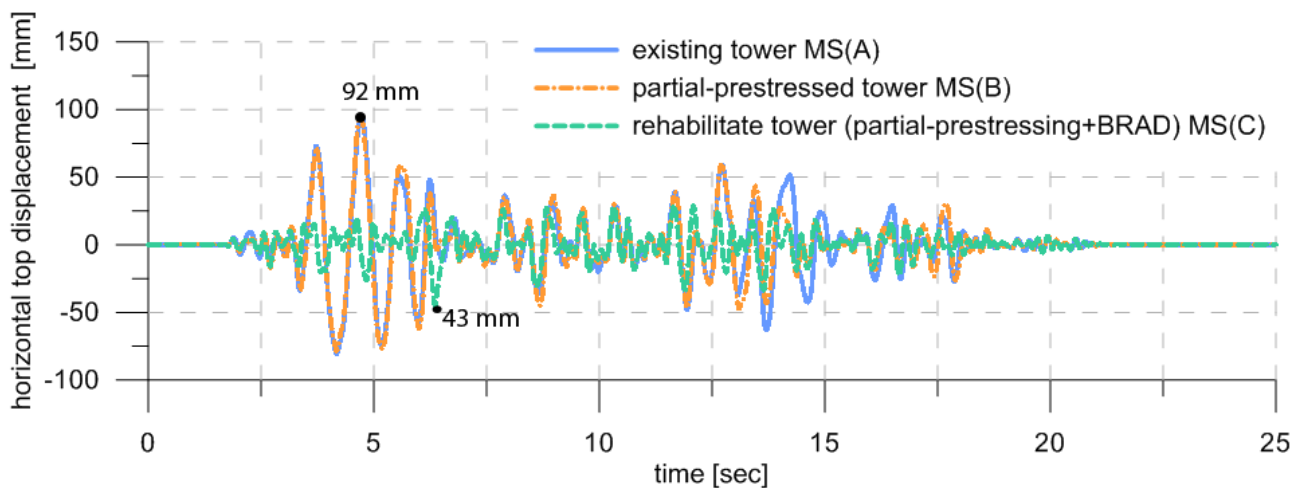


figura 2.107 - Spostamento orizzontale in sommità del modello sperimentale nelle varie configurazioni (sisma1)

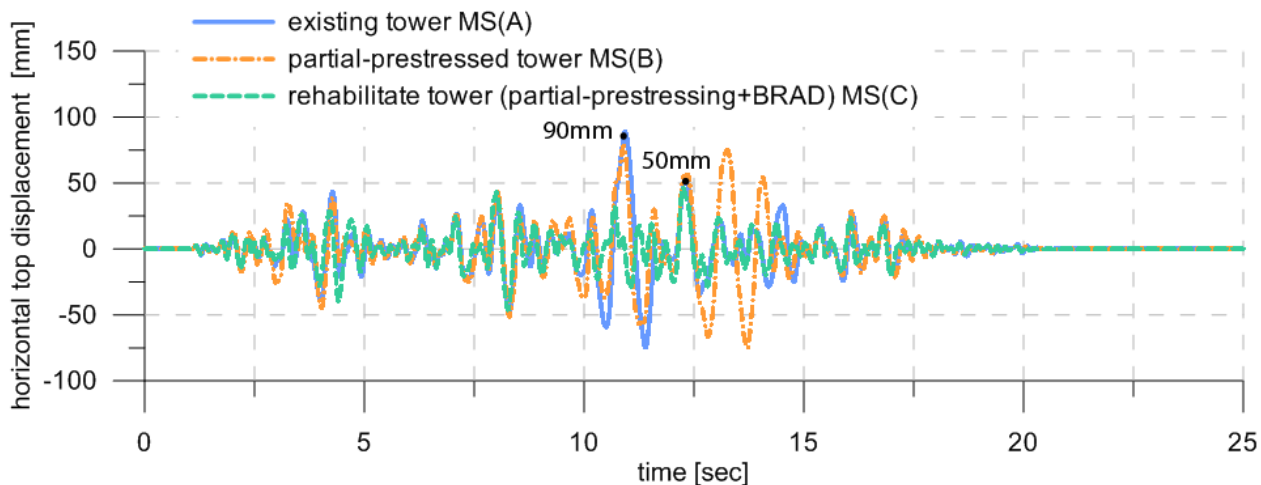


figura 2.108 - Spostamento orizzontale in sommità del modello sperimentale nelle varie configurazioni (sisma 2)

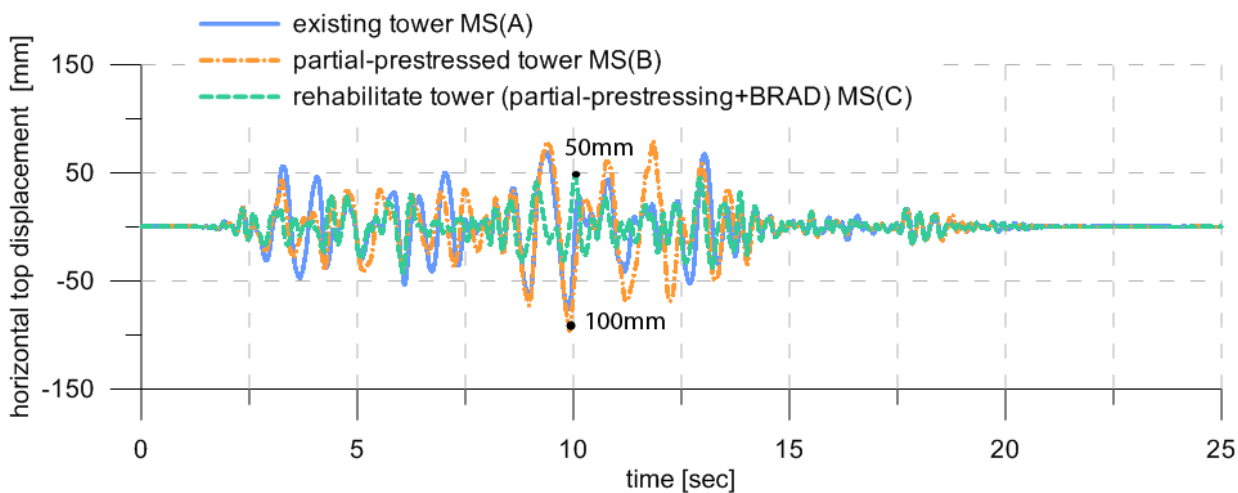


figura 2.109 - Spostamento orizzontale in sommità del modello sperimentale nelle varie configurazioni (sisma 3)

2.7.4.4.3 Spostamenti verticali della sezione di base: modello sperimentale

In figura 2.110, figura 2.111 e figura 2.112 viene mostrato l'andamento degli spostamenti verticali nella sezione A-A del modello fisico in configurazione MS(B) e MS(C). Non è stato riportato l'andamento degli spostamenti verticali del modello in configurazione MS(A) poiché questi sono nulli o prossimi allo zero. Il massimo spostamento verticale del modello in configurazione MS(C) è molto inferiore rispetto a quello della configurazione MS(B).

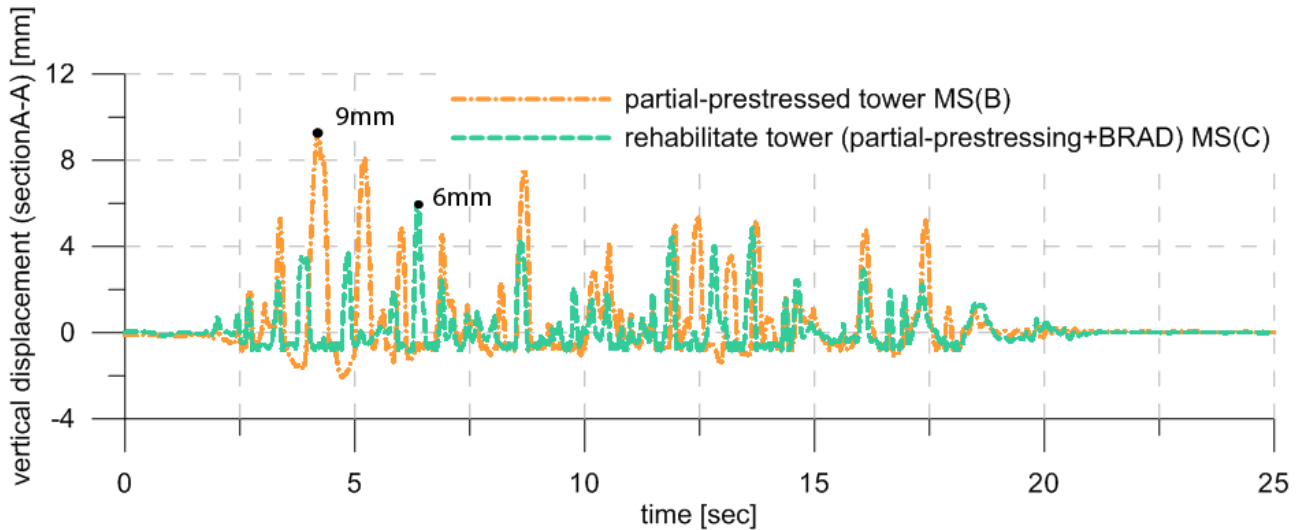


figura 2.110 - Spostamento verticale (sezione A-A) del modello sperimentale nelle configurazioni (B) e (C) configurazioni (sisma1)

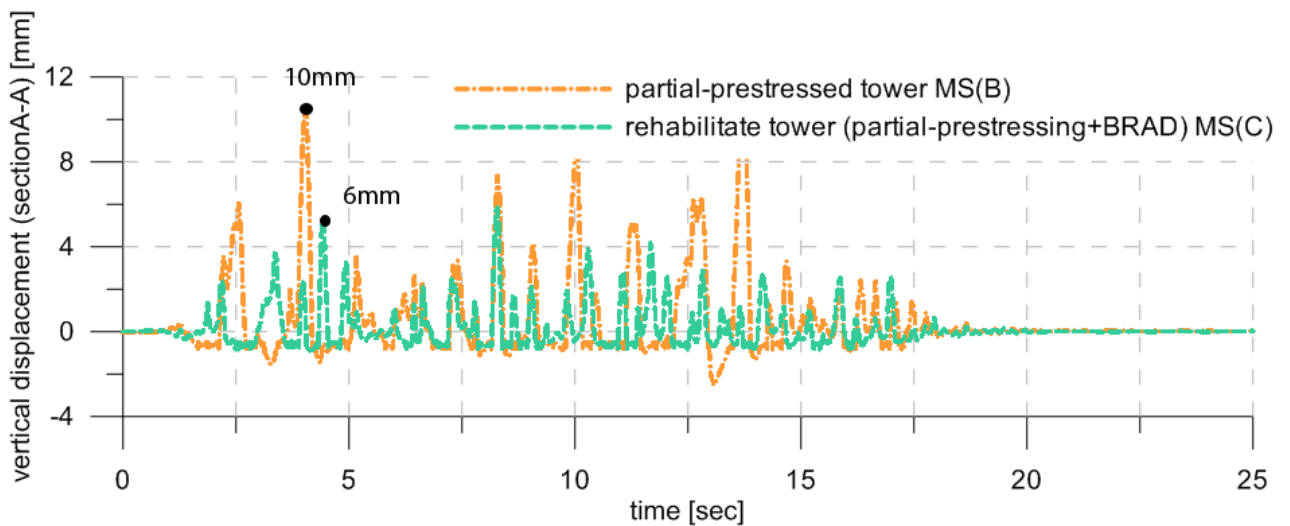


figura 2.111 - Spostamento verticale (sezione A-A) del modello sperimentale nelle configurazioni (B) e (C) configurazioni (sisma2)

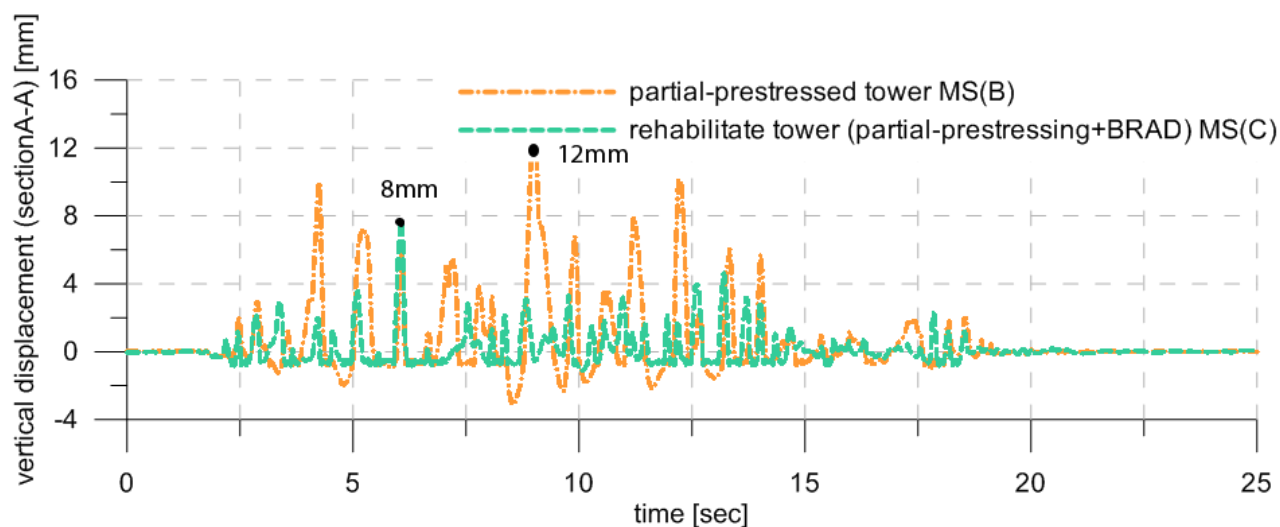


figura 2.112 - Spostamento verticale (sezione A-A) del modello sperimentale nelle configurazioni (B) e (C) configurazioni (sisma3)

2.7.4.4.4 Spostamenti orizzontali in sommità (torre esistente): confronto numerico-sperimentale

Si riporta in figura 2.113, figura 2.114 e figura 2.115 il confronto tra l'andamento degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico in configurazione MS(A) ed il modello numerico MN(I)(A). Si evince una buona corrispondenza nell'andamento e anche nei picchi massimi di spostamento.

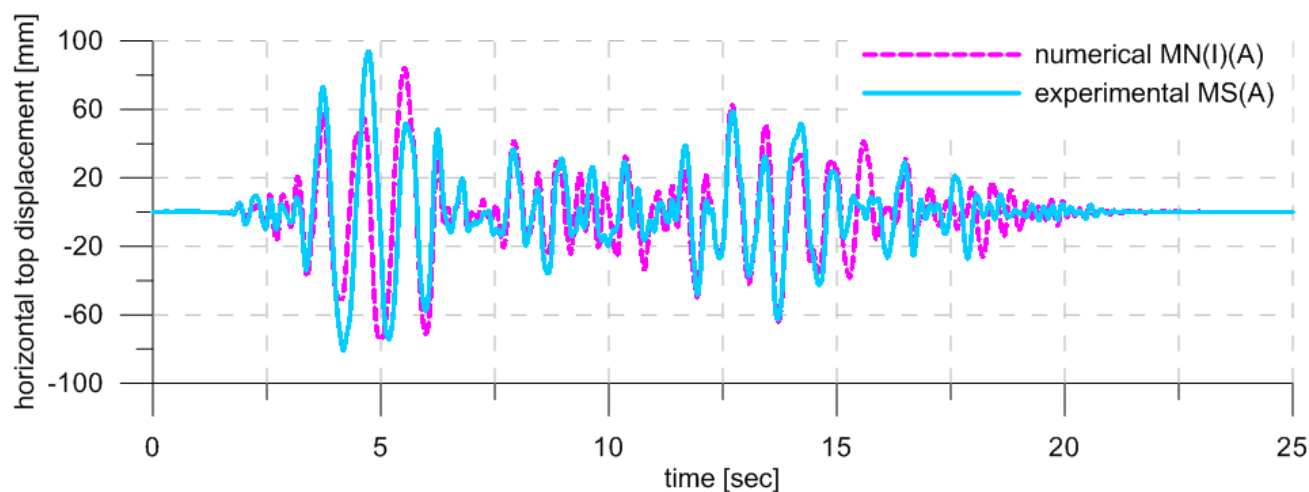


figura 2.113 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(A) ed il modello numerico MN(I)(A) configurazioni (sisma1)

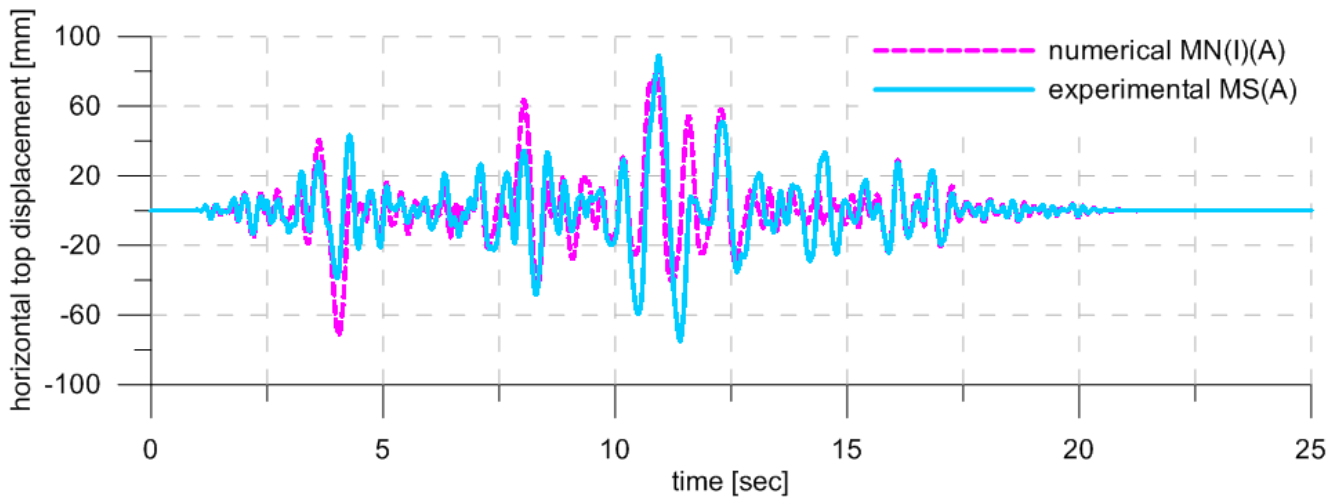


figura 2.114 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(A) ed il modello numerico MN(I)(A) configurazioni (sisma2)

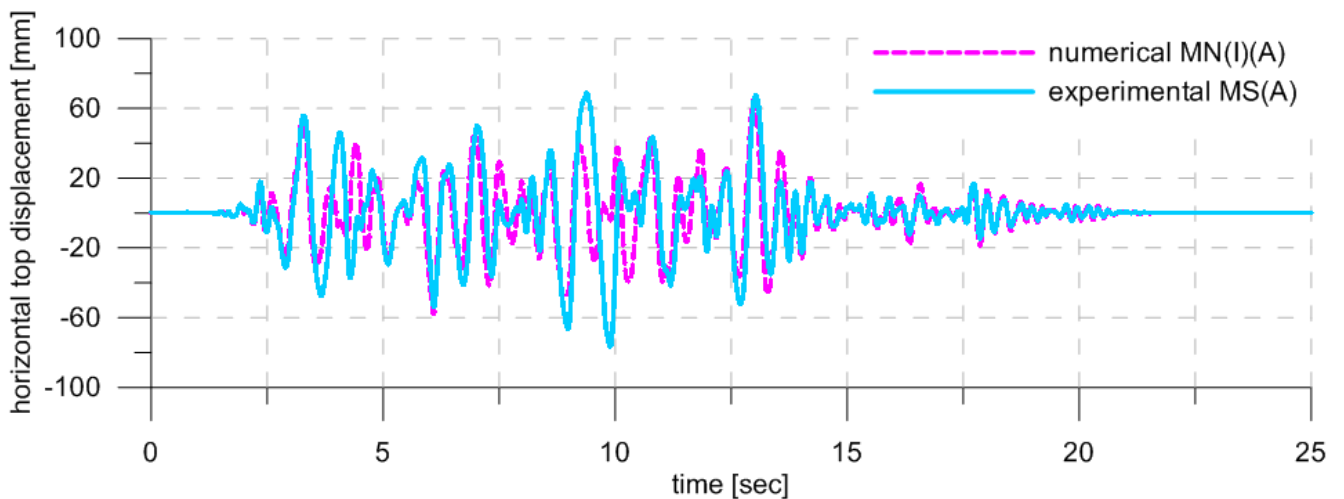


figura 2.115 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(A) ed il modello numerico MN(I)(A) configurazioni (sisma3)

2.7.4.4.5 Spostamenti orizzontali in sommità (torre con miglioramento sismico): confronto numerico-sperimentale

In figura 2.116, figura 2.117 e figura 2.118 è riportato il confronto tra l'andamento degli spostamenti orizzontali in sommità del modello fisico in configurazione MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C). Anche in questo caso è dimostrata una buona corrispondenza nell'andamento e nei picchi massimi di spostamento.

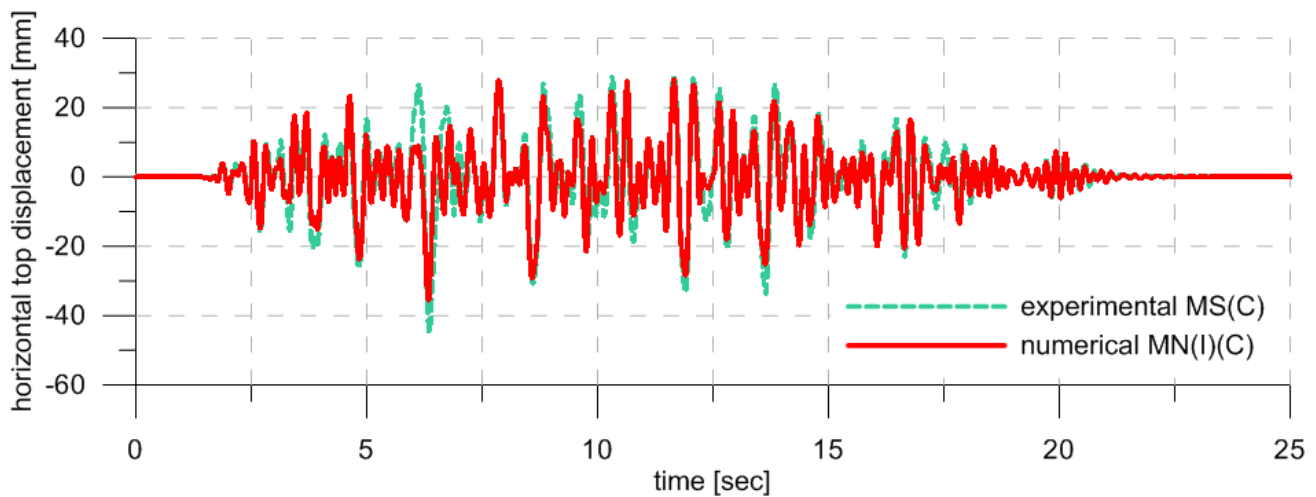


figura 2.116 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C) configurazioni (sisma1)

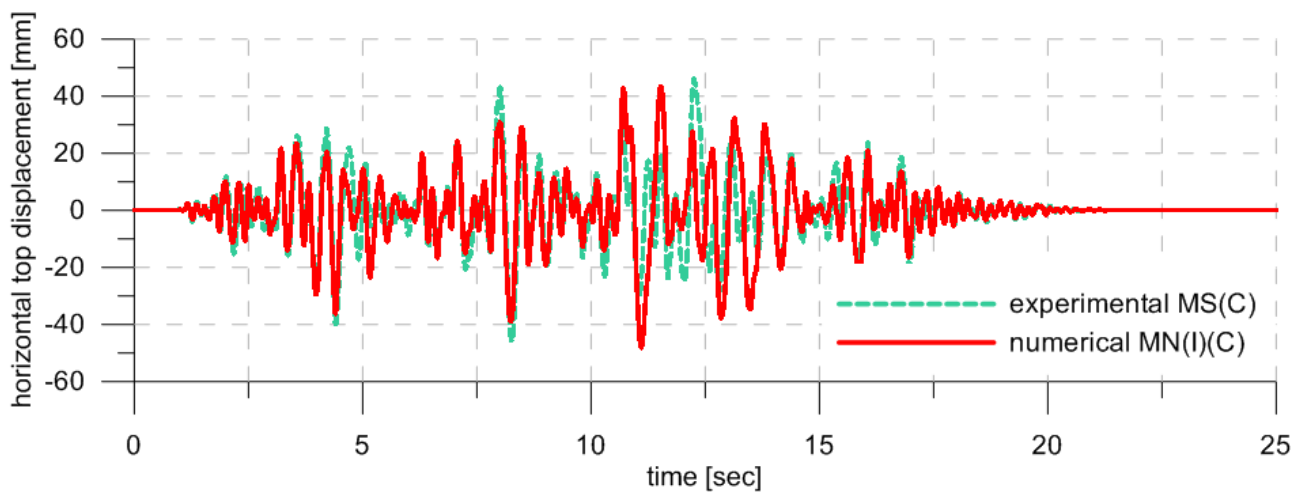


figura 2.117 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C) configurazioni (sisma2)

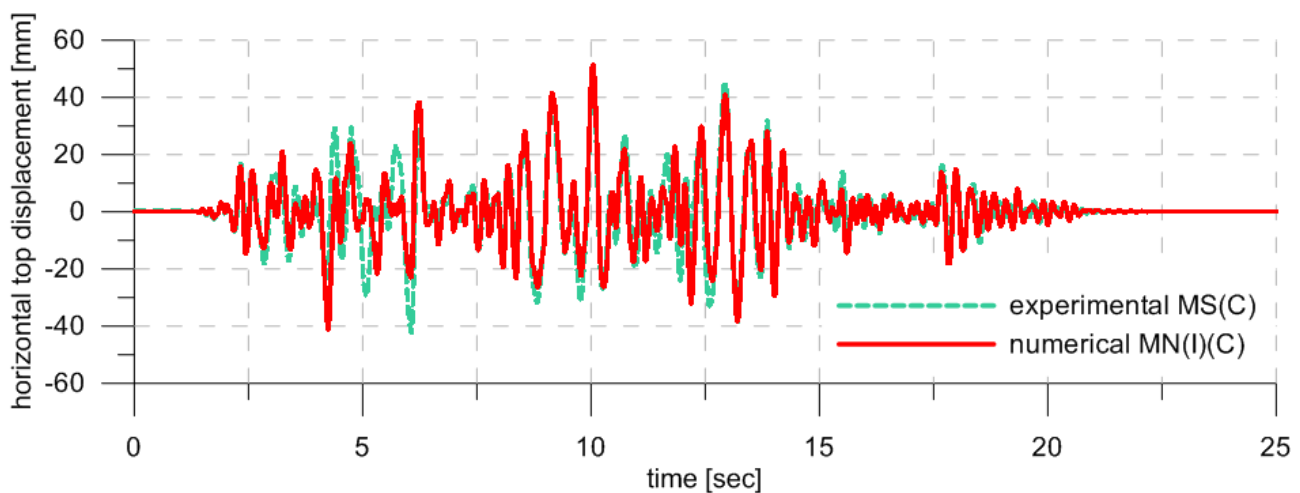


figura 2.118 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C) configurazioni (sisma3)

2.7.4.4.6 Spostamenti verticali della sezione di base (torre con miglioramento sismico): confronto numerico-sperimentale

In figura 2.119, figura 2.120 e figura 2.121 è riportato il confronto tra l'andamento degli spostamenti verticali nella sezione A-A del modello fisico in configurazione MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C). Si può notare ancora una buona corrispondenza nell'andamento e nei picchi massimi di spostamento.

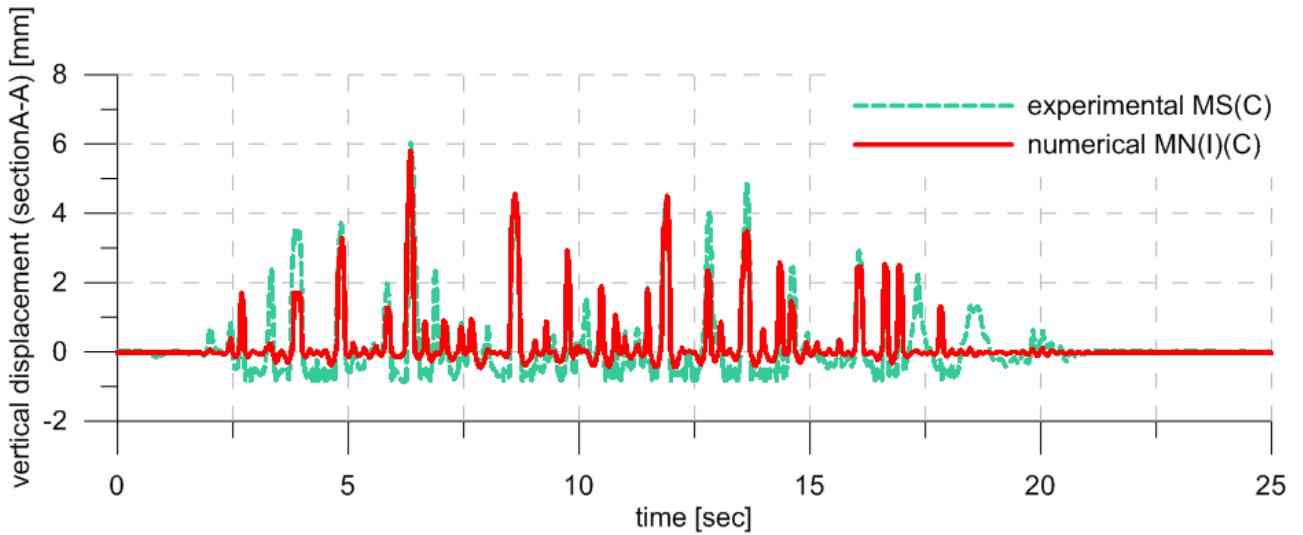


figura 2.119 - Confronto degli spostamenti verticali (sezione A-A) tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C) configurazioni (sisma1)

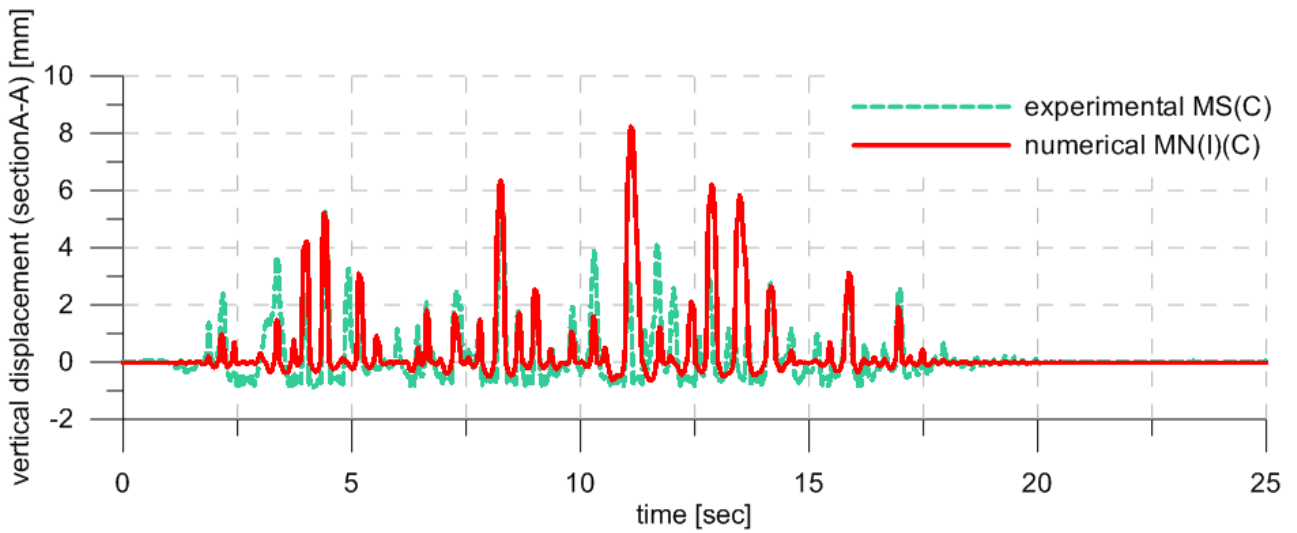


figura 2.120 - Confronto degli spostamenti verticali (sezione A-A) tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C) configurazioni (sisma2)

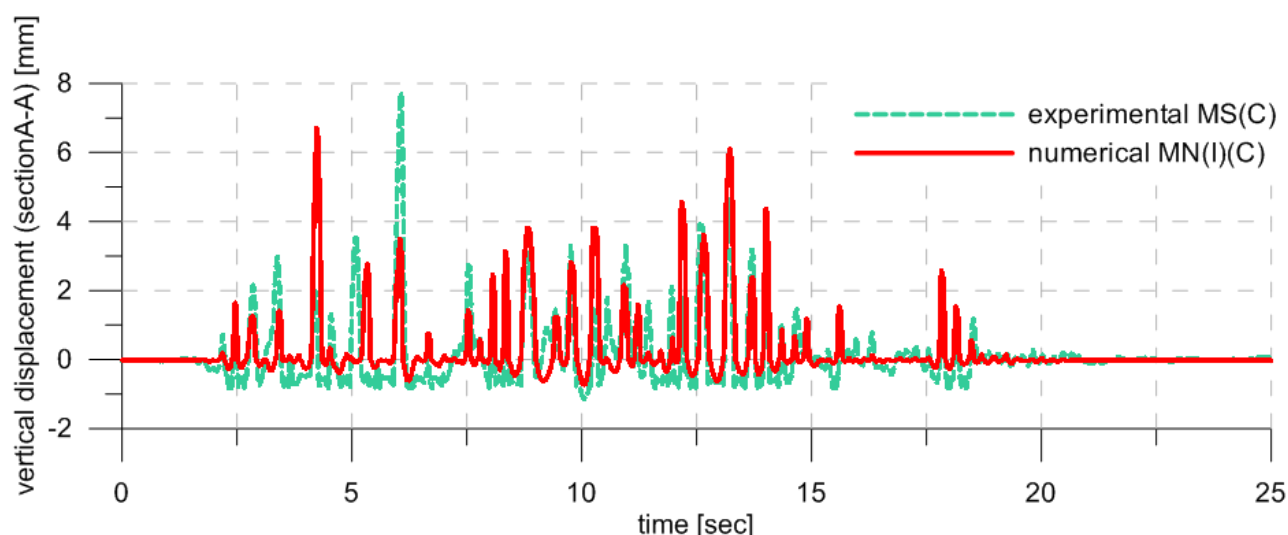


figura 2.121 - Confronto degli spostamenti verticali (sezione A-A) tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(I)(C) configurazioni (sisma3)

2.7.4.4.7 Spostamenti orizzontali in sommità (torre esistente): confronto numerico-sperimentale

In figura 2.122, figura 2.123 e figura 2.124 viene riportato il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità tra il modello numerico MN(II)(A) con danneggiamento a compressione ed il modello fisico sperimentale MS(A). Per poter effettuare il confronto si è applicata al modello numerico MN(II) la stessa storia di accelerazione alla base assegnata al modello fisico sperimentale MS(A) però scalata in termini di tempo del fattore 3.03. Inoltre sono stati moltiplicati gli spostamenti ottenuti col modello fisico sperimentale MS(A) in termini di spostamento del fattore 9.17 ed in termini di tempo sempre del fattore 3.03. Si può notare come gli andamenti coincidono nella parte iniziale, successivamente gli spostamenti del modello numerico MN(II) divergono a causa del danneggiamento a compressione dei paramenti murari della torre.

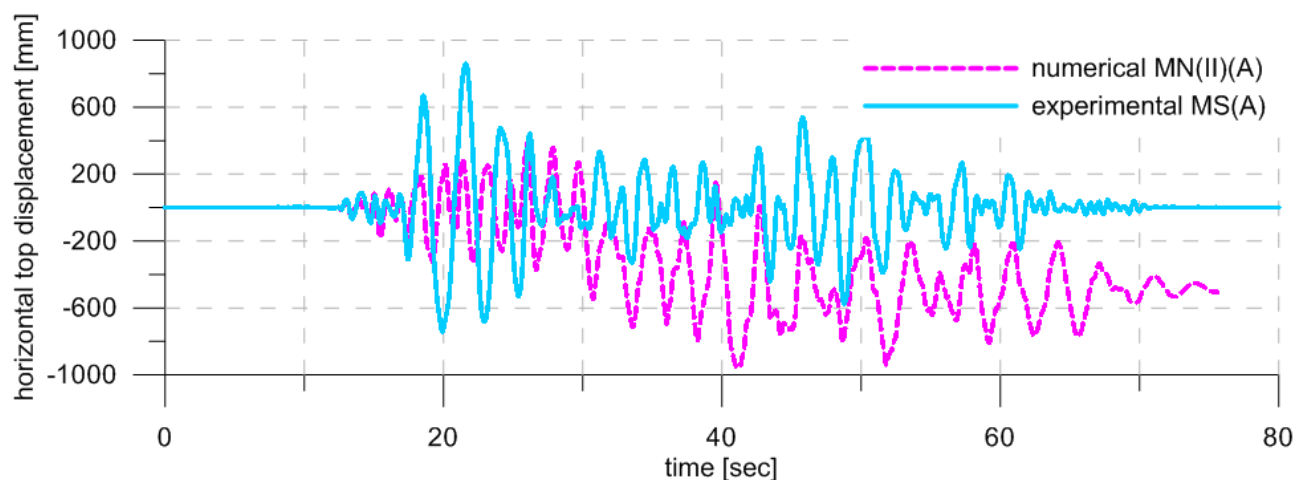


figura 2.122 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(A) ed il modello numerico MN(II)(A) configurazioni (sisma1)

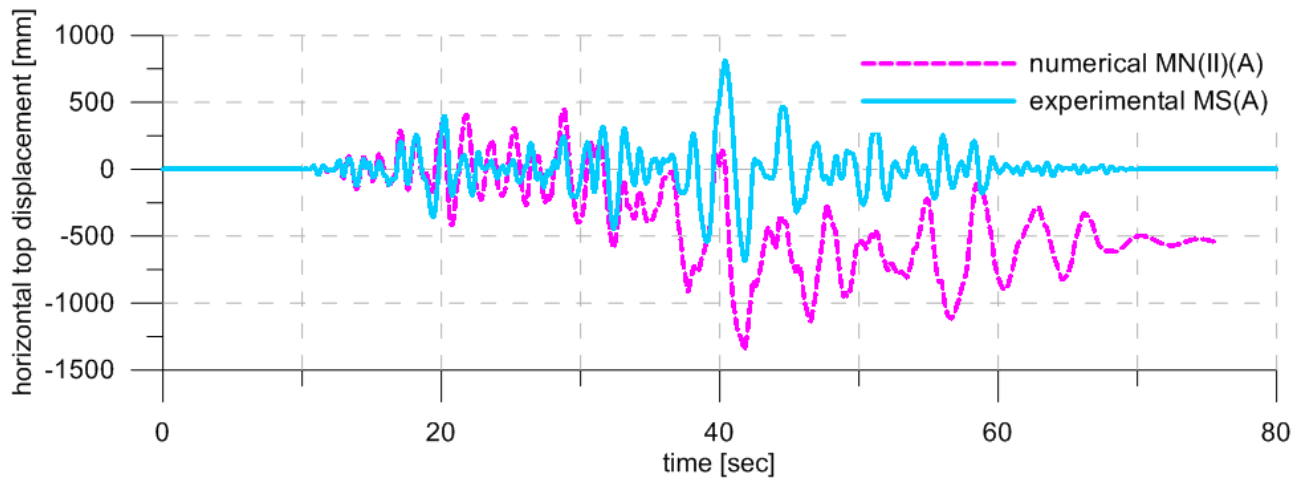


figura 2.123 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(A) ed il modello numerico MN(II)(A) configurazioni (sisma2)

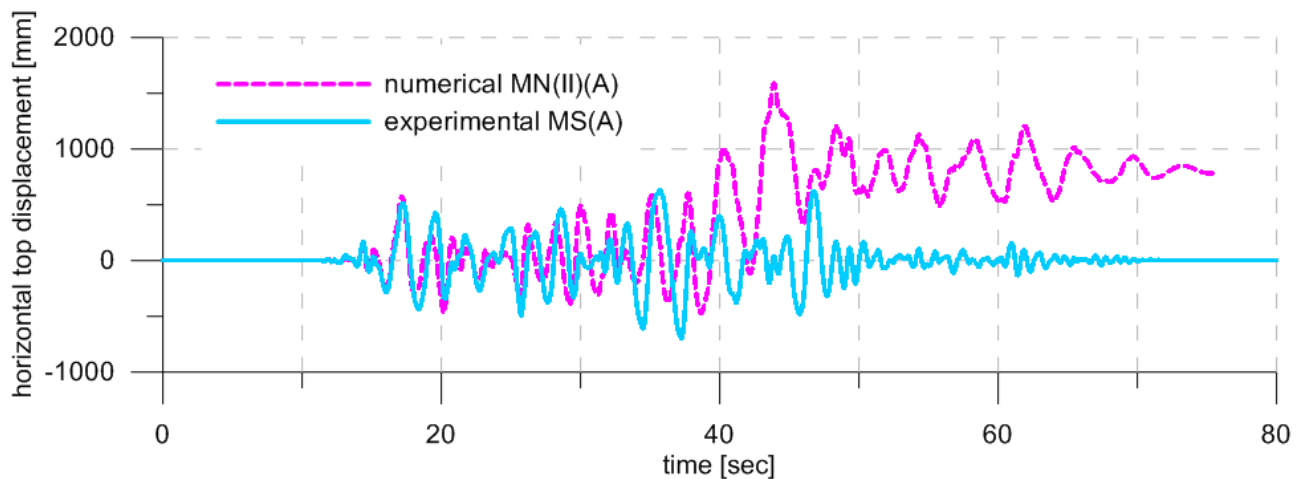


figura 2.124 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(A) ed il modello numerico MN(II)(A) configurazioni (sisma3)

2.7.4.4.8 Spostamenti orizzontali in sommità (torre con miglioramento sismico): confronto numerico-sperimentale

In figura 2.125, figura 2.126, figura 2.127 viene riportato il confronto degli spostamenti orizzontali in sommità tra il modello numerico MN(II)(C) con danneggiamento a compressione ed il modello fisico sperimentale MS(C). Per poter effettuare il confronto si è applicata al modello numerico MN(II) la stessa storia di accelerazione alla base assegnata al modello fisico sperimentale MS(C) però scalata in termini di tempo del fattore 3.03. Inoltre sono stati scalati gli spostamenti ottenuti col modello fisico sperimentale MS(C) in termini di spostamento del fattore 9.17 ed in termini di tempo sempre del fattore 3.03. In questo caso si può notare una buona corrispondenza sia nell'andamento e sia nei picchi massimi di spostamento, poiché il danneggiamento della muratura viene limitato mediante la tecnica di miglioramento sismico proposta.

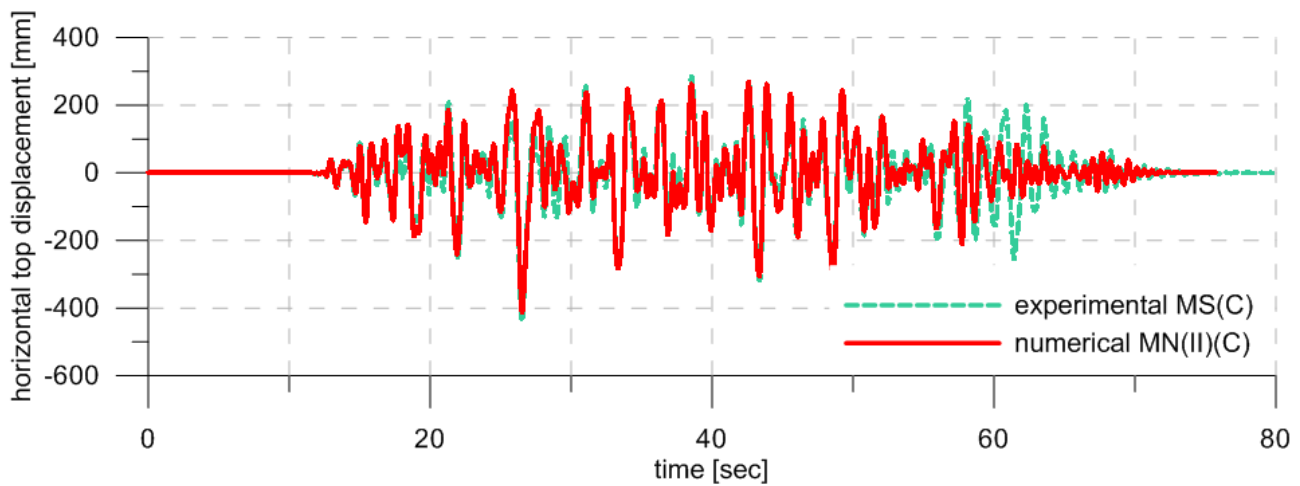


figura 2.125 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(II)(C) configurazioni (sisma1)

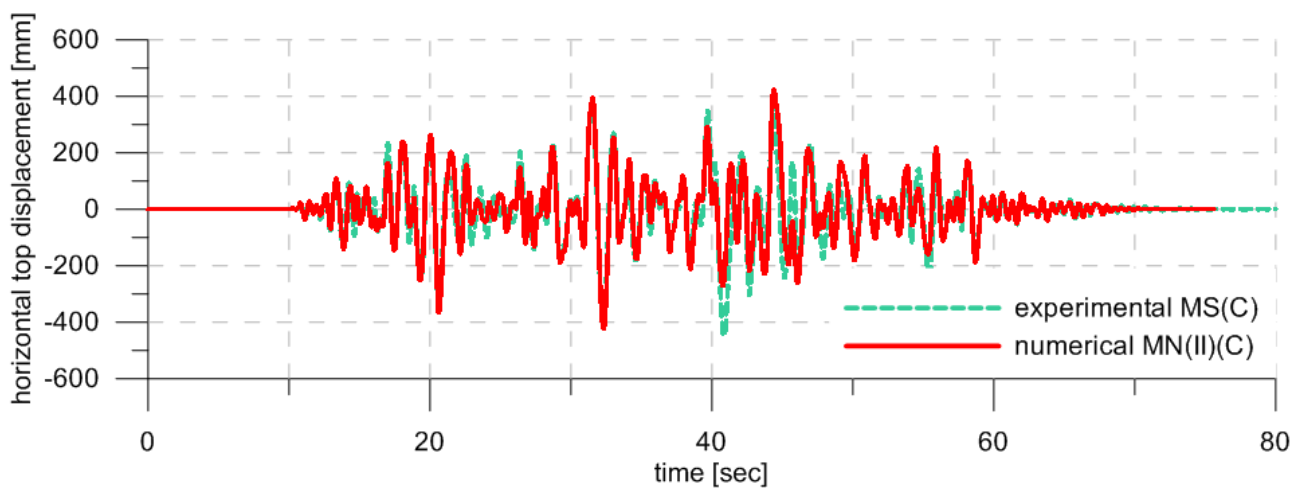


figura 2.126 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(II)(C) configurazioni (sisma2)

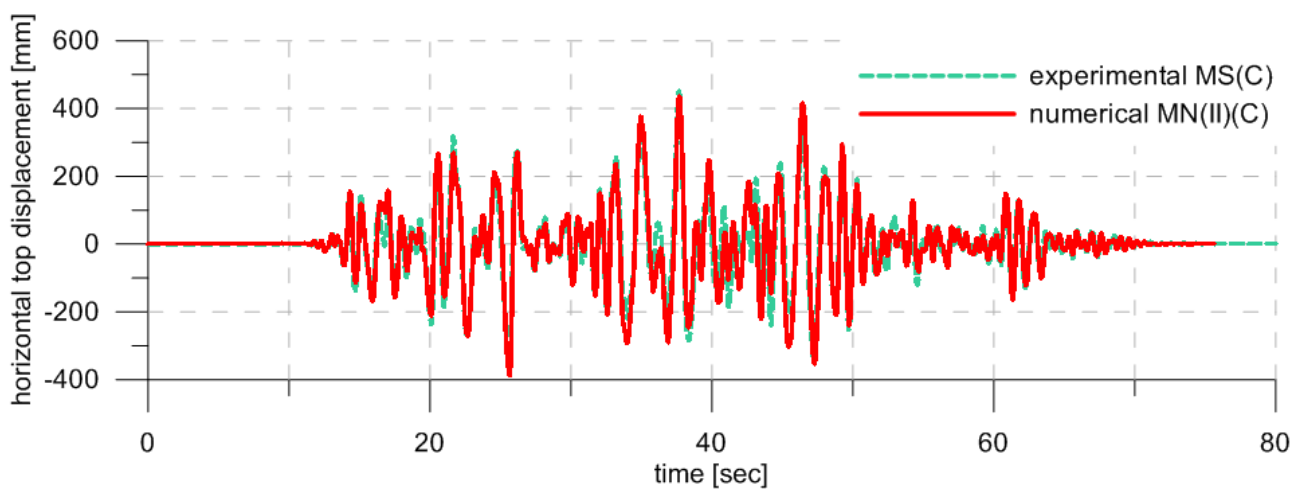


figura 2.127 - Confronto degli spostamenti in sommità tra il modello sperimentale MS(C) ed il modello numerico MN(II)(C) configurazioni (sisma3)

2.8 Conclusioni – Parte 2

La seconda parte del lavoro è dedicata al miglioramento sismico delle torri snelle di muratura. Dopo aver descritto la torre scelta come caso studio e descritto il modello numerico adottato per riprodurre il comportamento dinamico si è verificata, mediante analisi numeriche, l'efficienza di due tecniche di miglioramento sismico già presenti in letteratura e utilizzate nella pratica: la precompressione verticale e l'introduzione di dispositivi SMAD posti in serie a cavi di precompressione verticale.

Le analisi statiche e dinamiche non lineari effettuate, hanno dimostrato che l'intervento mediante precompressione verticale incrementa la resistenza a presso-flessione, ma rende allo stesso tempo la torre più fragile. Pertanto l'intervento non solo è inefficace, ma addirittura sembra peggiorare la situazione esistente.

Per l'intervento che prevede l'introduzione di dispositivi SMAD, le analisi numeriche ed i confronti effettuati con la configurazione esistente hanno dimostrato che l'introduzione di questi dispositivi non va ad alterare il comportamento alle azioni sismiche della torre e pertanto l'intervento sembra essere inefficiente, almeno per la torre scelta come caso studio. La dissipazione energetica ottenuta mediante l'introduzione dei dispositivi SMAD non sembra garantire un effetto di smorzamento sufficiente a ridurre la risposta in termini di spostamento in sommità ed in termini di danneggiamento a compressione della torre.

Infine è proposta una nuova tecnica di miglioramento sismico per torri snelle in muratura. La tecnica consiste nell'introduzione di dispositivi elasto-plastici BRAD e nella precompressione parziale della canna della torre. Per questa nuova tecnica è stata effettuata una analisi di sensibilità alla variazione della precompressione, della forza di snervamento e della rigidità elastica dei dispositivi. Mediante questa analisi si sono determinate le caratteristiche dei dispositivi ottimali per la torre caso studio e si sono accertate le condizioni di efficacia della tecnica proposta. Garantendo una forza di precompressione maggiore della forza di snervamento dei dispositivi introdotti, la tecnica proposta permette di conferire alla struttura un importante effetto di smorzamento dovuto alla dissipazione isteretica dei dispositivi BRAD che determina la riduzione degli spostamenti orizzontali in sommità della torre. Mediante il calcolo energetico si è inoltre accertato che la tecnica determina anche una forte riduzione dell'energia dissipata a compressione dalla muratura e pertanto una riduzione del danneggiamento della stessa.

La conferma dell'efficacia della tecnica di miglioramento sismico proposta si è ottenuta mediante test su un modello sperimentale in scala ridotta sottoposto ad input dinamico mediante un piccola tavola vibrante. I risultati ottenuti con il modello in scala sono stati anche riprodotti mediante le analisi numeriche ottenendo una buona corrispondenza.

Riferimenti - Parte 2

- [2.1] Casolo S., 1998, A three-dimensional model for vulnerability analysis of slender meddieval masonry towers, *Journal of Eathquake Engineering*, Vol. 2, No.4 (1998) 487-512.
- [2.2] Casolo S., 1997, Modelli dinamici per l'analisi di edilizia monumentale in muratura, tesi di dottorato in Ingegneria sismica IX ciclo, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.
- [2.3] Pena F., Lourenco P.B., Mendes N., Oliveira D.V., 2010, Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower, *Engineering Structures* 32 (2010) 1466-1478
- [2.4] Riva P., Perotti F., Guidoboni E., Boschi E., 1998, Seismic analysis of the Asinelli Tower and earthquakes in Bologna, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17 (1998) 525-550.
- [2.5] Casolo S., Pena F., 2007, Dynamics of slender masonry towers considering hysteretic behaviour and damage, *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece, 13-16 June 2007.
- [2.6] Bartoli G., Betti M., Spinelli P., Tordini B., 2006, An "Innovative" Procedure for assessing the seismic capacity of historical tall buildings: The "torre grossa" masonry tower, *Structural analysis of historical constructions*, New Delhi 2006.
- [2.7] Casolo S., Pena F., 2007, Rigid element model for inplane dynamics of masonry walls considering hysteretic behavior and damage, *Earthquake Engineering & structural Dynamics*, 36(8), 1029-1048.
- [2.8] Binda L., Gatti G., Mangano G., Poggi C. and Sacchi Landriani C., 1992, The collapse of the civic tower of Pavia: A survey of the materials and structure, *Masonry International* 6(1), 11-20.
- [2.9] Uva G., Casolo S., 2011, Analisi sismica non lineare statica e dinamica di torri campanarie: applicazioni e confronti, *Convegno ANIDIS 2011*, Bari, Italia
- [2.10] Milani G., Casolo S., Pizzolato M., Biolcati Rinaldi M., Tralli A., 2011, Seismic assessment of a medieval masonry tower in the northern italy: full non-linear static and dynamic analyses, *Convegno ANIDIS 2011*, Bari, Italia
- [2.11] Milani G., Casolo S., Mallardo V., Alessandri C., 2011, Seismic response of some ancient masonry towers in the coastal po valley, *Convegno ANIDIS 2011*, Bari, Italia
- [2.12] Azevedo J., Sincaian G., 2000, Numerical models of masonry structures with and without SMADs using the discrete element method, *ISTECH project – final workshop – Shape memory alloy devices for seismic protection of cultural heritage structures*, June 23rd 2000, Ispra (VA), Italy.
- [2.13] Betti M., Ferracin M., Spinelli P., Vignoli A., 2008, Valutazione della vulnerabilità sismica e proposta di miglioramento strutturale del campanile della Basilica di Santa Maria all'Impruneta, *Bolletino ingegneri n°12 – 2008*, Firenze
- [2.14] Tassios T. P., 1995, *Meccanica della muratura*, Liguori Editore, Napoli, Italia

- [2.15] DM 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni
- [2.16] Circolare 02/02/2009, n°617, Istruzioni per l'applicazione delle "norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- [2.17] Turnsek V., Cacovic F., 1971, Some experimental results on the strength of brick masonry walls, Proc. Of the 2nd international Brick masonry conference, eds H.W.H. West and K.H. Speed, pp 149-156.
- [2.18] Neuenhofer A., Filippou F.C., 1998, Geometrically nonlinear flexibility-based frame finite element, Journal of structural engineering, ASCE, June 1998
- [2.19] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF, 1996. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. I: formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1996; 25:711–725.
- [2.20] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF, 1996. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. II: applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1996; 25:727–742.
- [2.21] Kent DC, Park R., 1971. Flexural members with confined concrete. ASCE Journal of Structural Division 1971; 97:1969–1990.
- [2.22] Karsan I.D. and Jirsa J.O., 1969, "Behaviour of Concrete under Compressive Loadings", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95 ST-12, pp. 2543-2563
- [2.23] Fenves G.L., 2005, Annual Workshop on Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [2.24] Uang C.M., Bertero V., 1990, Evaluation of seismic energy in structures, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 19, 77-90, (1990)
- [2.25] Christopoulos C., Filiatrault A., *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*, IUSS Press, (2006)
- [2.26] Casolo S., 2001, Significant ground motion parameters for evaluation of the seismic performance of slender masonry towers, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, No.2 (2001) 187-204
- [2.27] Spyrakos C.C., Nikolettos G.S., 2005, Overturning Stability Criteria for Flexible Structures to Earthquakes, Journal of Engineering mechanics, ASCE, April 2005, 349-358
- [2.28] Giannini R., Pagnoni T., Pinto P.E., Vanzi I., 1996, Risk analysis of a medieval tower before and after strengthening, Structural Safety Vol.18, No 2/3, pp 81-100,1996
- [2.29] Palermo A., Pampanin S., Marriott D., 2007, Design, Modeling, and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections, Journal of Structural Engineering, ASCE/November 2007
- [2.30] Ceroni F., Pecce M., Manfredi G., 2010, Seismic Assessment of the Bell Tower of Santa Maria Del Carmine: Problems and Solutions, Journal of Earthquake Engineering, 14:30-56,2010

- [2.31] Sabnis G. M., Harris H. G., White R. N., Mirza M. S. – *“Structural modeling and experimental techniques”* – Prentice-Hall, 1983
- [2.32] Moncarz P. D., Krawinkler H. – *“Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering”* – Department of civil and environmental engineering Stanford University, Report No.50, 1981
- [2.33] Indirli M., 2000, The demo-intervention of the istech project: the bell-tower of S.Giorgio in Trignano (Italy), ISTECH project – final workshop – Shape memory alloy devices for seismic protection of cultural heritage structures, June 23rd 2000, Ispra (VA), Italy.
- [2.34] Desroches R., Smith B., 2004, Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations, *Journal of Earthquake Engineering*, 8:3, 415-429
- [2.35] Indirli M., Castellano M.G., 2008, Shape Memory Alloy Devices for the Structural Improvement of Masonry Heritage Structures, *International Journal of Architectural Heritage*, 2:2, 93-119
- [2.36] Eurocode 8, 2005. Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings.
- [2.37] Vintzileou E., Tassios T. P., 1995, Three-Leaf Stone Masonry Strengthened by Injecting Cement Grouts, *J. Struct. Eng.* 121, 848 (1995); doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:5(848)
- [2.38] Gasparini D., Vanmarcke E. H., 1976, SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

Parte 3 Miglioramento sismico di edifici a pianta basilicale

Caso studio: Il complesso monumentale di Concordia Sagittaria

3.1 Introduzione

Lo studio dell'applicabilità di tecniche di isolamento e dissipazione per il miglioramento sismico di edifici monumentali a pianta estesa è stato condotto con riferimento al caso studio del complesso monumentale di Concordia Sagittaria (VE) che è composto dalla cattedrale di Santo Stefano, dalla torre campanaria e dal Battistero. Il complesso ha subito diversi interventi negli ultimi decenni del secolo scorso a causa di ritrovamenti archeologici al di sotto del piano di fondazione. Pertanto la Basilica (solo in parte) e il campanile risultano sottofondati e sostenuti da uno stesso impalcato che è appoggiato a sua volta su una palificata in pali tipo Mega emergenti dal piano di fondazione per circa tre metri. Data la conformazione particolare dell'opera viene studiato l'insieme di basilica e torre campanaria in quanto riveste maggior interesse ingegneristico. Il Battistero che poggia tuttora sul terreno, nonostante i dissesti presenti, non è argomento di questo lavoro.

Si inizierà con l'analisi della struttura allo stato di fatto, ricostruendo la storia dell'opera e degli interventi che hanno portato alla particolarissima conformazione attuale (§3.3). Si è cercato di chiarire le cause dei dissesti statici in atto e di fare un quadro dei possibili effetti dell'azione sismica in un'opera così problematica (§3.4).

Successivamente al §3.5 viene proposto un intervento di miglioramento sismico dell'intero complesso mediante tecniche combinate di isolamento e dissipazione. Il caso studio è particolarmente interessante perchè la struttura è già di fatto parzialmente già isolata alla base, essendo sospesa su un sistema di pali di fondazione pensato solo per i carichi gravitazionali. Vi è l'esigenza pertanto di modificare il sistema di fondazione attuale che è causa di dissesti statici ma soprattutto di una eccezionale fragilità sismica della Basilica. Il metodo che si propone completa l'isolamento alla base e lo integra con un sistema di dissipazione energetica.

Lo studio del complesso è stato condotto mediante l'ausilio di un modello FEM e di analisi dinamiche non-lineari. Il modello prevede la discretizzazione della basilica e della torre campanaria mediante elementi

shell con materiale elastico lineare, la non-linearità viene considerata solamente nel descrivere il comportamento degli smorzatori fluido-viscosi introdotti [3.1].

L'efficacia dell'intervento proposto è dimostrata mediante il confronto in termini di spostamento massimo di alcuni punti caratteristici indotto dall'azione sismica, tra la configurazione del complesso allo stato di fatto e quella modificata.

3.2 Descrizione del complesso monumentale

Il complesso monumentale di Concordia Sagittaria (VE) in Piazza Cardinal Costantini è costituito dalla Basilica di Santo Stefano Protomartire, dal Battistero e dalla torre campanaria facilmente identificabili in figura 3.1 e figura 3.2. La conformazione attuale del complesso, risultato degli interventi eseguiti sul sito per mettere in luce i numerosi reperti archeologici, vede la torre campanaria e parte della Basilica completamente sotto-fondate, mentre il resto della Basilica ed il Battistero appoggiano direttamente sul terreno (figura 3.3 e figura 3.4).

Mediante l'opera di scavo del secolo scorso sono stati messi in luce:

- sul piazzale antistante la Cattedrale, rispettivamente sulla sinistra un tratto del "decumanus maximus", strada portante del sistema viario cittadino del periodo romano, dalla pavimentazione ben conservata; e sulla destra resti di abitazioni, pavimenti a cubetti in cotto, canalette di scarico, cocci di anfore, ecc... sempre del periodo romano;
- la "*Trichora Martyrium*" (i resti sono a destra della Cattedrale) edificio triabsidato di piccole dimensioni del periodo paleocristiano;
- la "*Basilica Apostolorum*" (nel piano sottostante la Cattedrale) divisa in tre navate da colonne sormontate da capitelli corinzi con il pavimento decorato a mosaico sempre del periodo paleocristiano.

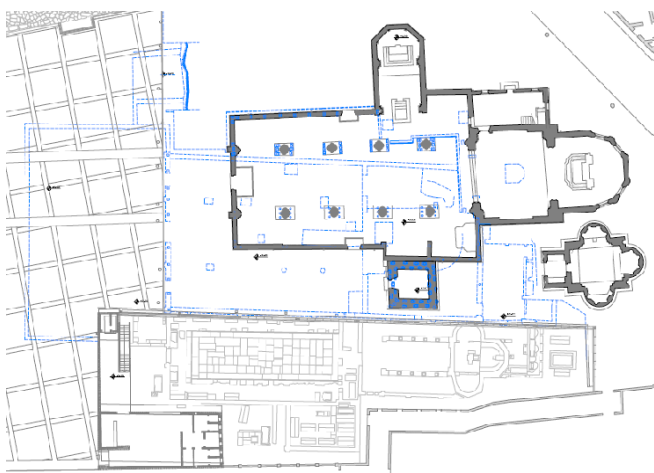


figura 3.1 – Pianta dell'attuale configurazione di Piazza Cardinal Costantini in Concordia Sagittaria



figura 3.2 – Vista aerea di Piazza Cardinal Costantini in Concordia Sagittaria



figura 3.3 – Sezione longitudinale

figura 3.4 – Sezione longitudinale

3.3 Cenni storici

Nel presente paragrafo viene brevemente riassunta la storia della città di Concordia Sagittaria [3.3], del complesso dei monumenti in Piazza Cardinal Costantini e degli interventi eseguiti il secolo scorso.

Il sito in cui viene fondata dai Romani la Iulia Concordia, mostra tracce di frequentazione fin dal X sec. a.C., ma è soprattutto tra il IX e l'VIII sec. a.C. che l'abitato protostorico posto su un dosso ai margini della laguna, si sviluppò, con aree artigianali, testimoniate dalla presenza di numerosi scarti di fornace e dal rinvenimento di una fornace interrata, destinata alla produzione della ceramica. Bene documentata è anche la lavorazione del corno di cervo e delle ossa di bovini, suini ed equini.

Concordia Romana

La città di Iulia Concordia (Sagittaria è solo un'aggiunta del secolo scorso per ricordare la fabbrica di frecce) fu fondata nel 42 a.C. circa, durante il secondo triumvirato, in una regione dove da secoli era in atto la penetrazione romana con lo scopo di garantire una sistemazione ai veterani delle guerre e di creare un baluardo difensivo sul confine orientale all'incrocio di due strade importanti. La Via Annia e la Via Postumia (figura 3.1).

Concordia partecipò attivamente alla vita dell'Impero e fu coinvolta, a partire dal III secolo d.C., nelle guerre per contrastare le sempre più frequenti e rovinose invasioni barbariche. Alla metà del V sec. d.C. gli Unni di Attila, dopo aver distrutto Aquileia, posero l'assedio a Concordia e la rasero al suolo. L'eredità di Concordia venne raccolta dalla Chiesa, ormai la sola istituzione in grado di porsi come unico punto di riferimento sociale, civile e culturale in un'opera di mediazione tra cultura classica e nuova realtà romano-barbarica.

Concordia cristiana

Il Cristianesimo si diffuse gradualmente a Concordia, favorito dai frequenti contatti con l'oriente dovuti all'attività commerciale e agli spostamenti delle truppe militari. La comunità ecclesiale, con a capo il suo Vescovo, assieme alla fede cristiana, mantenne viva l'identità storico-culturale di Concordia anche nelle

drammatiche vicende delle invasioni barbariche, nel contesto sociale e politico più vasto del patriarcato di Aquileia.

Reperti archeologici dell'età romana

Gli scavi a Concordia iniziarono nel secolo scorso, con la scoperta, sulla sinistra Lemene, di un sepolcreto del IV, V sec. d.C., detto "Sepolcreto dei militi" per l'alto numero di iscrizioni sui sarcofagi attestanti la sepoltura di soldati. Le iscrizioni, data l'impossibilità di conservare le tombe "in loco" furono segate e ora si trovano al Museo Nazionale Concordiese di Portogruaro.

Nell'area cittadina, sempre nel secolo scorso è stato rinvenuto un ponte romano (in Via S. Pietro) che univa la città alla via Annia. Recentemente, a partire dal 1983, sono stati condotti degli scavi che hanno portato alla luce resti delle Terme (via Claudia) e, sul piazzale antistante la Cattedrale, rispettivamente sulla sinistra un tratto del "decumanus maximus", strada portante del sistema viario cittadino, dalla pavimentazione ben conservata; e sulla destra resti di abitazioni, pavimenti a cubetti in cotto, canalette di scarico, cocci di anfore, ecc. In via dei Pozzi Romani (laterale di Via S. Pietro) sono stati scoperti due pozzi del periodo imperiale. Infine, nel perimetro cittadino, sono stati individuati presumibilmente il teatro e il foro.

Monumenti paleocristiani

Nel 350 d.C. circa, per commemorare i Martiri concordiesi della persecuzione di Diocleziano venne costruita a Concordia la "*Trichora Martyrium*" (i resti sono a destra della Cattedrale) edificio triabsidato di piccole dimensioni, per custodire le reliquie dei Martiri. Successivamente la Trichora venne allungata con la costruzione di una piccola aula a tre navate. Davanti al piccolo edificio vi è un piazzale lastricato con tutto attorno un marciapiede. Sul lato destro si possono vedere delle barche senza iscrizioni, probabilmente a disposizione dei compratori.

Nel 381 d.C. circa fu dato l'avvio alla costruzione della "*Basilica Apostolorum*" (nel piano sottostante la Cattedrale) divisa in tre navate da colonne sormontate da capitelli corinzi con il pavimento decorato a mosaico. La basilica fu più volte rimaneggiata fino al 589 quando presumibilmente distrutta dall'alluvione ricordata da Paolo Diacono nella sua *Historia Longobardorum*.

Alla prima metà del IV sec. d.C. risalgono gli ambienti funerari posti sul retro della basilica paleocristiana. Il complesso monumentale è molto originale. All'interno si possono notare due sarcofagi, di cui il più bello è quello di Faustianina, scolpito nella parte anteriore e sul fianco destro.

Monumenti romanici, gotici e rinascimentali

Il Battistero romanico è un monumento di grande pregio e di grande perfezione. Costruito per volontà del vescovo Regimpoto, la cui tomba si trova nell'atrio sulla parete destra, nel secolo XI, in uno stile che risente di influssi ravennati-bizantini, è affrescato con figure di santi e storie della Bibbia. All'interno del Battistero è conservato un frammento di ambone che apparteneva alla seconda basilica di epoca carolingia.

L'attuale Cattedrale è sorta intorno alla metà del X secolo durante l'episcopato del vescovo Alberico. Soltanto nel 1466 l'edificio venne portato a tre navate ed assunse strutturalmente l'aspetto attuale. Infine, sul lato destro della Cattedrale, si può ammirare la torre campanaria, del XII sec., alta 28 metri. L'attuale canonica, posta sul retro della Cattedrale, fu costruita come sede vescovile, intorno al 1450 in stile gotico veneziano. Nel corso dei secoli subì rifacimenti e trasformazioni.

Il Palazzo Comunale, di fronte alla canonica, è in stile rinascimentale. Davanti al Palazzo Comunale si trova il caratteristico monumento al Lavoratore delle Bonifiche (1911) opera del Cardinale Celso Costantini. La statua in materiale deperibile, fu sostituita nel 1954 con una copia in marmo.

Al di sotto della Banca FriulAdria in Via I° Maggio è visitabile un'area archeologica con resti di varie epoche. Un edificio termale, parte di una ricca residenza privata, sorse alla fine del I-II d.C. sulle rovine delle precedenti abitazioni; sono attualmente visibili i resti del *calidarium* absidato. La quasi totalità dei reperti archeologici è conservata nel Museo Nazionale Concordiese di Portogruaro; in Concordia è stato aperto un Museo Civico nel quale sono stati raccolti pezzi di epoca romana, paleocristiana e romanica recentemente rinvenuti nel territorio concordiese.

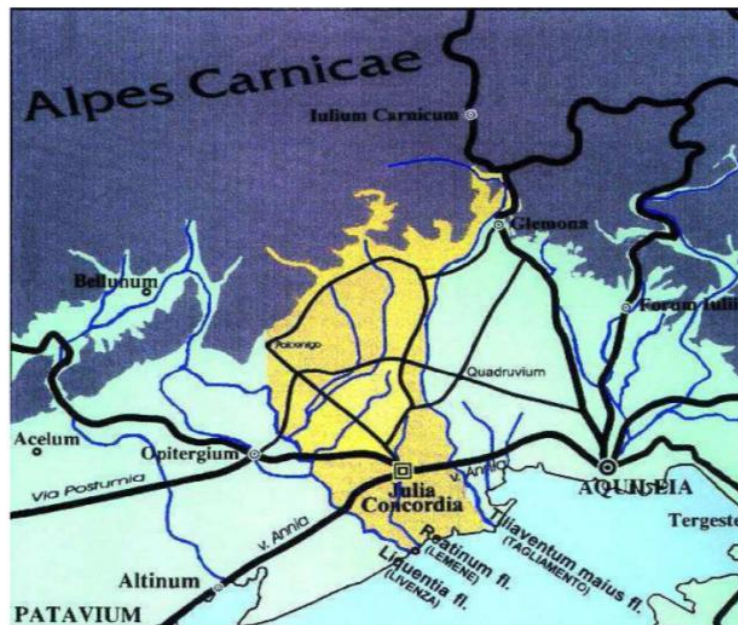


figura 3.5 – Mappa romana [3.3]



figura 3.6 – Mappa con localizzazione dei siti archeologici in Concordia Sagittaria [3.3]

3.3.1 Storia del complesso monumentale in Piazza Cardinal Costantini

3.3.1.1 La cattedrale di Santo Stefano Protomartire

La cattedrale di Santo Stefano è situata al centro del paese con la facciata rivolta ad ovest. Sorse intorno alla metà del X secolo, ad opera del vescovo Alberico ed era a navata singola, con ai lati due cappelle (figura 3.8a). Addossato alla cappella di sinistra, situato alla quota della seconda Basilica altomedievale, esisteva un sacello in cui erano deposte le ossa dei martiri in prezioso sarcofago di epoca romana (I-II secolo). Verso la fine del secolo XI il vescovo Regimpoto eresse un nuovo Battistero in sostituzione della Trichora ormai fatiscente (figura 3.8b). Nel 1150 fu eretta l'attuale torre campanaria con materiale di recupero (figura 3.8c). In stile romanico è alta circa 28 m. Presenta due ordini di bifore con colonne e capitelli preromanici e due ordini di lesene molto allungate. Archetti pensili e gotici incoronano la sommità della torre.

Tra i secoli XII e XIV, per cause ancora ignote, crollò il presbiterio. Se ne ricostruì uno nuovo, absidato, più largo del precedente, tanto da ostruire la porta di accesso alla sacrestia. Il tetto delle due cappelle fu alzato e rifatto a crociera ed ai lati furono aperte due alte finestre gotiche (figura 3.8d).

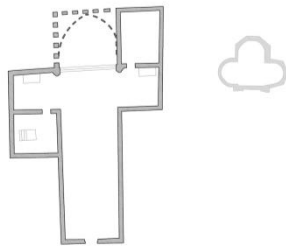
L'edificio all'interno venne ad assumere un aspetto chiaramente romanico-gotico dopo la costruzione delle navate laterali (figura 3.8e), mentre la facciata è di chiaro stile rinascimentale. Dopo il 1850 venne demolita la sacrestia a sud e ricostruita a nord per fare spazio attorno al Battistero (figura 3.8f). Nel 1884 il vescovo Pio Rossi alzò di alcuni metri il presbiterio e l'abside, coprendo a incannucciato l'interno che assunse un aspetto neo-gotico (costoloni, foglie rampanti).

Nel 1904 il vicario di Concordia don Celso Costantini prolungò di una campata la chiesa ricostruendone interamente la facciata rinascimentale, ampliò la cappella dei Martiri recintandone l'urna con una balaustra e collocando un altare marmoreo abbellito da mosaici (figura 3.8g).



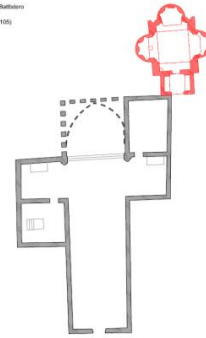
figura 3.7 – Cattedrale di Santo Stefano Protomartire

Interessante è la ricostruzione delle diverse fasi costruttive della cattedrale [3.4], riportate in figura 3.8.



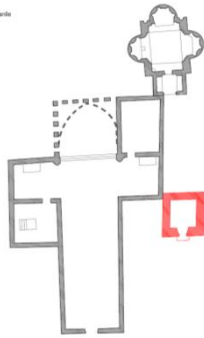
a) Il Metà X° secolo (vescovo Alberico 963-984)

Fine XI° secolo costruzione Battistero
In sostituzione alla Tricora
vescovo Regimpoto (1089-1105)



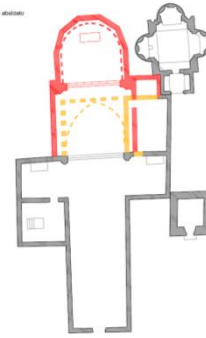
b) Fine XI° secolo costruzione Battistero in sostituzione alla Tricora – vescovo Regimpoto (1089-1105)

XI°-XII° secolo
Costruzione campanile



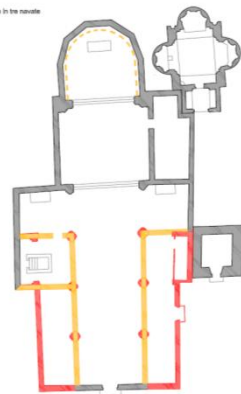
c) XI° XII° secolo – costruzione campanile

XIII°-XIV° secolo
Rifacimento con presbiterio absidato



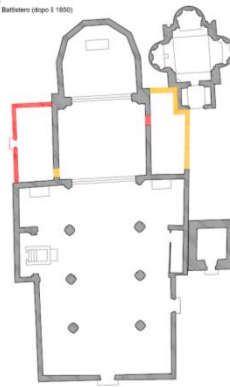
d) XIII°-XIV° secolo – Rifacimento con presbiterio absidato

XV°-XVI° secolo
Trasformazione della Chiesa in tre navate



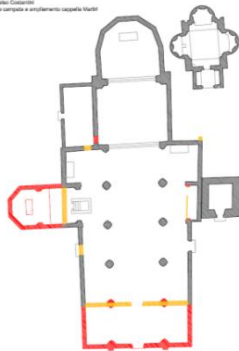
e) XV°-XVIII° secolo – Trasformazione della Chiesa in tre navate

Demolizione della sacrestia a sud
Ricostruzione a nord per isolare il Battistero (dopo il 1850)



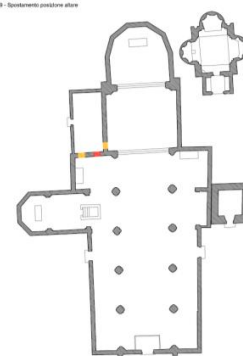
f) Demolizione della sacrestia a sud. Ricostruzione a nord per isolare il Battistero (dopo il 1850)

1884 - Vicario Don Carlo Costantini
Prolungamento di una campata e ampliamento cappella Martiri



g) 1904 – Vicario Don Celso Costantini – Prolungamento di una campata e ampliamento cappella Martiri

1939 - Spostamento posizione altare



h) 1939 – Spostamento posizione altare

figura 3.8 – Evoluzione storica della cattedrale di Santo Stefano Protomartire [3.4]

3.3.1.2 Il battistero

Fu innalzato alla fine del secolo XI dal vescovo Reginpoto che resse la diocesi dal 1089 al 1105. Nell'atrio dell'edificio, addossata alla parete di destra, si trova la tomba del vescovo costruttore.

È in stile bizantino, a croce greca su base quadrata, aperta a trifoglio con tre absidi e soffitto a cupola. Agli angoli del vano interno si ergono quattro pilasti che formano altrettanti archi sulle absidi e sulla porta d'entrata. Tra arco e arco sono stati costruiti dei pennacchi ad angolo su cui posa il tamburo circolare che sorregge la cupola emisferica. Nelle tre absidi vi sono delle nicchie: le due laterali più alte delle centrali. Le pareti sono decorate da affreschi. Il tamburo è costituito da sedici arcatelle alternativamente aperte e cieche.

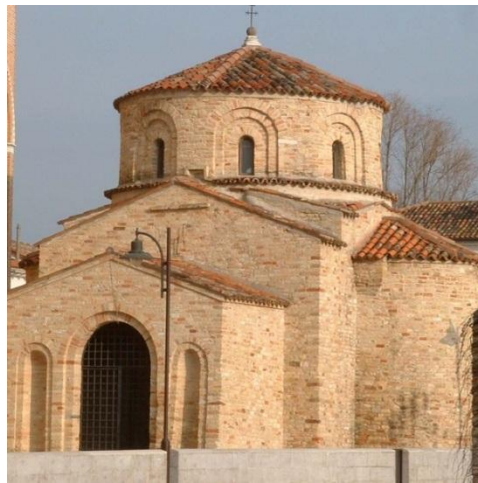


figura 3.9 – Immagine del battistero

3.3.1.3 Basilica Paleocristiana Apostolorum Maior

Si trova allo stesso livello della Trichora e sopra l'area di una grande casa romana, datata tra il I ed il II secolo d.C. Dell'edificio sono state rilevate tre fasi di realizzazione.

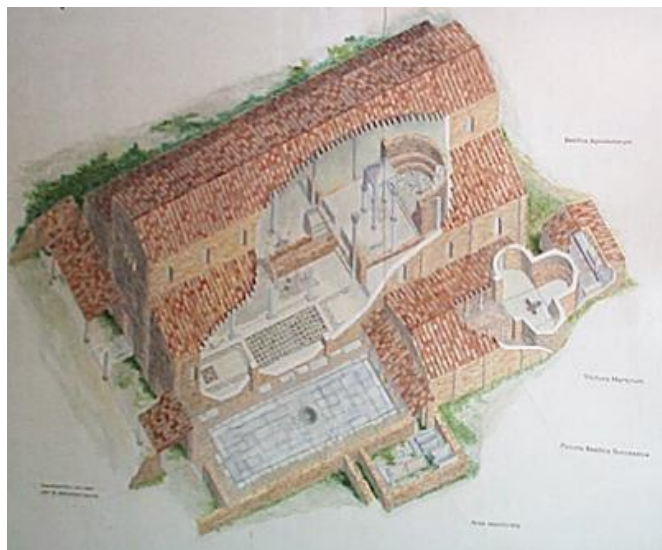


figura 3.10 – Ricostruzione storica del complesso paleocristiano [3.4]

Prima fase

All'interno del suo perimetro è riconoscibile una grande aula rettangolare con abside interna. Misura all'incirca 40 m per 20 m i muri laterali in mattoni romani si sono conservati per un'altezza variabile tra i 1,20 m e i 2,60.

La basilica è divisa in tre navate da due file di nove colonne di cui le prime e le ultime due addossate ai muri. La navata centrale è larga circa 8,2 m, mentre le laterali 5,35. Le colonne sono tardo-romane, di recupero, del diametro medio di 60 cm. Erano sormontate da capitelli corinzi. Una colonna spezzata si conserva per tutta l'altezza di circa 4,10 m.

Dinanzi alla basilica sono stati messi in luce i resti di un quadriportico sul tipo di quello antistante alla Trichora. Il pavimento è in mosaico a carattere decorativo. È diviso in diversi settori e fasce. Su di esso è possibile vedere le iscrizioni dedicate ad alcuni offerenti.

Seconda fase

È attestata da una ricostruzione della zona presbiteriale. Questa nuova zona prende inizio da una parete diaframma che corre trasversalmente alla chiesa all'altezza della sesta coppia di colonne e da una *solea* che si prolungava nella navata centrale.

La *solea*, con due gradini, lunga 8 m e larga 2, è pavimentata in cotto e fiancheggiata da muretti intonacati (80 cm) e conduceva al presbiterio. In fondo al suo muro sinistro si trova un *ambone* (pulpito) quadrangolare e rialzato di 70 cm. Al momento della costruzione della Basilica, la Cella Trichora fu messa in comunicazione con essa tramite tre porte.

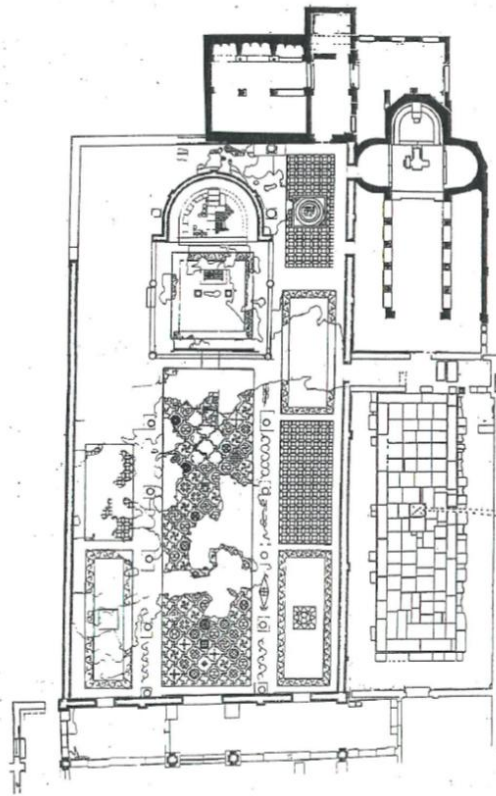


figura 3.11 – Pianta degli scavi attuali [3.4]

Terza fase

Nella seconda metà del V secolo d.C. la Basilica fu rimaneggiata a causa dei danni subiti in un incendio, si pensa correlato all'invasione attiliana. Il pavimento, danneggiato fu ricoperto da uno strato di pastellone in coccio pesto. La vita della Basilica Apostolorum Maior si protrasse fino alla grande alluvione del 589.



figura 3.12 – Foto del pavimento a mosaico nell'interrato della basilica

3.3.1.4 Recinti funerari e sarcofago di Faustianiana

Dietro il complesso basilicale si trovano tre recinti funerari con sarcofagi abbelliti da pietre marmoree di età imperiale. Il recinto di nord ovest ha un muro di fondo con tre celle a tre nicchie a spigolo vivo. Secondo alcuni, i recinti appartenevano alla casa romana sottostante la Basilica Apostolorum, secondo altri, invece, risalgono alla prima metà del IV secolo. Tuttavia i recinti assunsero funzione funeraria tra il V ed il VI secolo.

Al recinto di Faustianiana si accede attraverso due stipiti scolpiti in pietra calcarea d'Istria. Gli stipiti portano ambedue lo stesso motivo: una croce monogrammata sorgente da un motivo acquatico con pesci. Sotto vi è una separazione realizzata con una rosetta incorniciata e nella parte inferiore è rappresentato un vaso ansato da cui sorge un tralcio di vite. All'interno il recinto è pavimentato da lastre marmoree di recupero e contiene due sarcofagi e alcune tombe a fossa.

Uno dei due sarcofagi è composto da una semplice cassa marmorea, abbellita da un lastrone a cassettoni (senz'altro materiale di recupero).

Il sarcofago di Faustianiana, del V secolo, è posto al centro ed è abbellito da lastre in marmo greco scolpite nella parte anteriore e nel fianco destro. La scultura frontale inizia e finisce con due piatti pilastrini. Al centro c'è la *tabula* con l'iscrizione funeraria, ai lati di questa due croci e dopo di essa due archi sostenuti da colonnine. Sotto l'archetto di sinistra è scolpita una conchiglia, sotto quello di destra un vaso ansato da cui esce una palma. Un vaso ansato con tralcio di vite è scolpito anche sul fianco destro. Davanti alla tomba c'è una lastra di marmo leggermente superiore al piano del pavimento e su questa si vedono gli incavi da cui si innalzavano le colonnine sostenenti la mensa dell'altare.

3.3.2 Interventi del secolo scorso

Negli anni cinquanta del secolo scorso iniziarono, sotto la direzione della Soprintendenza ai Monumenti di Venezia i lavori per mettere in luce i resti di una basilica paleocristiana (Trichora) che si pensava ubicata nelle immediate vicinanze del campanile. Per non mettere in pericolo la stabilità del campanile e dovendo spingere gli scavi ad una quota inferiore al piano campagna si decise di consolidare le fondazioni dello stesso.

Nel primo progetto di massima furono previsti alcuni speroni di cemento armato appoggiati su gruppi di pali in cemento armato battuti in modo da rinforzare il campanile sugli angoli verso gli scavi.



figura 3.13 – Vista dalla Trichora verso il piazzale antistante la Basilica

Le indagini in sito che precedettero l'opera portarono alle seguenti conclusioni:

- La muratura di fondazione, completamente priva di legante, era costituita da pietrame, mattoni deteriorati, blocchi di trabeazione e pezzi di colonne;
- La fondazione poggiava su pali di legno di piccolo diametro che costituivano un costipamento del terreno e lo strato di muratura in contatto con essi era formato con riempimento di detriti di pietrame e laterizio;
- I pali che si trovavano in evidente stato di decomposizione per l'abbassamento della falda provocato dalla bonifica del 1926 poggiavano in parte sul pavimento della basilica paleocristiana che si stava mettendo in luce e che si estendeva fin sotto il campanile;
- La muratura al di sopra dello zoccolo di pietra per i primi metri esplorati risultava costituita di muratura a sacco.

Per tutte queste considerazioni fu abbandonato il progetto dell'intervento originario in quanto inattuabile.

Il nuovo progetto realizzato dall'ingegner Francalancia [3.5] prevedeva, oltre ad alcuni lavori di consolidamento, la messa in opera con martinetti idraulici di pali di cemento armato ad elementi prefabbricati. Tali pali dovevano essere portati fino a 14 m di profondità fino ad incontrare uno strato di sabbia resistente.

Per la realizzazione di tale intervento si operò nel modo seguente:

- Costruzione, a conci, di un cordolo in cemento armato di uno spessore quasi pari a quello della muratura, all'altezza dello zoccolo esterno di pietra trachitica del campanile. Questo basamento originale venne lasciato intatto per permettere la ripartizione delle azioni verticali trasmesse dal martinetto alla muratura a sacco durante la posa dei pali.
- Consolidamento a mezzo di iniezioni di cemento a bassa pressione delle murature di fondazione per poterle successivamente demolire a campioni per procedere con la posa dei pali, ed evitando così di provocare dissesti o crolli delle restanti murature adiacenti.

Questi lavori di preparazione furono portati a termine nel giro di due mesi e fu quindi iniziata la posa dei pali di sottofondazione tramite demolizione del cordolo in calcestruzzo per conci ogni volta che risultava ultimata la posa di un palo.

La sottofondazione era stata progettata con 30 pali che a lavoro ultimato potevano sostenere ciascuno 28 tonnellate. Per l'affondamento degli stessi era stato previsto di raggiungere circa una pressione doppia con il martinetto idraulico per ottenere un adeguato coefficiente di sicurezza. Inizialmente sono stati messi in opera tutti i pali della fila interna. Con l'ultimazione di questa si è ottenuto il risultato di sostenere l'intero carico del campanile che consisteva in circa 800 tonnellate. Attraverso la vecchia fondazione il peso si scaricava ancora in parte sul terreno. Successivamente questa venne demolita, sempre per conci e operando dall'interno verso l'esterno, sostituendola volta per volta con pali ad elementi.

A lavoro ultimato la vecchia fondazione è risulta completamente svuotata e il campanile si trovava ad essere completamente sostenuto da una nuova fondazione costituita da 30 pali aventi lunghezza circa pari a 13 m. Si è deciso poi di rendere visibile la sottofondazione effettuando una sistemazione della stessa realizzando un cordolo in cemento armato al piano dello scavo all'interno del campanile e delle murature di contenimento del terreno intorno al campanile, sotto la linea del cordolo in cemento armato, dalla sottomurazione della fondazione della chiesa, nel tratto esistente a ridosso del campanile che risultava pensile rispetto alla quota dello scavo interno. Fu poi verificato che la spinta del vento e il movimento delle campane non provocassero sforzi di trazione nei pali.

Fu proprio durante l'infissione dei pali progettati per la sottofondazione del campanile che fu scoperto il mosaico paleocristiano. Infatti durante l'affondamento il manometro della pompa azionante i martinetti quando la punta dei pali raggiungeva i tre metri di profondità segnava un brusco aumento di pressione per qualche secondo per poi ritornare alla normalità. Il fenomeno si ripeteva per tutti i trenta pali previsti. Questo fece intuire che si era in presenza di un pavimento.

La Soprintendenza dispose quindi di scavare fino al punto in cui si verificava la sovrappressione. Si rinvenne così un pavimento a mosaico del IV secolo. Il pavimento era costituito da tessere bianche e nere con motivi geometrici di tessere colorate il tutto su sottofondo di malta facilmente penetrabile dai pali.

Il reperto si estendeva oltre il basamento del campanile sotto la cattedrale perciò si decise di metterlo in luce progettando di sostenere i muri ed i pilastri della stessa con pali di tipo mega nel medesimo modo in cui si era operato per il campanile. Si predisposero quindi dei cordoli in calcestruzzo con annegati profili in

acciaio ad ali larghe inseriti nelle fondazioni delle murature esterne, ed appositi plinti di fondazione in sostituzione delle fondazioni dei pilastri interni per dar luogo alla posa dei pali di sottofondazione. Fu realizzato un solaio con struttura portante in profilati d'acciaio poggianti sul cordolo dei muri esterni e sui plinti dei pilastri. Il solaio fu completato poi con il getto di una soletta in calcestruzzo armato, non collaborate, per il sostegno del pavimento della basilica e del suo sovraccarico.

Fu quindi possibile cominciare gli scavi veri e propri al disotto della basilica portando alla luce il mosaico e la pianta del complesso monumentale paleocristiano. Durante l'operazione di scavo fu inoltre possibile rilevare la stratigrafia del terreno depositato dalle varie alluvioni dei secoli passati e i resti di un incendio avvenuto nel VI secolo.

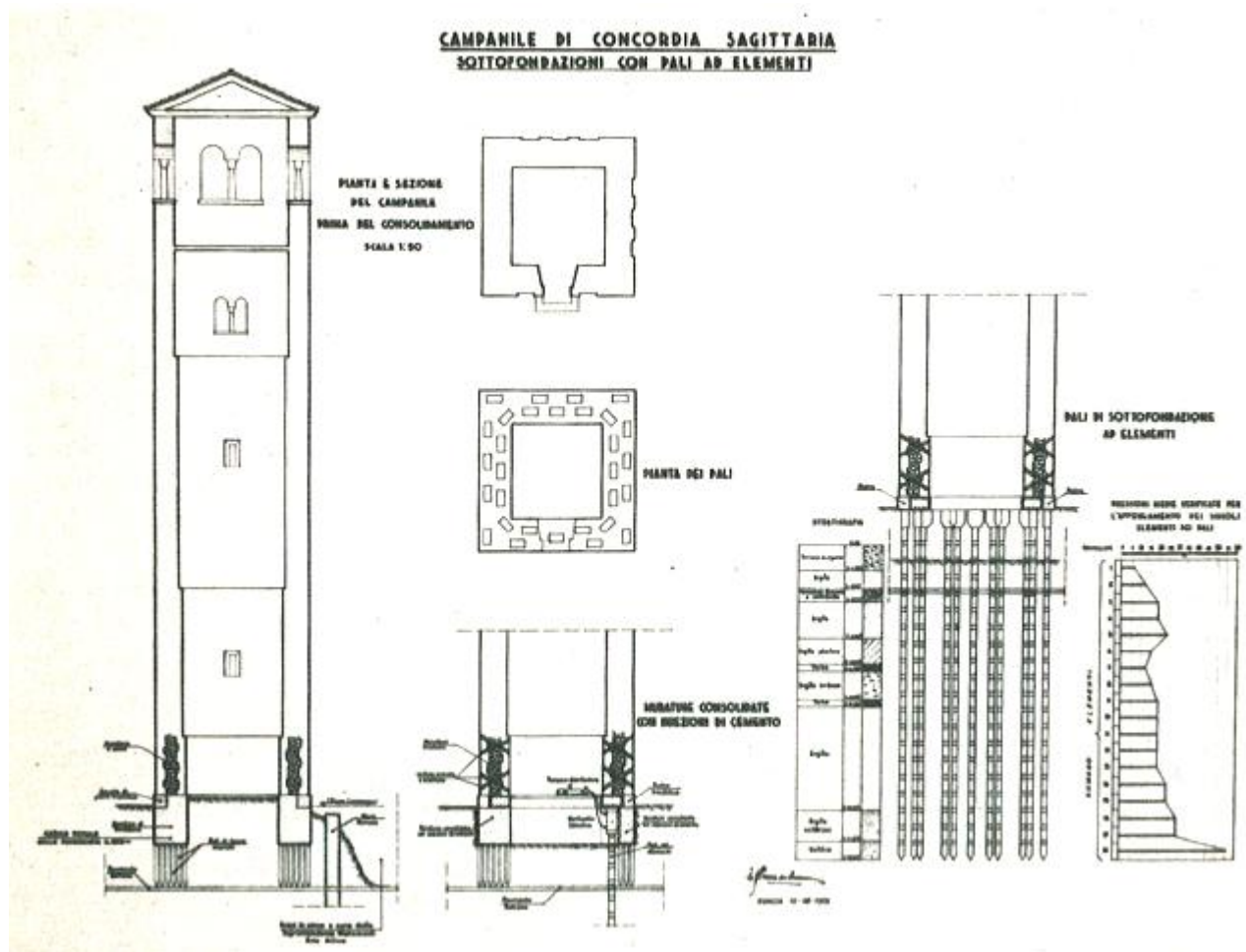


figura 3.14 – Progetto della sottofondazione del campanile. Impresa Ingg Zerbo, Francalancia [3.5]

A scavi ultimati era possibile ben leggere tutta la struttura portante della cattedrale sotto fondata con i pali di sostegno dei muri perimetrali e dei pilastri. Successivamente per alleggerire la parte dei pali di sottofondazione emergente dal piano dei mosaici che appariva esteticamente pesante, si è sostituita la parte fuori testa degli stessi con colonnine d'acciaio creando un nuovo plinto di fondazione sotto il piano del mosaico. Le parti di mosaico interessate dall'intervento sono state spostate e rimesse in sito previa creazione di un drenaggio e di un sottofondo di calcestruzzo per la loro difesa.

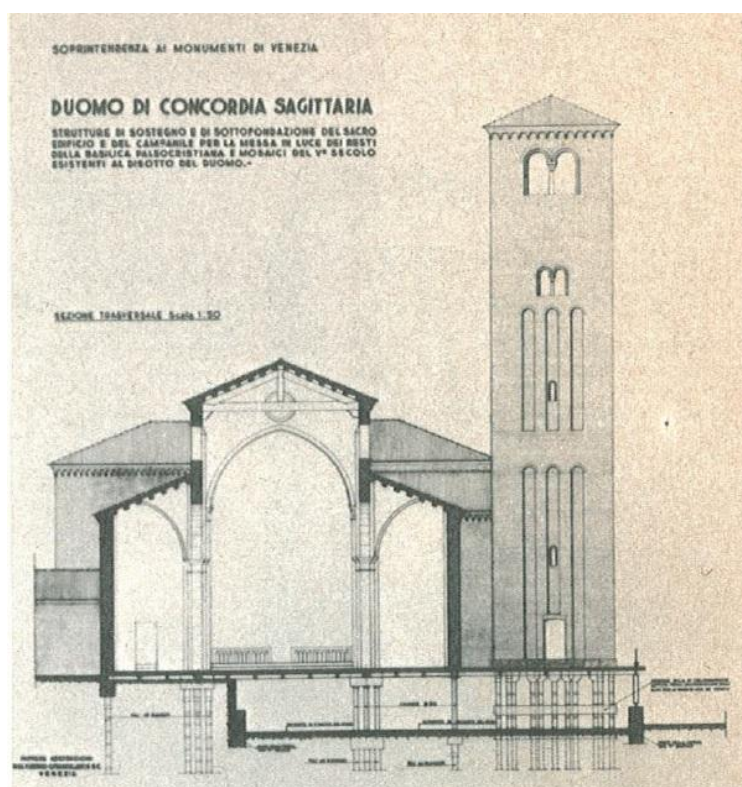


figura 3.15 – Progetto della sottofondazione del complesso. Impresa Ingg Zerbo, Francalancia [3.5]

Nei decenni successivi gli scavi nell'intorno del complesso basilicale sono proseguiti con il ritrovamento di numerosi reperti nella parte antistante la chiesa. In occasione dei festeggiamenti del Giubileo del 2000 si sono realizzate nuove opere per la protezione degli scavi e per la sistemazione dell'area interessata fino ad arrivare alla configurazione attuale in cui il piazzale antistante la chiesa risulta essere sostenuto da pali in cemento armato.



figura 3.16 – Veduta degli scavi antistanti al complesso basilicale



figura 3.17 – Veduta in fase di costruzione del piazzale



figura 3.18 – Veduta in fase di costruzione del piazzale

3.4 Stato di fatto

In questo paragrafo sono riportate le piante, i prospetti e le sezioni dello stato di fatto, ottenute dal rilievo eseguito nel 2002 [3.12]. La cattedrale di Santo Stefano presenta le dimensioni in pianta indicate in figura 3.19.

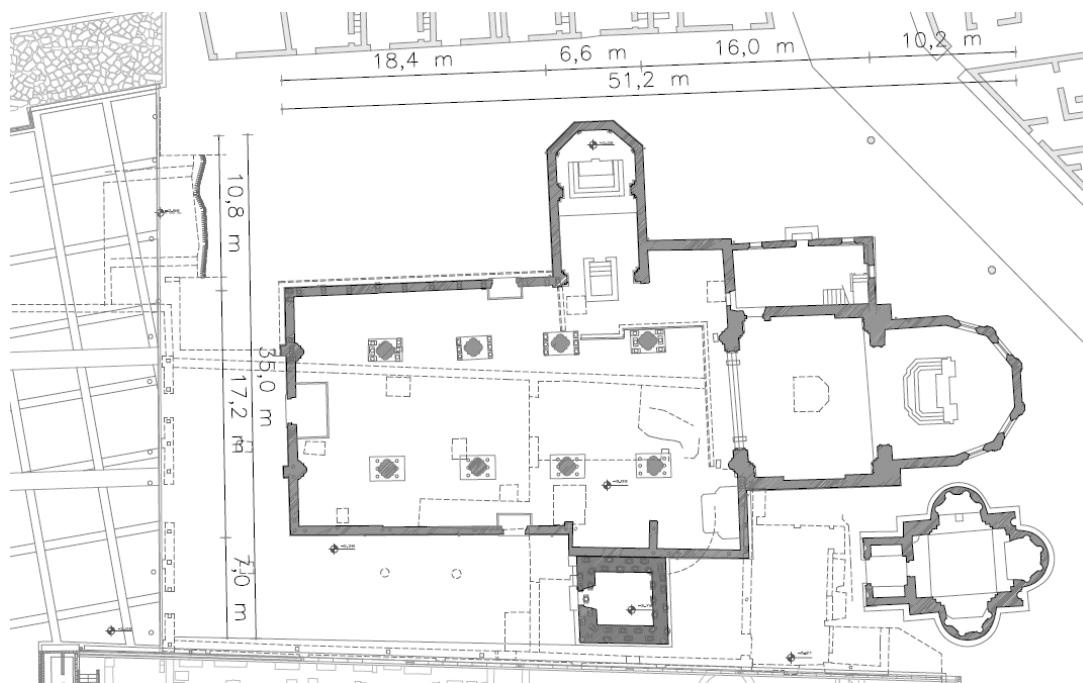


figura 3.19 – Pianta (quote in metri)

Come precedentemente introdotto la Cattedrale è sostenuta parzialmente da un impalcato costituito da travi metalliche, riportato in figura 3.20, a sua volta sostenuto da pali mega uscenti per 3 metri dal terreno.

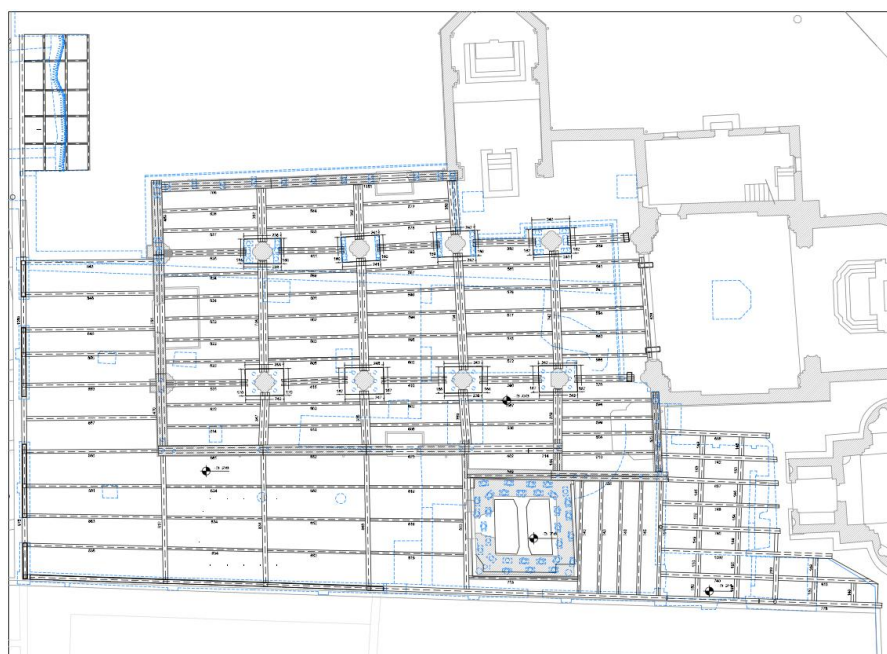


figura 3.20 – Pianta dell'impalcato a graticcio

L'impalcato è costituito da travi con varie tipologie di sezione. In corrispondenza dei muri perimetrali della basilica ed in corrispondenza delle colonne interne sono utilizzate 2 sezioni HEB300 accoppiate.



figura 3.21 – Prospetto Ovest

In figura 3.21 e figura 3.22 sono riportati il prospetto Ovest ed il prospetto Est della basilica dai quali si possono leggere le altezze dei vari macro-elementi che costituiscono la cattedrale. Il campanile è alto 27 metri, il timpano del presbiterio 18 metri circa, la cappella dei martiri 11 metri circa, l'abside 15.5 metri ed il timpano della facciata è alto circa 16 metri.



figura 3.22 – Prospetto Est

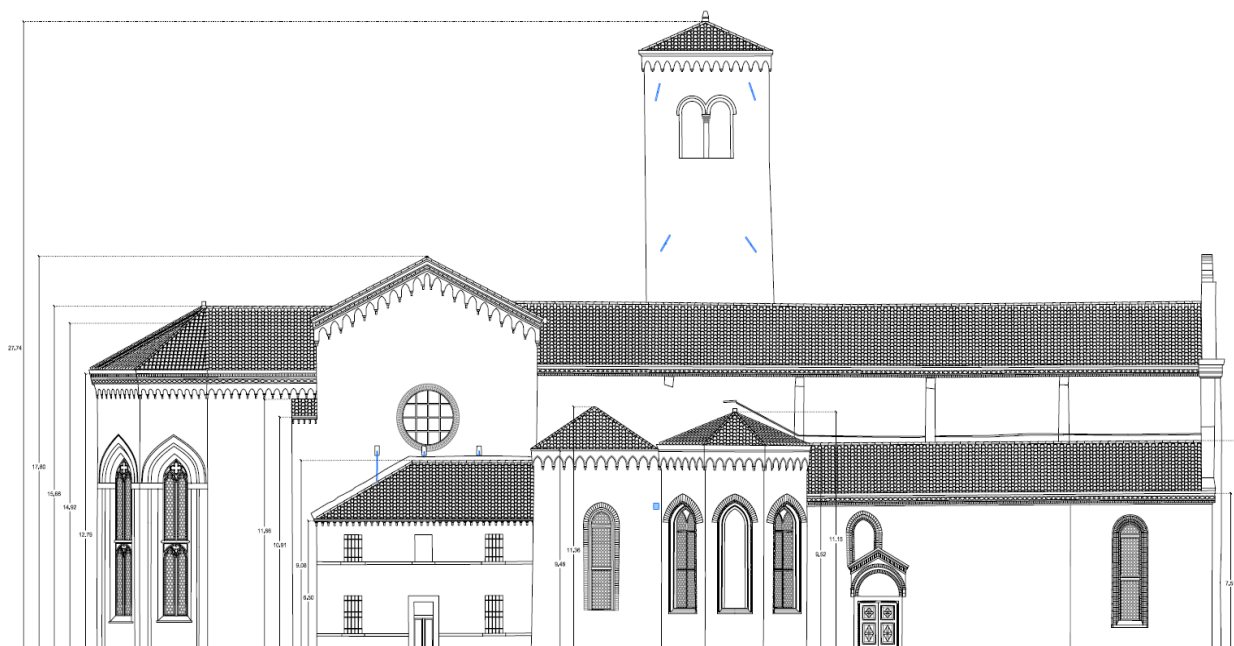


figura 3.23 – Prospetto Nord

In figura 3.23 e figura 3.24 sono riportati il prospetto Nord ed il prospetto Sud della cattedrale, anche da questi si possono individuare le altezze dei vari macro-elementi. Le navate esterne hanno altezza massima pari a 9.5 metri circa e la canonica, nel punto più alto della copertura, presenta un'altezza pari a 9 metri circa.



figura 3.24 – Prospetto Sud

In figura 3.25 è riportata una sezione trasversale della basilica effettuata subito dopo la facciata. La sezione evidenzia la copertura in capriate lignee della cattedrale, ed evidenzia inoltre l'estensione degli scavi al di sotto di essa. In figura 3.26 è riportata una sezione trasversale della cattedrale effettuata in corrispondenza del campanile. Dalla sezione si possono notare le volte a crociera presenti nella cappella a nord e a sud.

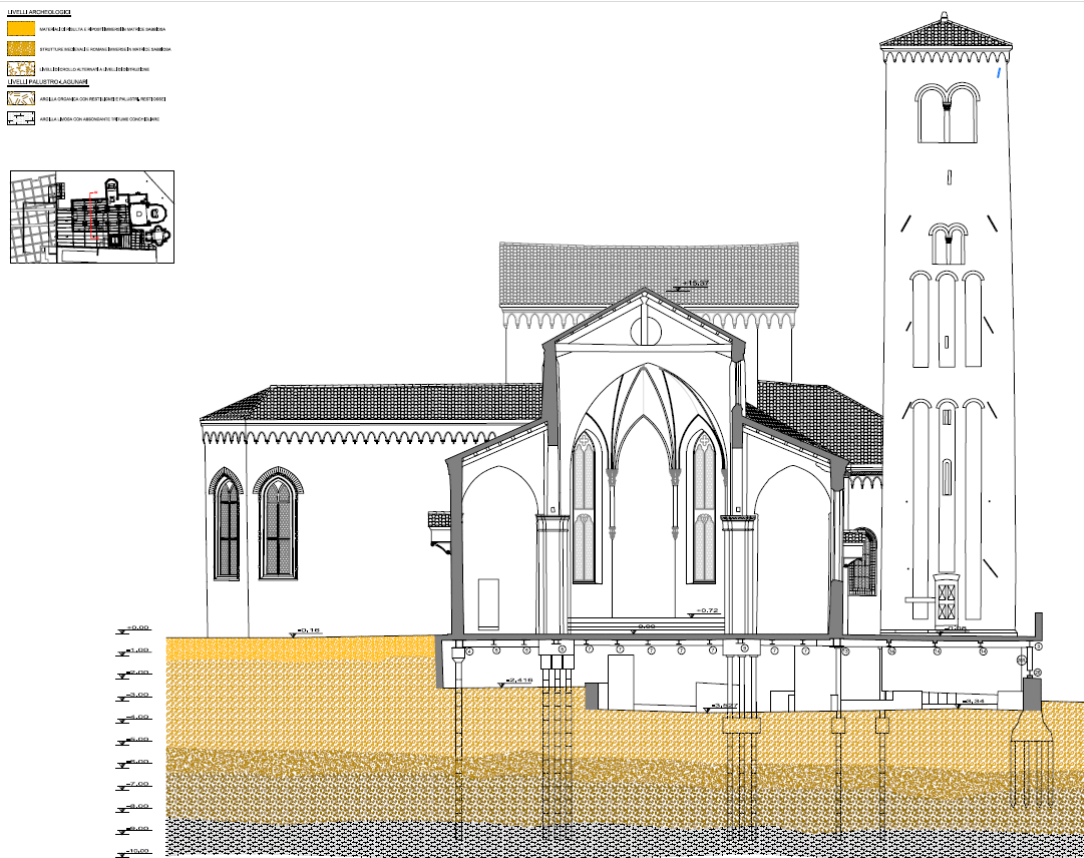


figura 3.25 – Sezione trasversale

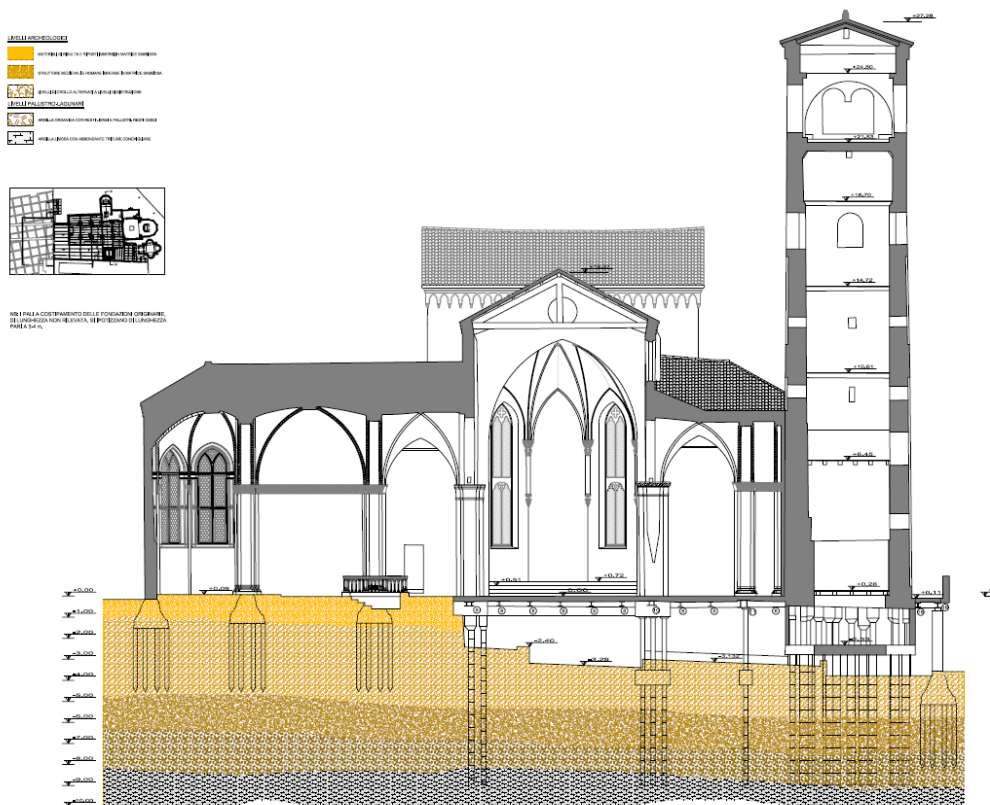


figura 3.26 – Sezione trasversale

In figura 3.27 è riportata una sezione trasversale effettuata in corrispondenza della canonica.

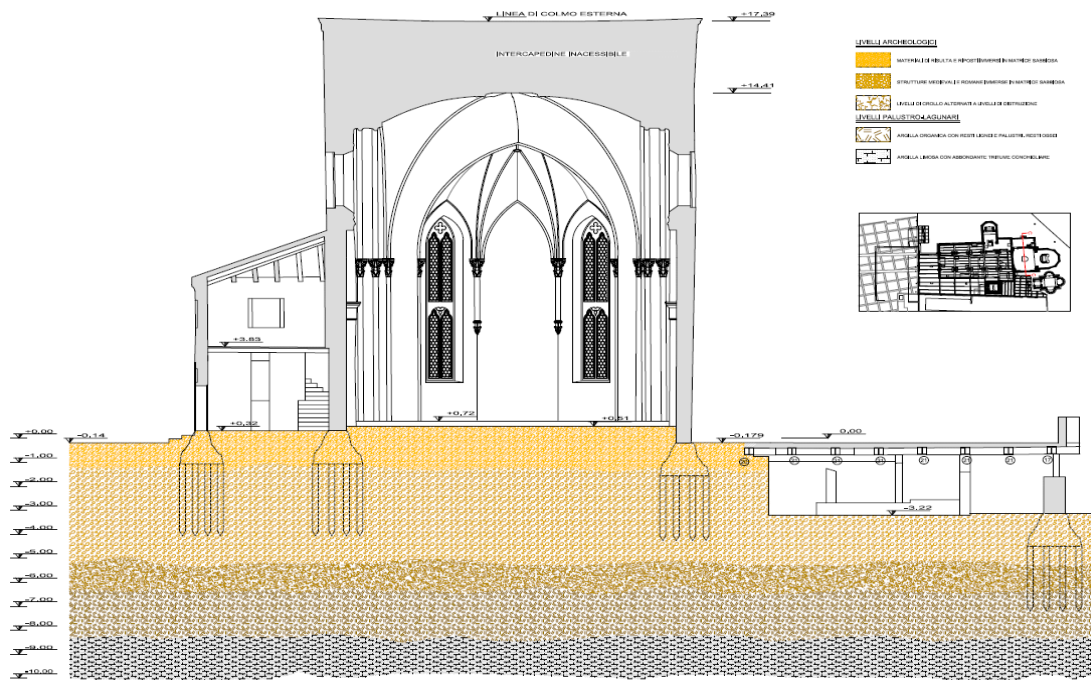


figura 3.27 – Sezione trasversale

In figura 3.28 è riportata una sezione longitudinale della cattedrale dalla quale si può notare l'estensione degli scavi effettuati al di sotto di essa.

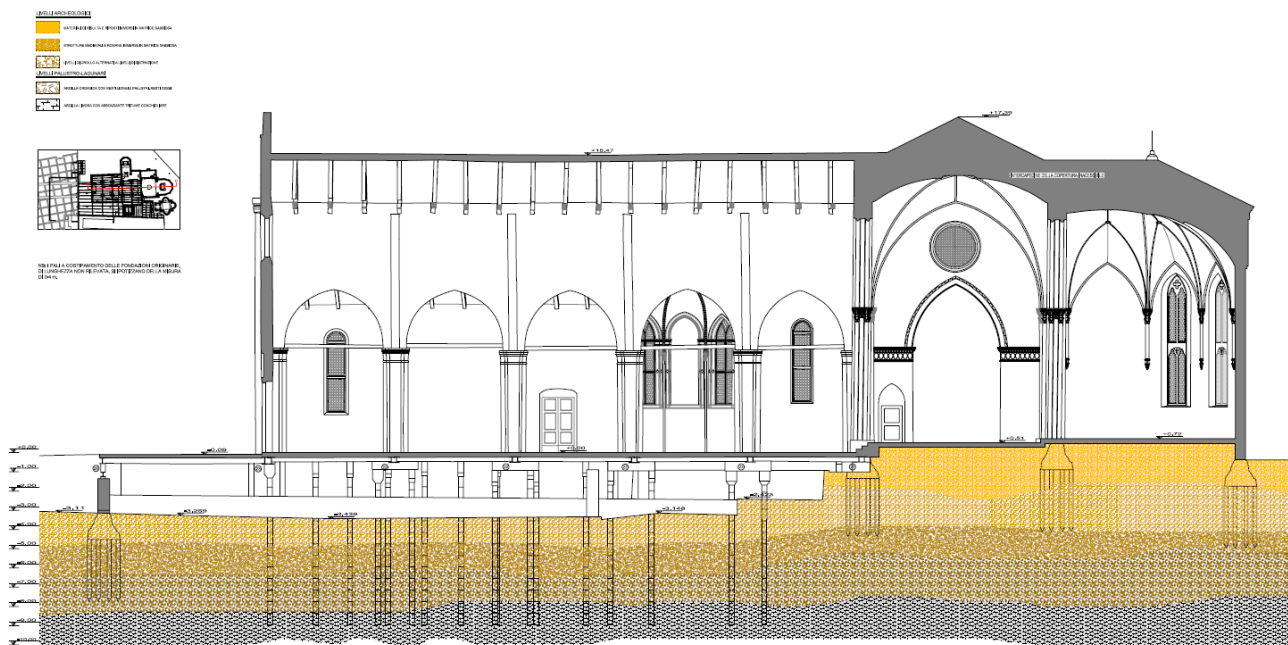


figura 3.28 – Sezione longitudinale

In figura 3.29 è riportata una sezione longitudinale effettuata in corrispondenza del campanile e del battistero.

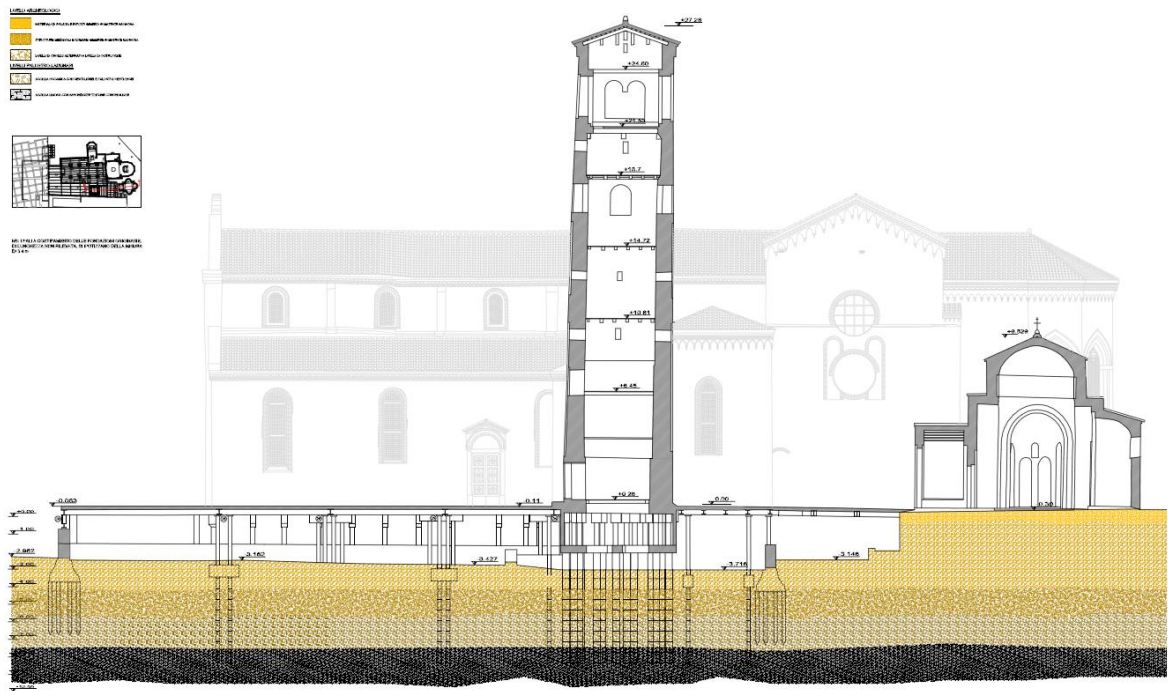


figura 3.29 – Sezione longitudinale

3.4.1 Dissesti statici

Il complesso monumentale ha subito nei decenni passati, diversi interventi di consolidamento, tra i quali la sostituzione delle teste dei pali mega che presentavano evidenti disassamenti dalla verticale [3.9]. La parte fuori terra dei pali mega in figura 3.31 è stata sostituita con colonne tubolari in acciaio.

Nonostante i numerosi lavori eseguiti tuttavia il complesso non risulta in buono stato. Dai rilievi eseguiti nel 2004 [3.7] si evidenziavano numerose problematiche. Esse sono imputabili ai cedimenti differenziali tra la parte di basilica ancora fondata su terreno e la parte sostenuta dalla palificata.

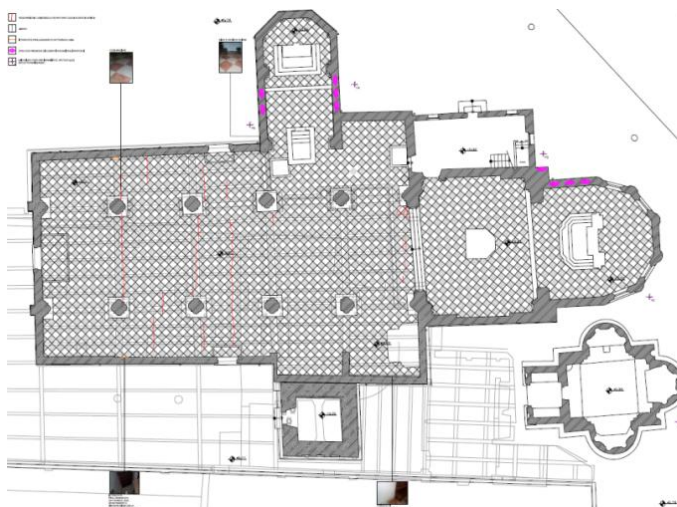


figura 3.30 – Localizzazione dei pali a costipamento (evidenziati in viola) nella parte non sottofornata [3.11]

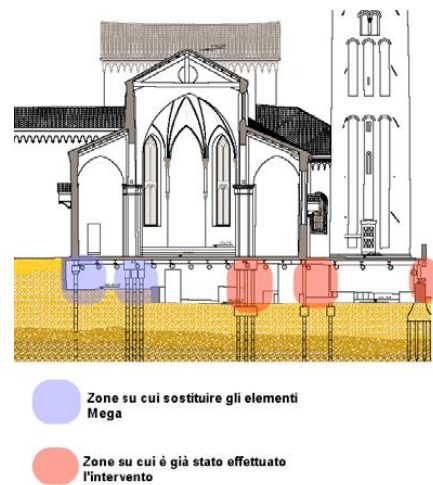


figura 3.31 – Zone in cui si devono ancora sostituire i pali mega [3.9]

La fondazione della parte di basilica ancora non sottofondata risulta pressoché ignota. Dato il ritrovamento di pali di legno a costipamento nella fondazione del campanile durante i lavori eseguiti negli anni '50, si ritiene possibile che anche per la basilica (che però è antecedente alla realizzazione della torre campanaria) sia stata utilizzata la stessa tecnica. Quest'ipotesi ha trovato poi fondamento a seguito di indagini G.P.R [3.11] eseguite con antenna da foro che hanno rilevato la possibile presenza di strutture fondazionali ascrivibili a pali in due zone (cappella dei Martiri e lato nord dell'abside, figura 3.30).

Dalle foto delle colonne che sostengono la basilica è possibile vedere che i capitelli delle stesse non realizzano alcun collegamento con le travi dell'impalcato. Sono evidenti pertanto le problematiche che deriverebbero da un evento sismico che interessasse il complesso. La struttura allo stato di fatto risulta essere quasi completamente labile alle azioni orizzontali e presenta una evidente irregolarità in pianta data dal fatto che parte di essa poggia ancora sul terreno e non sulla palificata.



figura 3.32 – Immagine del “collegamento” trave-colonna

Allo stato di fatto il complesso monumentale presenta i seguenti dissesti statici:

- fessurazioni degli intonaci: concentrate in particolare in chiave agli archi dei setti della navata centrale e in chiave alle volte delle cappelle laterali;
- fessurazioni delle murature, in particolare sulle cornici delle finestre;
- disassamento delle capriate lignee che coprono la navata centrale;
- disassamento delle colonne di sottofondazione.

Per la lettura delle figure di seguito riportate si fa riferimento alla presente legenda.

 FESSURAZIONI E LESIONI SULLA MURATURA E SUGLI ELEMENTI LAPIDEI	 PATINA DATA DALLA PRESENZA DI VEGETAZIONE
 ELEMENTI METALLICI	 INTONACO IN CEMENTO
 UMIDITA' DI RISALITA	 INTERVENTO DI RESTAURO -1906-

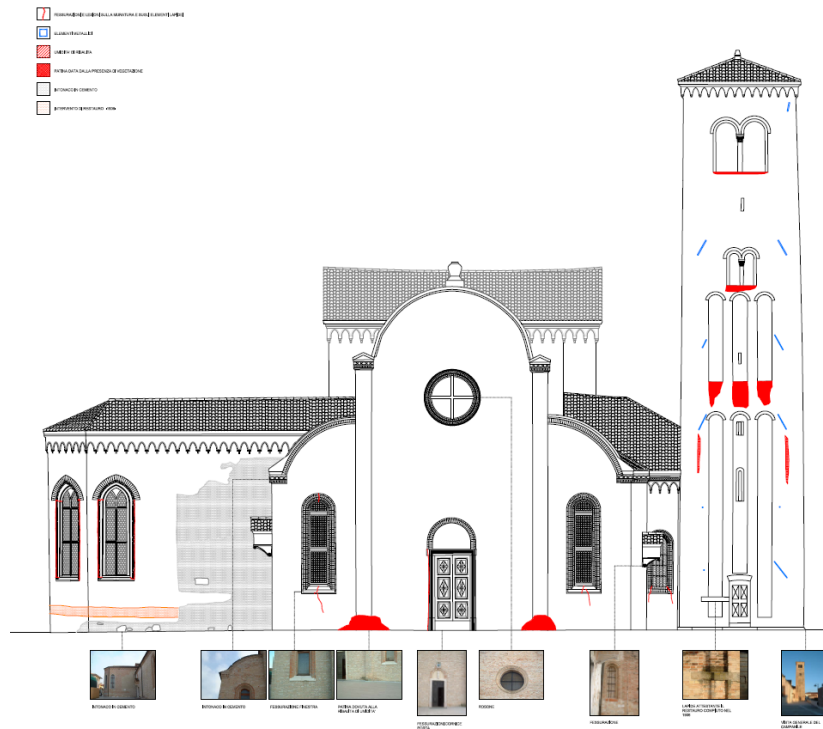


figura 3.33 – Mappa delle lesioni – Prospetto Ovest

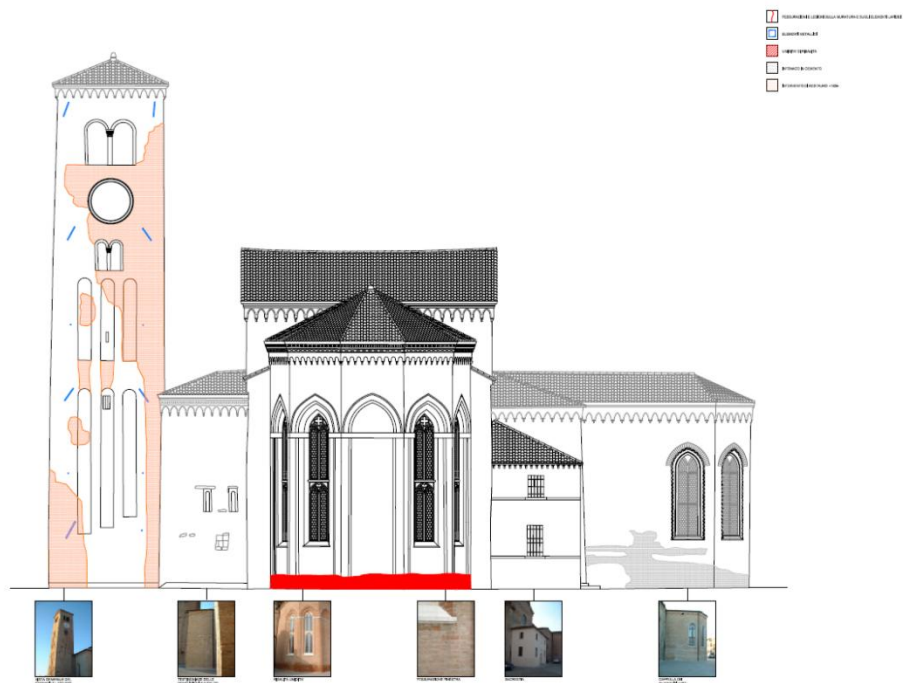


figura 3.34 – Mappa delle lesioni – Prospetto Est

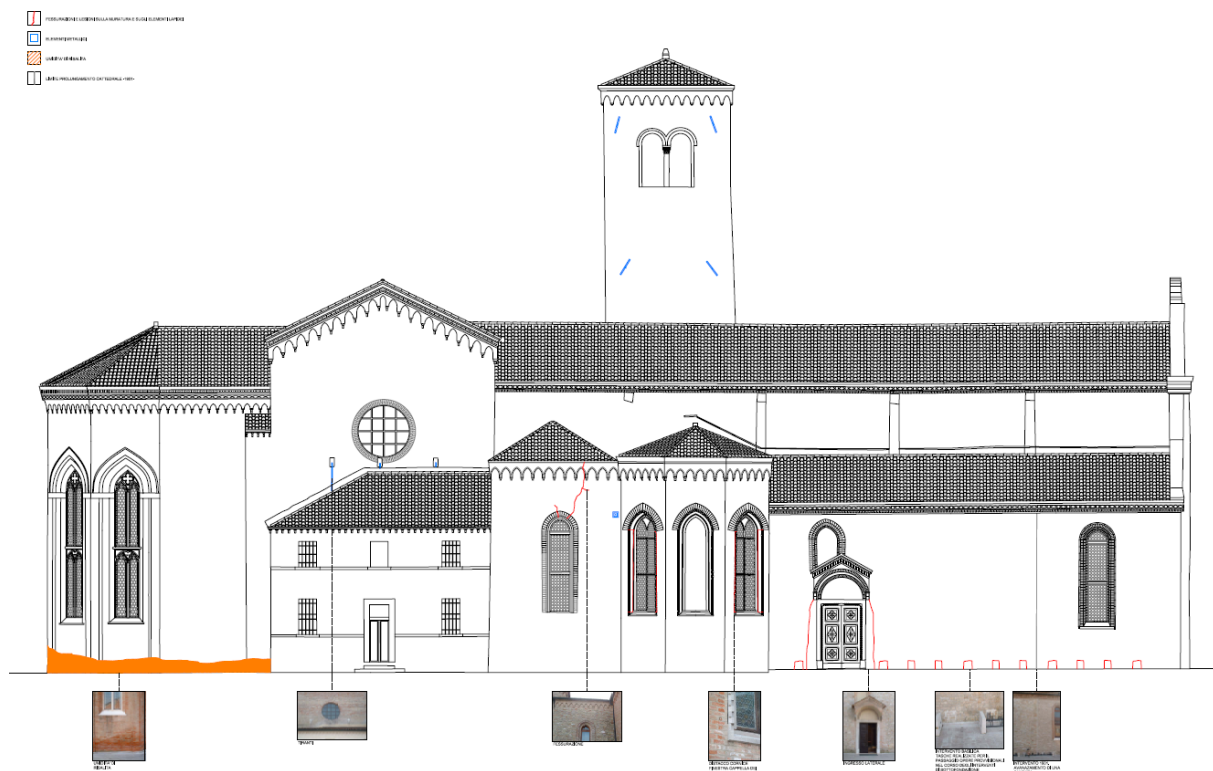


figura 3.35 – Mappa delle lesioni – Prospetto Nord



figura 3.36 – Mappa delle lesioni – Prospetto Sud

Le tavole di rilievo evidenziano le caratteristiche dei tipi di degrado presenti: fessurazioni, presenza di macchie di umidità nelle opere murarie e dissesti statici delle opere di fondazione, nonché la presenza di processo di corrosione in atto sui coprigiunti degli elementi dei pali mega o addirittura l'assenza di questi ultimi.

Per far fronte ai dissesti tuttora in atto che hanno portato al disassamento delle colonne dell'interrato, è stato adottato un insieme di opere provvisionali che lavorando per contrasto sostengono la fila di plinti sottostanti la fila di pilastri sul lato nord della basilica.



figura 3.37 – Opere provvisionali

3.4.2 Il modello numerico della Basilica

L'analisi numerica dello stato di fatto e della successiva proposta di miglioramento sismico riguarderanno solo la Basilica e il Campanile, che sono stati oggetto dell'intervento di sottfondazione, e non riguarderanno invece il Battistero.

La sotto-struttura si presenta piuttosto complessa. Tramite i rilievi a disposizione risulta complicato stabilire univocamente e con precisione tutti i livelli di imposta delle strutture esistenti e perciò per semplicità si sono assunte le sole tre quote seguenti:

- Livello -3,3m: livello del piano di fondazione delle colonne che sostengono il campanile.
- Livello -3m: livello del piano di fondazione dei pali di calcestruzzo armato sostenenti la Basilica. Per le analisi effettuate i pali verranno trattati come colonne il calcestruzzo armato.
- Livello 0: sarà la quota a cui si trova la parte di basilica ancora poggiante sul terreno.

Ulteriori livelli, che comunque non si discostano da quelli appena definiti per più di 50 cm, non sono stati considerati, ma attribuiti al più vicino dei 3 livelli definiti in precedenza.

Il modello numerico, riportato in figura 3.38 e figura 3.39, vede l'utilizzo di elementi tipo shell e tipo trave, tutti a comportamento elastico lineare. In tabella 3.1 sono riassunti i moduli elastici e le densità di massa dei materiali utilizzati.

tabella 3.1 – Tabella dei materiali

Materiale	Modulo elastico E [MPa]	Densità di massa [kg/m ³]
Muratura	3000	1900
Calcestruzzo	15000	2500
Acciaio	200000	7850
Legno	10000	600

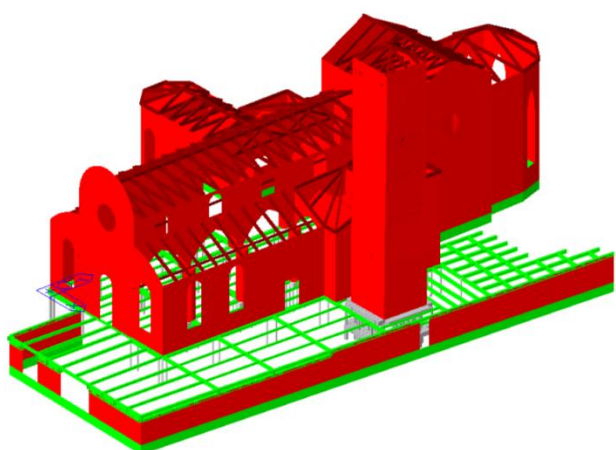


figura 3.38 – Vista prospettica ovest-sud del modello numerico

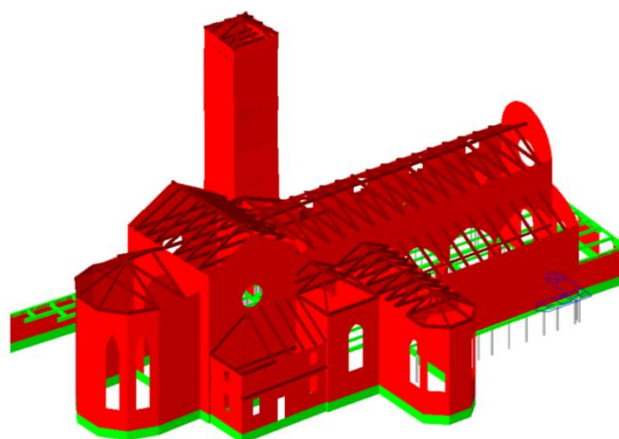


figura 3.39 – Vista prospettica nord-est del modello numerico

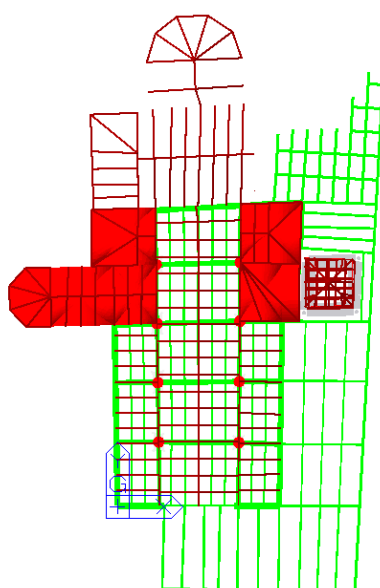


figura 3.40 – Vista in pianta

Il graticcio di travi metalliche che sorregge parte della basilica è modellato mediante elementi beam, come anche i pali mega in calcestruzzo armato che sostengono l'impalcato. Le sezioni metalliche considerate per l'impalcato sono quelle effettive riportate in figura 3.20. I pali mega si sono considerati incastrati al livello -3 metri. La soletta invece viene modellata mediante elementi plate elastici di spessore pari a 10 cm e modulo elastico pari a quello adottato per il calcestruzzo in tabella 3.1 in modo da considerarne l'effettiva rigidità membranale. La soletta è appoggiata nei lati ovest e sud del complesso ad un muro di contenimento. Questo muro però costituisce soltanto un appoggio verticale per la soletta, ma non impedisce gli spostamenti orizzontali nel piano, riproducendo la condizione di labilità alle azioni orizzontali dell'opera.

Il terreno sul quale appoggia parzialmente la basilica viene modellato mediante un letto di molle alla Winkler di costante elastica pari $k_w=0.7 \text{ kg/cm}^3$ (valore compatibile con la stratigrafia a disposizione [3.10]), nelle zone dove sono presenti i pali a costipamento (figura 3.30) tale valore è stato amplificato a $k_w= 50 \text{ kg/cm}^3$.

Anche se le pareti delle Basilica e del Campanile sono state realizzate in diverse epoche e hanno varie tipologie, per semplicità la muratura viene considerata omogenea e modellata mediante elementi plate triangolari a tre nodi. Per l'assegnazione delle proprietà si sono andati a identificare diversi macro-elementi che costituiscono i paramenti murari della Basilica, soprattutto nell'ottica di assegnarne il corretto spessore. Si riporta di seguito un elenco dei macro-elementi che costruiscono la sovrastruttura del complesso monumentale, con i relativi spessori dei paramenti murari:

- la facciata, $s = 55 \text{ cm}$;
- le pareti longitudinali, $s = 55 \text{ cm}$;
- le pareti della navata centrale, $s = 40 \text{ cm}$;
- le cappelle a sud, muri $s = 55 \text{ cm}$, volte a crociera $s = 14 \text{ cm}$;
- le cappelle a nord, muri $s = 55 \text{ cm}$, volte a crociera $s = 14 \text{ cm}$;
- il presbiterio, $s = 60 \text{ cm}$;
- l'abside, $s = 50 \text{ cm}$;
- la canonica, $s = 45 \text{ cm}$;
- il campanile, $s = 100 \text{ cm}$.

Le capriate e la copertura lignea sono discretizzate mediante elementi beam. Il piano di copertura non viene discretizzato, ma agli elementi di copertura viene assegnato un carico e una massa equivalente al peso della copertura stessa.

Per la valutazione dello stato tensionale della basilica dovuto ai carichi statici sono stati considerati solo i carichi permanenti, in particolare:

- il peso proprio delle murature (che costituisce gran parte del carico);
- il peso della copertura in capriate lignee 3 kN/m^2 ;
- il peso dei solai in latero-cemento della canonica e del piano più alto del campanile 5 kN/m^2 ;
- il peso delle volte realizzate in incannucciato presenti sul presbiterio e sull'abside 2 kN/m^2 .

3.4.3 Analisi statica per carichi verticali

Con il modello numerico dello stato di fatto al §3.4.2 si è cercato di riprodurre la situazione esistente del complesso monumentale allo scopo di verificare se il quadro fessurativo determinato dai rilievi può essere causato da un cedimento differenziale in atto tra la parte sotto-fondata e quella ancora appoggiata sul terreno. La parte sottofondata della Cattedrale di Santo Stefano è sostenuta da un impalcato a graticcio di travi metalliche, a sua volta sostenuto da pali mega, pertanto nella modellazione numerica tale zona viene considerata fissa al suolo. La fondazione della parte non sottofondata invece è ancora appoggiata sul terreno ed è quindi considerata deformabile. Come anticipato in precedenza, nella descrizione del modello numerico, per la parte di struttura ancora appoggiata sul terreno si è considerata la possibile presenza di pali a costipamento, utilizzando nel modello due costanti elastiche di Winkler diverse. In figura 3.41 e figura 3.42 sono riportati i “contour” degli spostamenti verticali dovuti alle azioni dei carichi permanenti elencati in precedenza.

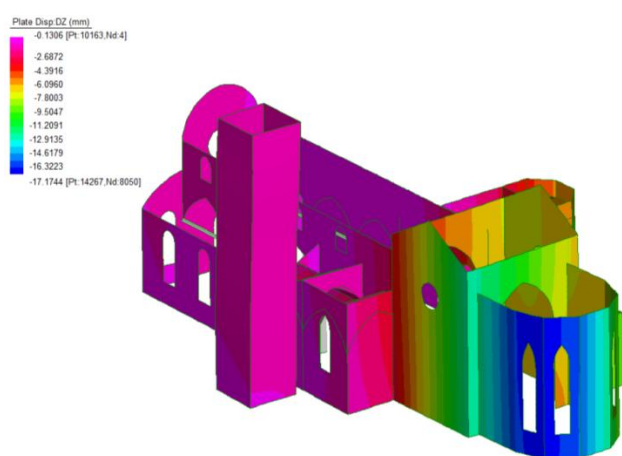


figura 3.41 – Spostamenti verticali – Vista Est-Sud

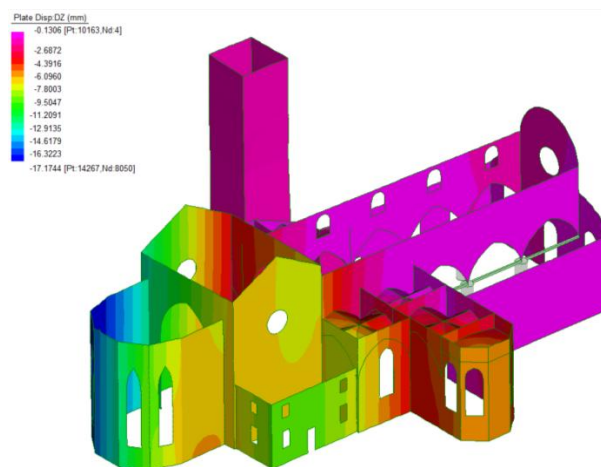


figura 3.42 – Spostamenti verticali – Vista Est-Nord

L’analisi statica determina un cedimento massimo di circa 2 cm nella zona a sud-est dell’abside. Questa configurazione di spostamento determina lo stato tensionale di Tresca riportato in figura 3.43 e figura 3.44.

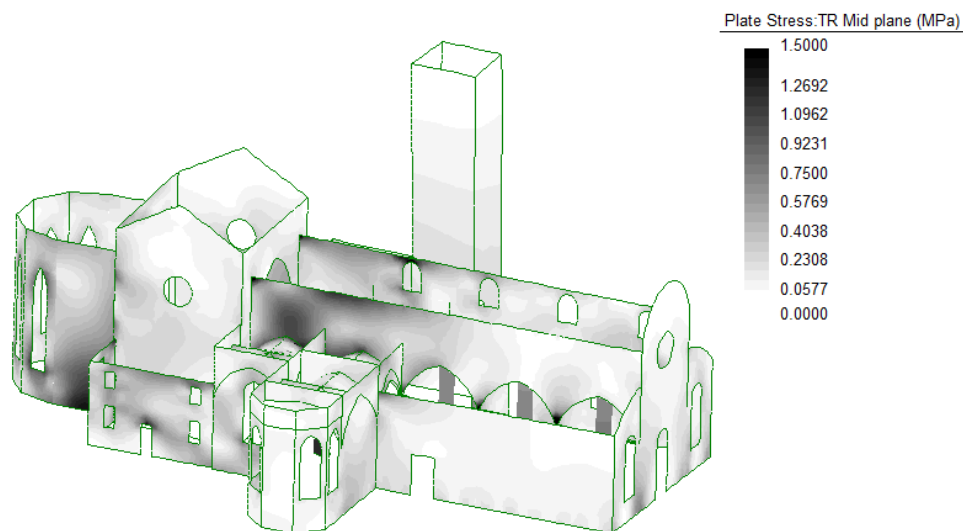


figura 3.43 – Stato tensionale – Vista Ovest-Nord

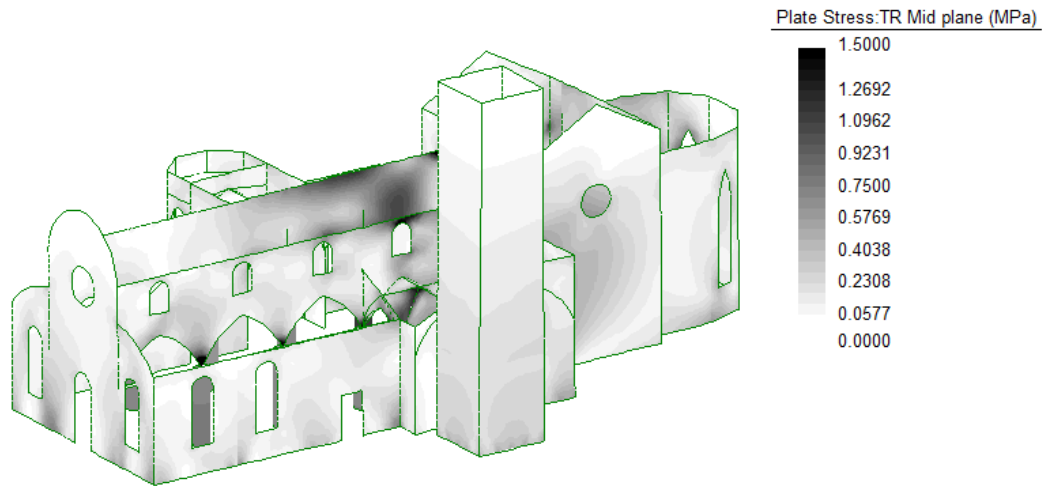


figura 3.44 – Stato tensionale – Vista Ovest-Sud

In figura 3.47, figura 3.48, figura 3.45 e figura 3.46 è riportata la mappa delle tensioni di trazione che si rilevano nella muratura. La distribuzione delle tensioni di trazione, che fornisce una prima indicazione sulla possibile formazione di fessure, risulta in accordo con i quadri fessurativi riscontrati nella fase di rilievo.

Le zone con possibile fessurazione sono infatti le cornici delle finestre, le chiavi degli archi e delle volte a crociera. Risulta poi in trazione la parte di muratura che corrisponde agli spigoli della porta d'entrata della facciata.

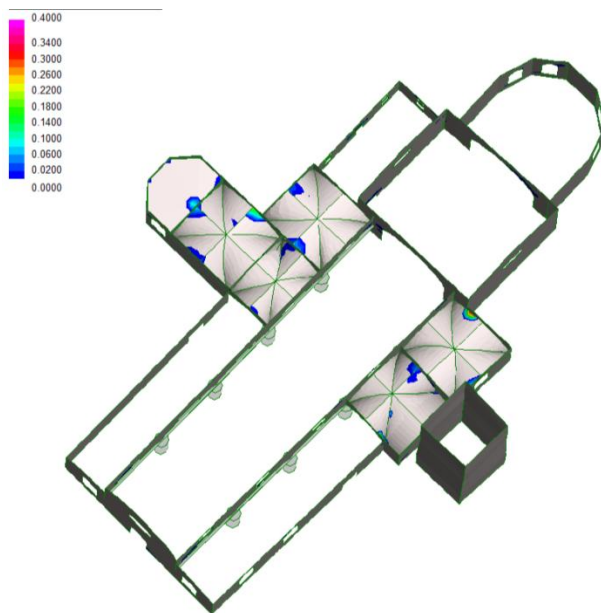


figura 3.45 – Tensioni di trazione – Vista dall'alto

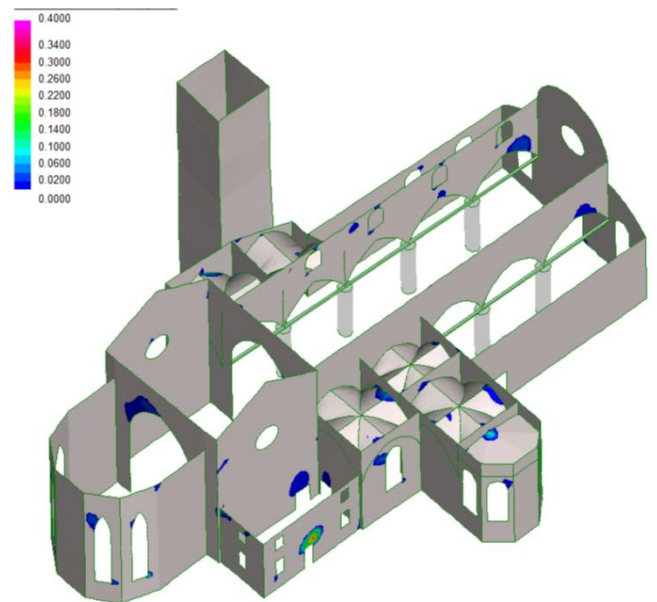


figura 3.46 – Tensioni di trazione – Vista Est-Nord

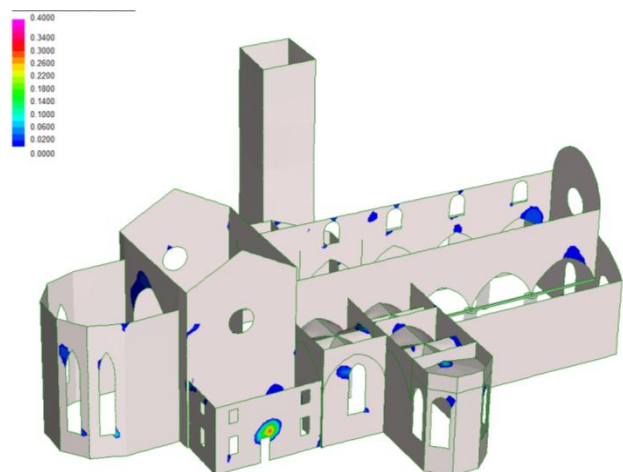


figura 3.47 – Tensioni di trazione – Vista Est-Nord

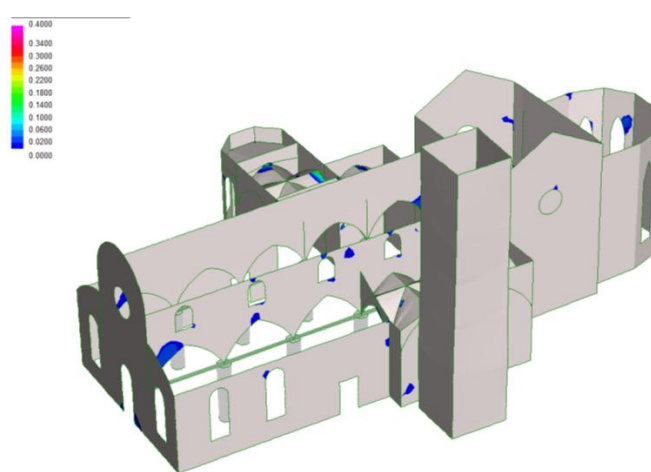


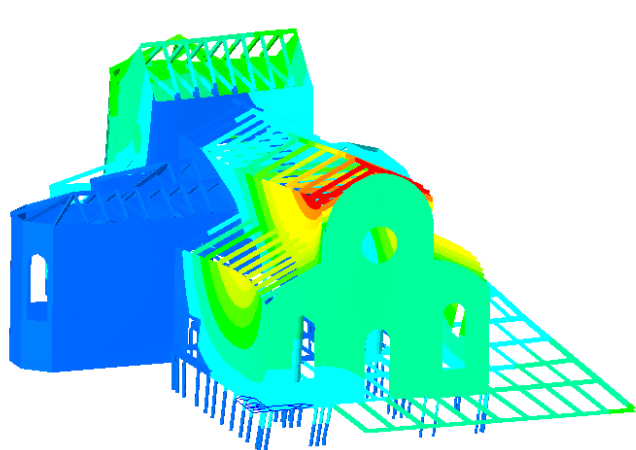
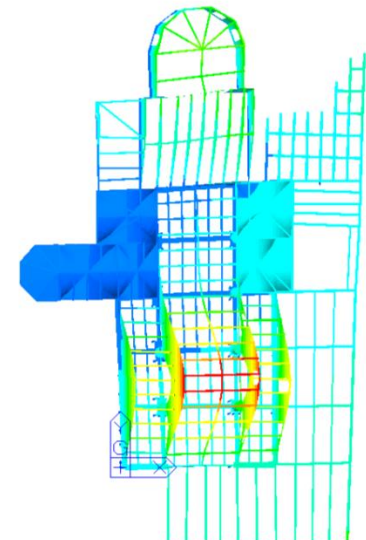
figura 3.48 – Tensioni di trazione – Vista Ovest-Sud

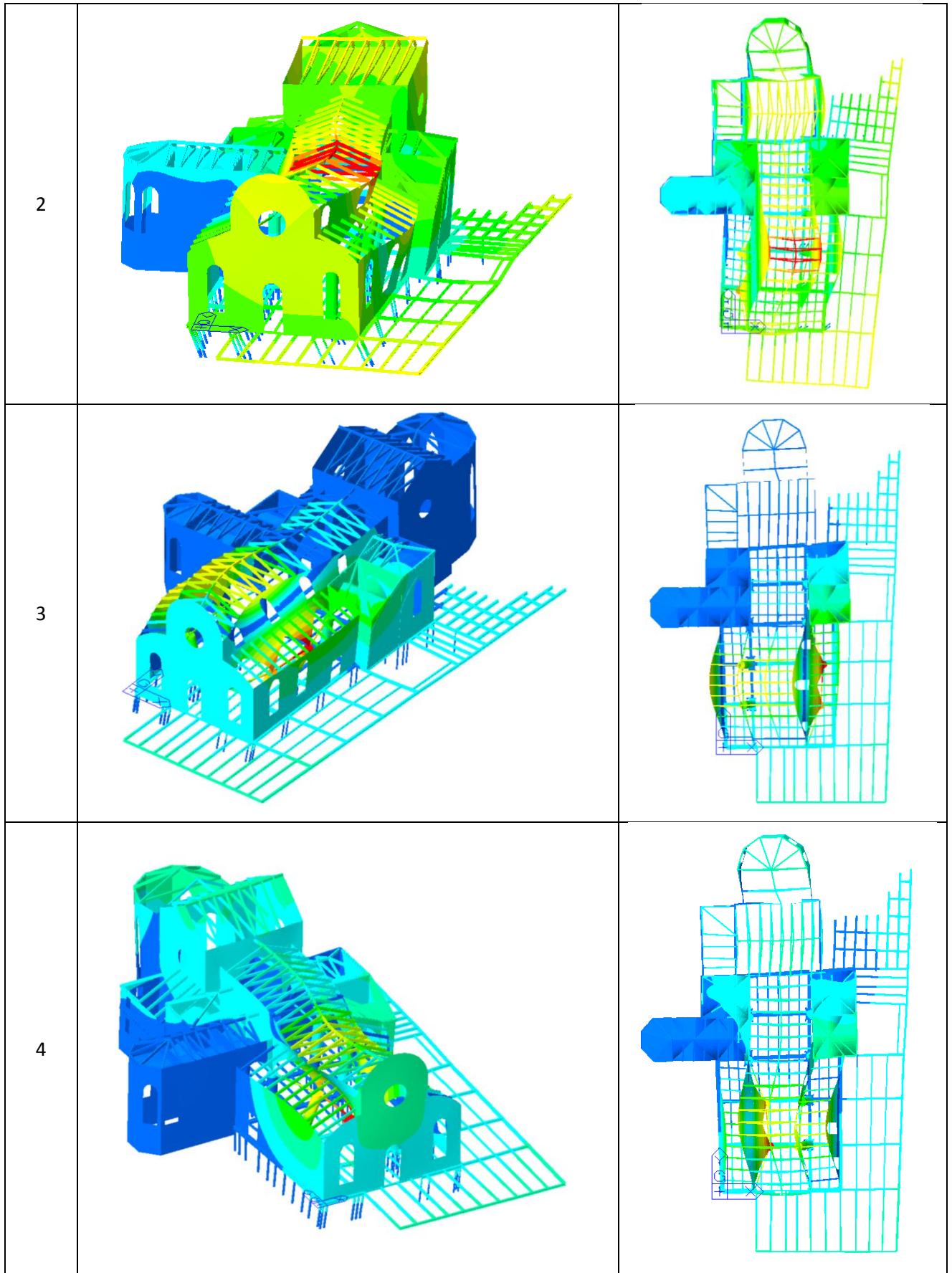
3.4.4 Analisi modale dello stato di fatto

Si riportano in tabella 3.2 i modi di vibrare della basilica allo stato di fatto ed in figura 3.49 le rispettive forme di vibrazione. Si può notare come i primi due modi di vibrare evidenziano la labilità alle azioni orizzontali della parte sottofondata della basilica.

tabella 3.2 – Modi di vibrare della basilica e masse partecipanti

Mode	Frequency [Hz]	Period [s]	MASS X(%)	MASS Y(%)
1	1.78	0.56	40.50	2.54
2	2.59	0.39	3.59	21.83
3	2.74	0.36	3.83	0.13
4	2.91	0.34	9.95	2.68
5	3.32	0.30	0.96	10.95

Mode	Shape	Shape
1		



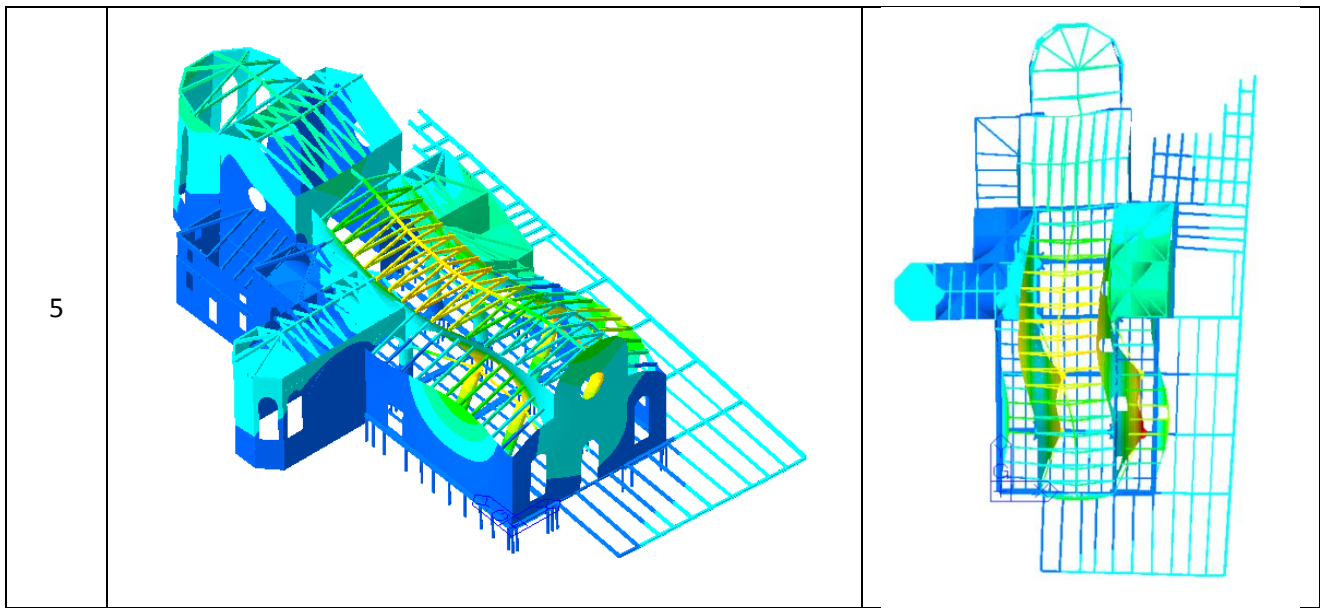
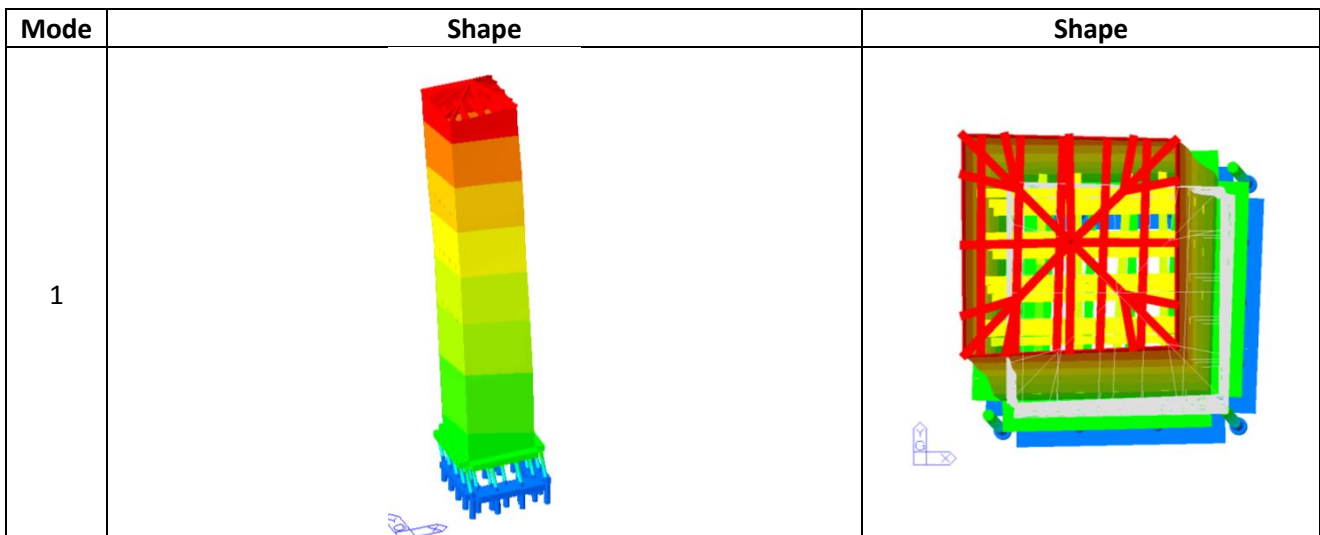


figura 3.49 – Forme modali della basilica

Si riportano inoltre, in tabella 3.3 e in figura 3.50 i modi di vibrare e le rispettive forme di vibrazione della torre campanaria. Le percentuali di massa sono riferite alla sola massa del campanile.

tabella 3.3 – Modi di vibrare della basilica e masse partecipanti

Mode	Frequency [Hz]	Period [s]	MASS X(%)	MASS Y(%)
1	1.22	0.82	39.31	47.72
2	1.25	0.79	47.72	39.53



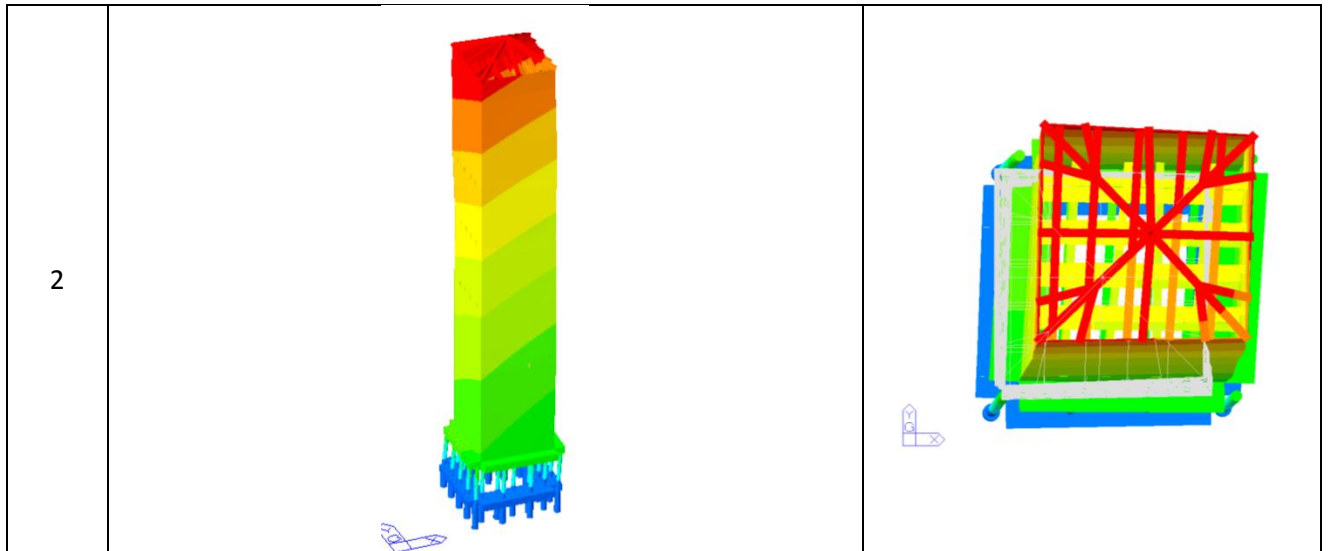


figura 3.50 –Forme modali del campanile

3.5 Proposta di intervento

Allo scopo di dotare il complesso monumentale di un sistema in grado di sopportare eventuali azioni sismiche, si è ipotizzato di utilizzare un sistema di dissipatori fluido-viscosi, da predisporre a livello dell'impalcato, che ha la funzione di dissipare l'energia prodotta dall'evento sismico.

Poiché la basilica è appoggiata solamente in parte su un impalcato che invece sostiene completamente il campanile, il primo passo per la realizzazione dell'intervento richiede di "regolarizzare" la risposta dell'edificio eseguendo degli scavi al di sotto della zona presbiteriale ed absidale, ricostruendo la pavimentazione della chiesa e ponendo la stessa su colonne, in modo da uniformare lo schema di queste zone a quello della restante parte di Basilica. Il campanile rimarrà perciò collegato alla Basilica tramite l'impalcato.

Data la precaria situazione statica della parte superiore dei pali mega rimasti e visto anche il loro precario collegamento all'impalcato si è ritenuto adeguato ipotizzare di sostituirli con colonne tubolari in acciaio (riempite al loro interno di calcestruzzo solamente per evitare fenomeni di instabilità della camicia d'acciaio), come già fatto per il sistema di colonne a sud [3.9]. Per le colonne a sostegno della basilica si utilizza una sezione circolare di diametro pari a 230 mm e spessore 10 mm, mentre per quelle a sostegno della torre campanaria viene adottato un diametro pari a 260 mm e spessore 10 mm. Tutte saranno alte 3 m, uniformando così le altezze di piano. Una volta realizzato l'impalcato, il passo successivo consiste nel realizzare i diaframmi che devono opporsi alle azioni orizzontali date dal sisma. I diaframmi sono costituiti da setti di calcestruzzo di sezione 80 x 250 cm e profondità pari a 16 metri, lunghezza necessaria ad intercettare lo strato di ghiaia su cui sono posati i anche i pali della sottofondazione.

In una prima ipotesi si era pensato di disporre i diaframmi sui quattro lati della struttura nelle due direzioni principali del sisma. Tale ipotesi è stata scartata a causa dei vincoli archeologici ed urbani che caratterizzano il complesso. Come si vede infatti dalla figura 3.51, a ovest e a sud del complesso sono presenti scavi archeologici che non permettono la realizzazione dei diaframmi. Per contro lungo i lati nord-est sono presenti case e strade che sono però ad una distanza tale da permettere con adeguati accorgimenti la realizzazione dell'intervento. Si è quindi deciso di costruire i diaframmi solamente lungo il perimetro nord ed est del complesso.

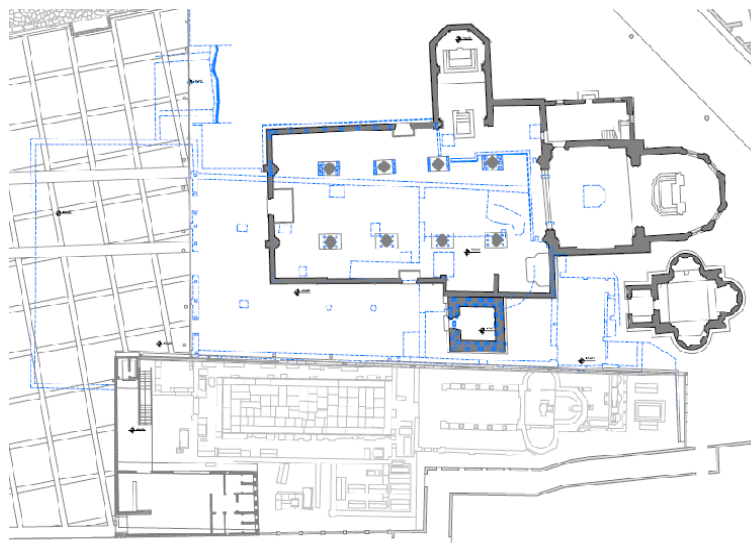


figura 3.51 – Condizioni al contorno del complesso

In figura 3.52 è riportata l'area interessata dal nuovo impalcato e la parte del perimetro in cui è possibile realizzare i diaframmi in calcestruzzo (doppia linea con puntini).

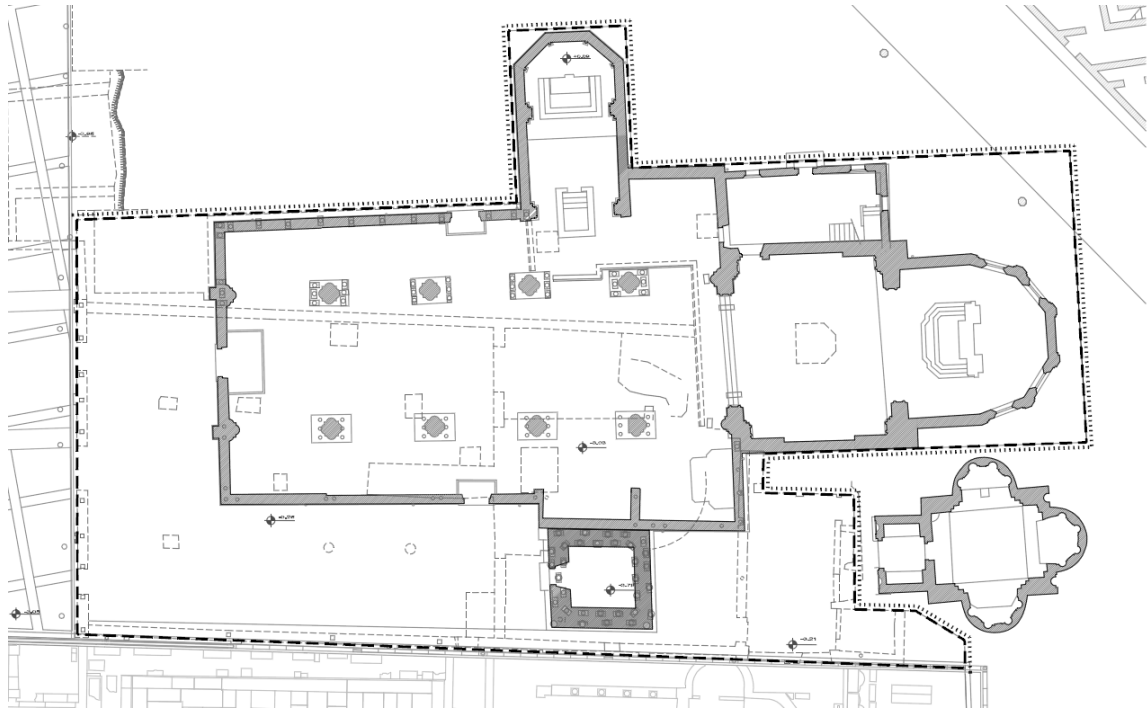


figura 3.52 – Nuovo impalcato e perimetro con possibile introduzione dei diaframmi

Successivamente si è proceduto al posizionamento dei diaframmi in modo che essi realizzino un sistema resistente, insieme alle colonne di impalcato, in grado di ostacolare la formazione di coppie torcenti conseguenti all'azione sismica.

Questo obiettivo viene raggiunto disponendo i diaframmi in modo tale che il centro di rigidità del sistema resistente (colonne più diaframmi) sia circa coincidente col centro di massa della struttura proiettato a livello dell'impalcato.

Facendo riferimento alla figura 3.53 che indica il punto di origine del sistema di coordinate utilizzato (l'origine è presa sullo spigolo Nord della parete di facciata), il centro di rigidità del sistema colonne più diaframmi è determinato con le classiche relazioni.

$$x_r = \frac{\sum_{i=1}^n K_{i,y}^S x_i^S + \sum_{i=1}^n K_{i,y}^C x_i^C}{\sum_{i=1}^n K_{i,y}^S + \sum_{i=1}^n K_{i,y}^C} \quad (3.1)$$

$$y_r = \frac{\sum_{i=1}^n K_{i,x}^S y_i^S + \sum_{i=1}^n K_{i,x}^C y_i^C}{\sum_{i=1}^n K_{i,x}^S + \sum_{i=1}^n K_{i,x}^C} \quad (3.2)$$

dove:

- $K_{i,y}^S$ è la rigidità in direzione y del diaframma i-esimo;
- $K_{i,y}^C$ è la rigidità in direzione y della colonna i-esima;
- x_i^S è l'ascissa che determina la posizione del setto i-esimo;

- x_i^c è l'ascissa che determina la posizione della colonna i-esima;
- $K_{i,x}^s$ è la rigidezza in direzione x del diaframma i-esimo;
- $K_{i,x}^c$ è la rigidezza in direzione x della colonna i-esima;
- y_i^s è l'ordinata che determina la posizione del setto i-esimo;
- y_i^c è l'ordinata che determina la posizione della colonna i-esima.

La rigidezza agli spostamenti orizzontali di ogni singolo diaframma è determinata imponendo uno spostamento unitario in sommità di una trave su suolo elastico alla Winkler che rappresenta l'interazione tra il diaframma in cemento armato ed il terreno. La costante elastica del terreno è assunta crescente in modo lineare con la profondità e varia da $k_w=0.5 \text{ kg/cm}^3$ (a livello del piano dell'impalcato) a $k_w=8.0 \text{ kg/cm}^3$ (a profondità -16m). In questo modo viene determinata una rigidezza orizzontale pari a $K_i^s = 43190 \text{ kN/m}$.

Le coordinate dei diaframmi lungo il perimetro vengono scelte affinché il centro di rigidezza sia circa coincidente col centro di massa di coordinate ($x_m = 10,53 \text{ m}$; $y_m = 24,04 \text{ m}$). Si è deciso di costruire 12 diaframmi, 6 sul lato nord e 6 sul lato est e la loro posizione è riportata in figura 3.53.

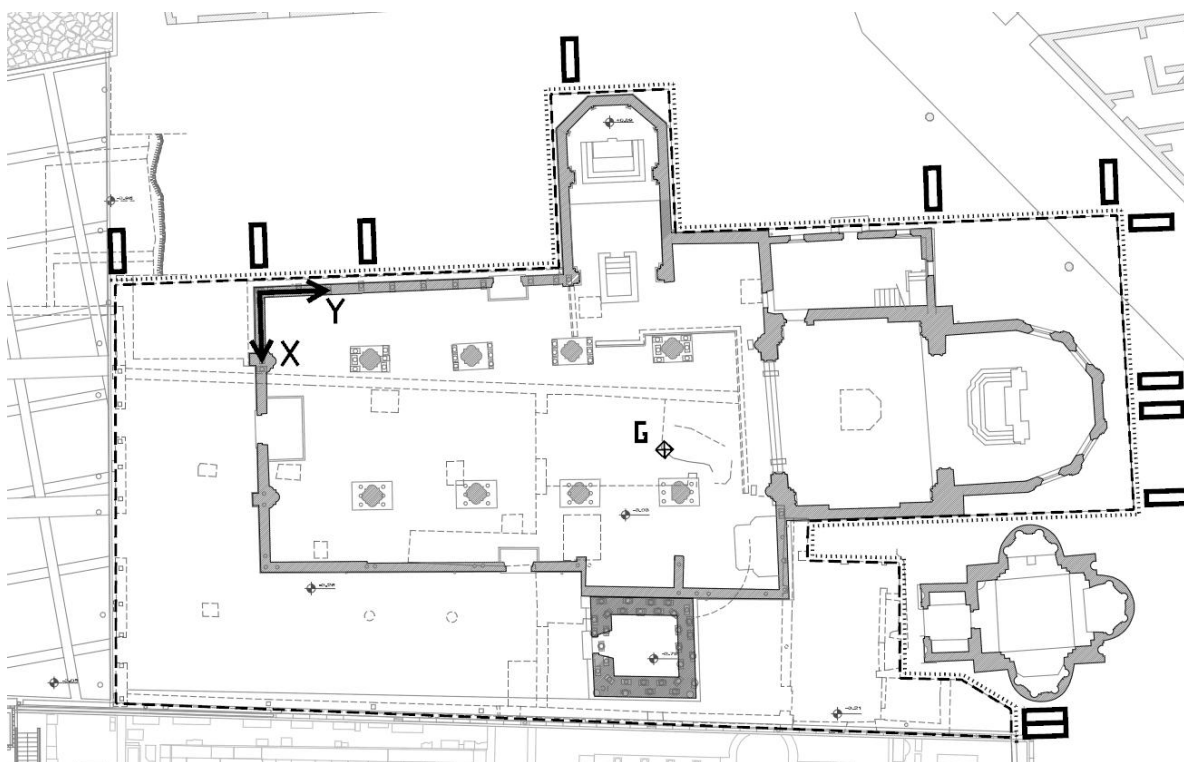


figura 3.53 – Posizione dei diaframmi

Le posizioni dei diaframmi sono descritte dalle coordinate riportate in tabella 3.4:

tabella 3.4 – Coordinate di posizionamento dei diaframmi

Setto n°	1	2	3	4	5	6
Setti lato nord	y = -8,55 m	y = 0,00 m	y = 6,58 m	y = 19,20 m	y = 40,87 m	y = 52,44m
Setti lato est	x = -2,78 m	x = 7,68 m	x = 9,46 m	x = 14,02 m	x = 25,86 m	x = 27,39 m

3.5.1 Progetto del sistema di smorzamento passivo

L'introduzione di un sistema di dissipazione supplementare di energia a livello dell'impalcato ha lo scopo di mantenere in campo elastico sia la sovra-struttura (basilica e torre campanaria) e anche la sotto-struttura (le nuove colonne introdotte).

A questo proposito si determina quindi il limite di spostamento orizzontale per le nuove colonne in acciaio oltre al quale si ha il primo snervamento per presso-flessione. Assumendo che le colonne siano perfettamente incastrate in corrispondenza dell'impalcato e alla base si può determinare il massimo spostamento compatibile con le stesse, mediante le seguenti relazioni [3.13]:

$$M = W \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \right) \left(f_{yd} - \frac{N_{Ed}}{\chi A} \right) \quad (3.3)$$

$$\delta = \frac{Mh^2}{6EJ} \quad (3.4)$$

dove:

- M è il momento flettente massimo, compatibile con il limite superiore elastico delle colonne;
- W è il modulo di resistenza della sezione delle colonne;
- A è l'area delle colonne;
- N_{Ed} è lo sforzo normale agente;
- N_{cr} è lo sforzo normale critico euleriano;
- χ è il coefficiente di stabilità secondo [3.13];
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto [3.13].

Determinando il momento flettente mediante la relazione (3.3) con la (3.4) si determina uno spostamento che tiene in considerazione anche degli effetti dovuti all'instabilizzazione delle colonne. Per la colonna con diametro pari a 230 mm si determina uno spostamento $\delta = 15$ mm.

La costruzione è situata nel Comune di Concordia Sagittaria, in provincia di Venezia, sito caratterizzato da un'accelerazione alla base pari ad $a_g = 0.15g$. Considerando un terreno di tipo C e uno smorzamento pari al 2%, sono determinati gli altri parametri che definiscono lo spettro elastico: $S = 1.25$, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.5$ s, $T_D = 2.0s$, pertanto si determina $PGA[g] = S \cdot a_g = 1.25 \cdot 0.15 g = 0.1875 g$.

Per il dimensionamento del sistema di dissipazione ci si riconduce ad un sistema ad un grado di libertà con rigidezza equivalente a quella delle nuove colonne e dei 12 diaframmi. La massa considerata è quella complessiva di tutta la struttura. L'oscillatore semplice presenta i seguenti parametri:

- rigidezza $K = 481535$ N/mm
- massa $m = 3830$ ton

Pertanto si può ricavare il periodo $T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 0,56$ s. Il periodo dell'oscillatore semplice viene confermato anche dall'analisi modale effettuata sul modello numerico della chiesa posta completamente sull'impalcato e collegata rigidamente ai diaframmi in cemento armato (§3.5.3).

Pertanto la forza che determina uno spostamento di $\delta = 15 \text{ mm}$ dell'impalcato, compatibile con il limite delle nuove colonne, è pari a $K \delta = 7223000 \text{ N}$.

L'accelerazione che determina tale forza si ottiene da $a(T_1) = \frac{K \delta}{m g} = 0,19 \text{ g}$, pertanto si dovrà adottare uno smorzamento che abbassi l'accelerazione dello spettro elastico, pari a $S_e(T_1) = 0,5 \text{ g}$, al livello $a(T_1) = 0,19 \text{ g}$ compatibile con lo spostamento assunto per le colonne.

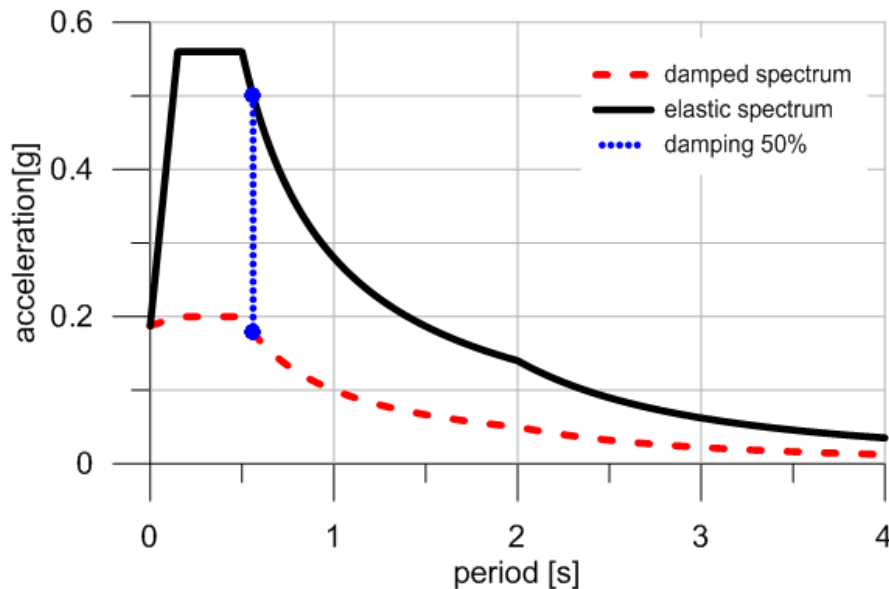


figura 3.54 – Smorzamento dello spettro elastico

Adottando quindi uno smorzamento dello spettro elastico pari al $\xi_{sd,1} = 50\%$, per il periodo $T_1 = 0,56 \text{ s}$ si determina l'ordinata spettrale desiderata, pari a $0,19\text{g}$ (figura 3.54).

Noto lo smorzamento equivalente $\xi_{sd,1} = 50\%$ da garantire affinché la struttura si mantenga in campo elastico durante l'evento sismico di progetto è possibile ottenere la costante di smorzamento viscoso complessiva degli smorzatori da introdurre.

Per un sistema ad un grado di libertà e per dissipatori viscosi lineari la relazione per la stima del coefficiente di smorzamento viscoso $\xi_{sd,1}$ è la seguente [3.15] [3.16]:

$$\xi_{sd,1} = \frac{T_1 C_{Nj} f_j^2}{4\pi \left(\frac{w_i}{g}\right)} \quad (3.5)$$

dove:

- T_1 è il periodo del sistema;
- C_{Nj} è la costante di smorzamento viscoso;
- $\left(\frac{w_i}{g}\right)$ è la massa del sistema;

f_j è il coefficiente di amplificazione dovuto all'orientamento del dispositivo fluido-viscoso (in questo caso assunto pari ad 1 poiché orientato nella direzione del moto).

Invertendo la relazione si determina $C_{Nj} = 42940 \text{ Ns/mm}$, dividendo la costante di smorzamento viscoso per il numero di dispositivi agenti nella direzione di riferimento, si determina la costante di smorzamento viscoso di ogni dispositivo, pari a $C_{N1} = C_{Nj}/6 = 7150 \text{ Ns/mm}$.

3.5.2 Il modello numerico della basilica adeguata

Per descrivere il comportamento dinamico della basilica modificata con l'intervento proposto, e per poterlo confrontare con quello allo stato di fatto, si è modificato il modello numerico della basilica inserendo gli elementi sopra progettati. Si è pertanto discretizzato il nuovo impalcato che andrà ad interessare anche la parte est della basilica, in precedenza sostenuta dal terreno. Inoltre sono state sostituite tutte le colonne in cemento armato esistenti (parte superiore dei pali mega) con profili tubolari in acciaio, come descritto in precedenza.

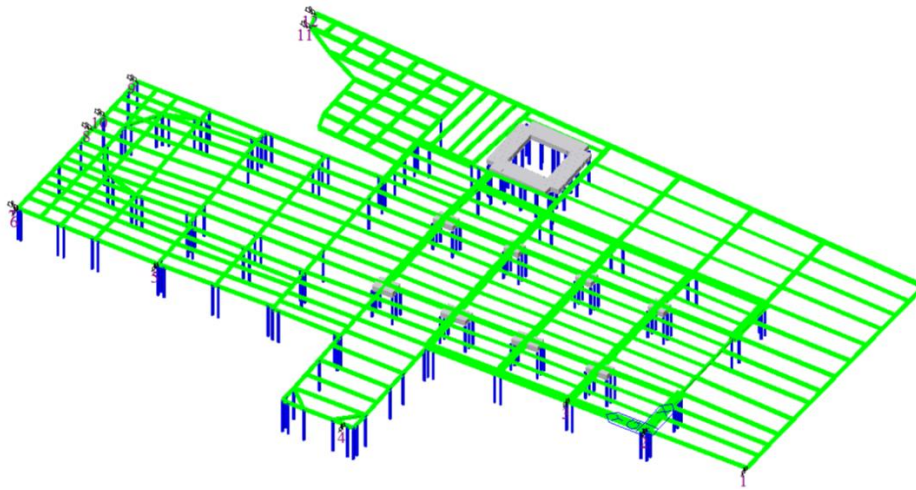


figura 3.55 – Nuovo impalcato e nuovo sistema di colonne

Il sistema di controvento alle azioni orizzontali dato dai diaframmi ed i dissipatori fluido-viscosi lineari è rappresentato mediante molle con comportamento alla Maxwell, che prevedono uno smorzatore posto in serie con una rigidità elastica. Le legge utilizzata, con riferimento alla figura 3.56, è descritta dalle relazioni (3.6) e (3.7), rispettivamente forza e spostamento complessivo del sistema.

$$f = c_d \operatorname{sign}(\dot{d}_d) |\dot{d}_d|^\alpha = k_b d_b \quad (3.6)$$

$$d = d_d + d_b \quad (3.7)$$

Pertanto adottando $\alpha = 1$ e la costante di smorzamento determinata in precedenza $C_{N1} = c_d = 7150 \text{ Ns/mm}$ si descrive il comportamento dei dispositivi fluido-viscosi lineari. Adottando come k_b la rigidità orizzontale dei diaframmi in cemento armato determinata in precedenza, si descrive la rigidità degli stessi e l'interazione tra questi ed il terreno.

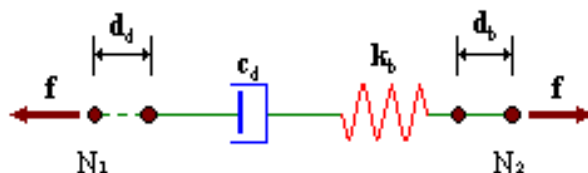


figura 3.56 – Modello di Maxwell

Si riportano in figura 3.57 e figura 3.58 due immagini del modello numerico della basilica adeguata.

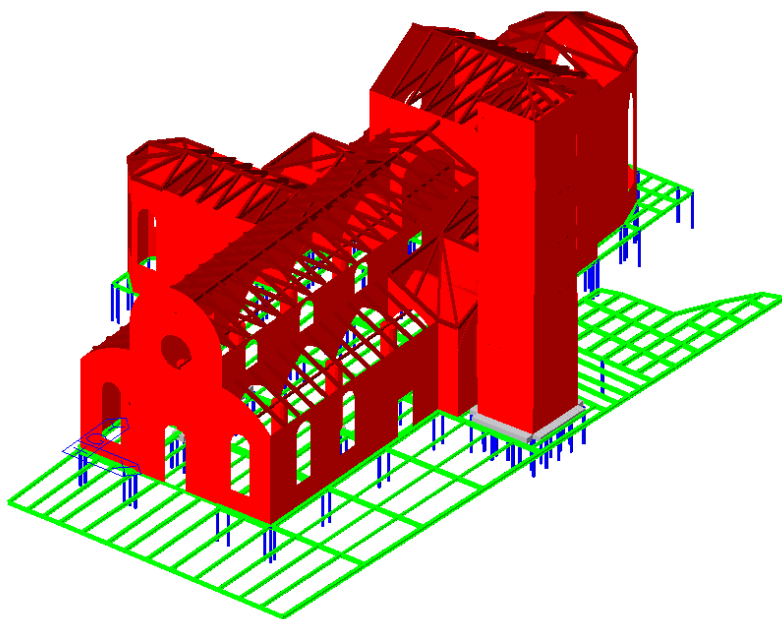


figura 3.57 – Vista ovest-sud del modello numerico della basilica con l'intervento di adeguamento

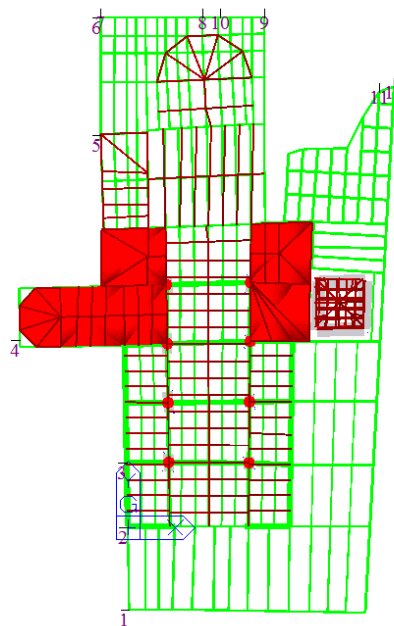


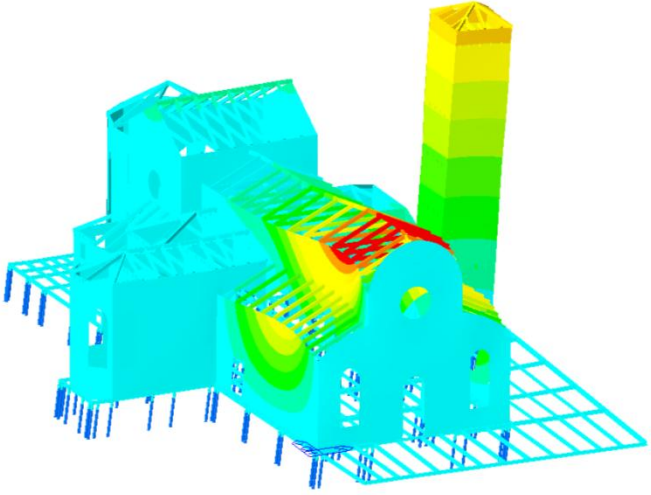
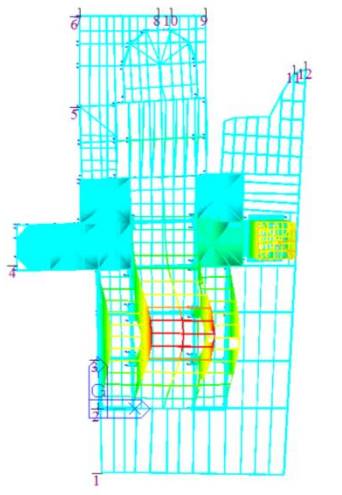
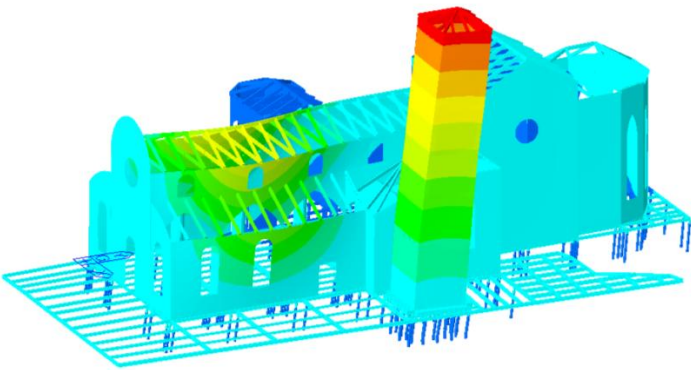
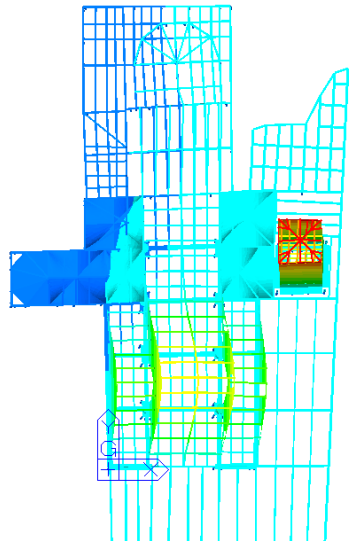
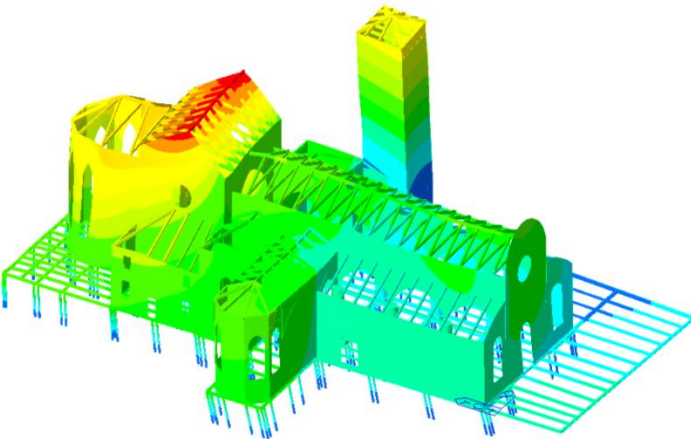
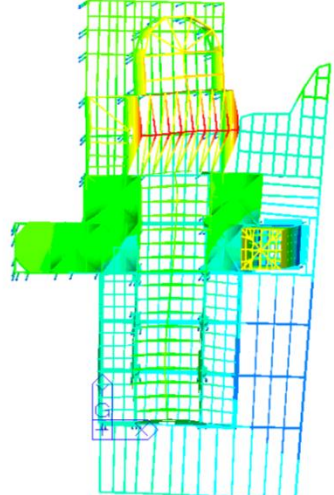
figura 3.58 – Vista dall'alto del modello numerico della basilica con l'intervento di adeguamento

3.5.3 Analisi modale della basilica adeguata

Si riportano in tabella 3.5 i modi di vibrare della basilica con l'intervento di adeguamento proposto ed in figura 3.59 le rispettive forme di vibrazione. Si può notare come i primi due modi di vibrare comportano la traslazione uniforme dell'impalcato nelle due direzioni, che determina una traslazione quasi rigida della basilica (ad eccezione della torre campanaria che sembra essere ancora indipendente).

tabella 3.5 – Modi di vibrare della basilica adeguata e masse partecipanti

Mode	Frequency [Hz]	Period [sec]	MASS X(%)	MASS Y(%)
1	1.737	0.5757	58.7733	3.9443
2	1.8066	0.5535	3.5716	40.9579
3	2.4434	0.4093	14.2269	13.711
4	2.6274	0.3806	9.2446	29.003

Mode	Shape	Shape
1		
2		
3		

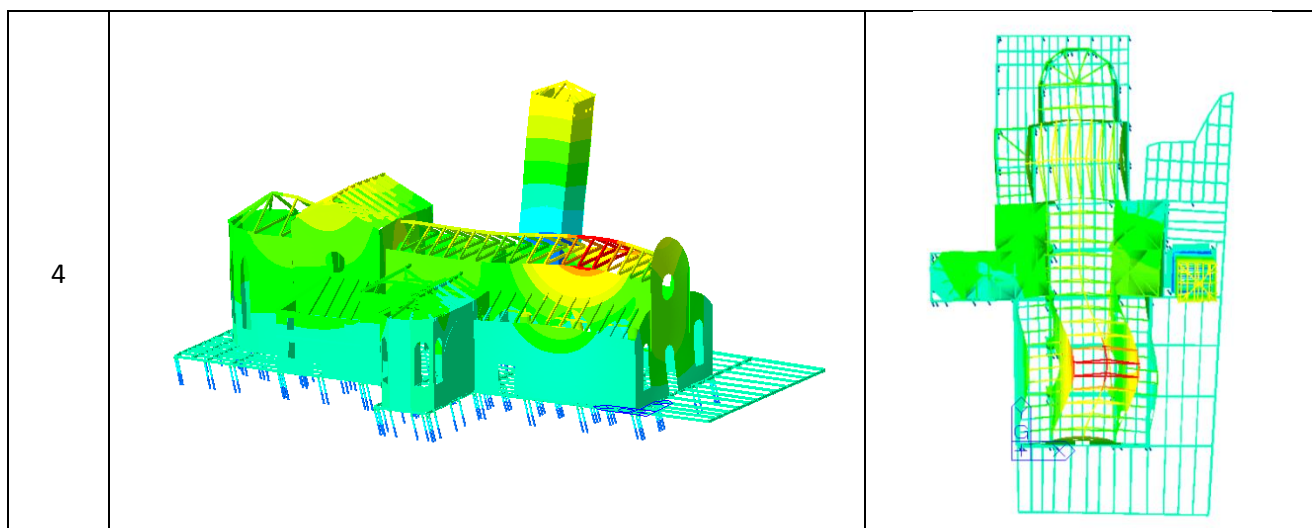


figura 3.59 – Forme modali della basilica con l'intervento di adeguamento sismico

3.6 Analisi dinamiche non lineari

Gli accelerogrammi utilizzati per le analisi dinamiche non-lineari sono sette segnali artificiali generati mediante il programma “simqke1” del Massachusetts Institute of Technology [3.14], e spettro-compatibili allo spettro elastico (figura 3.60).

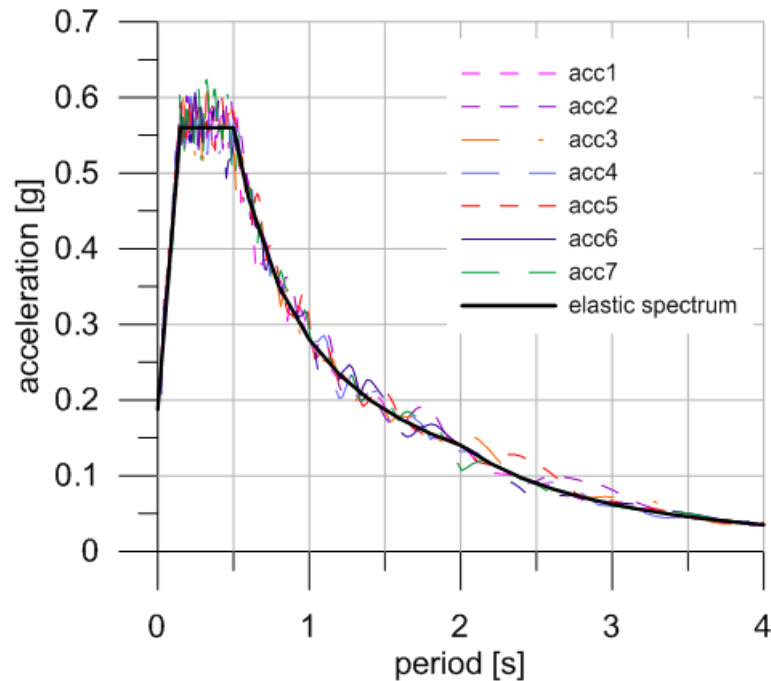


figura 3.60 – Spettrocompatibilità dei sette segnali utilizzati

Per il modello numerico utilizzato si sono adottati materiali elastici con comportamento lineare, la non linearità è considerata solamente per i dispositivi fluido-viscosi introdotti [3.1].

La verifica dell'efficacia dell'intervento proposto viene effettuata mediante analisi dinamiche sotto azione sismica sulle due configurazioni della cattedrale: configurazione allo stato di fatto, e configurazione dopo l'intervento proposto. Pertanto sono confrontati i risultati ottenuti dal modello numerico al §3.4.2, con quelli determinati col modello al §3.5.2, entrambi sottoposti ai medesimi sette segnali sismici. Il confronto è effettuato in termini di spostamento relativo tra il punto di controllo considerato e quello del livello dell'impalcato. In figura 3.61 e figura 3.62 sono riportati i punti in cui sarà fatto il controllo dello spostamento relativo:

- 1: Punto sommitale del setto a nord della cappella dei Martiri;
- 2: Punto sommitale del setto a est dell'abside;
- 3: Punto sommitale del timpano della facciata;
- 4: Punto sommitale del timpano presbiteriale;
- 5: Punto sommitale del campanile.

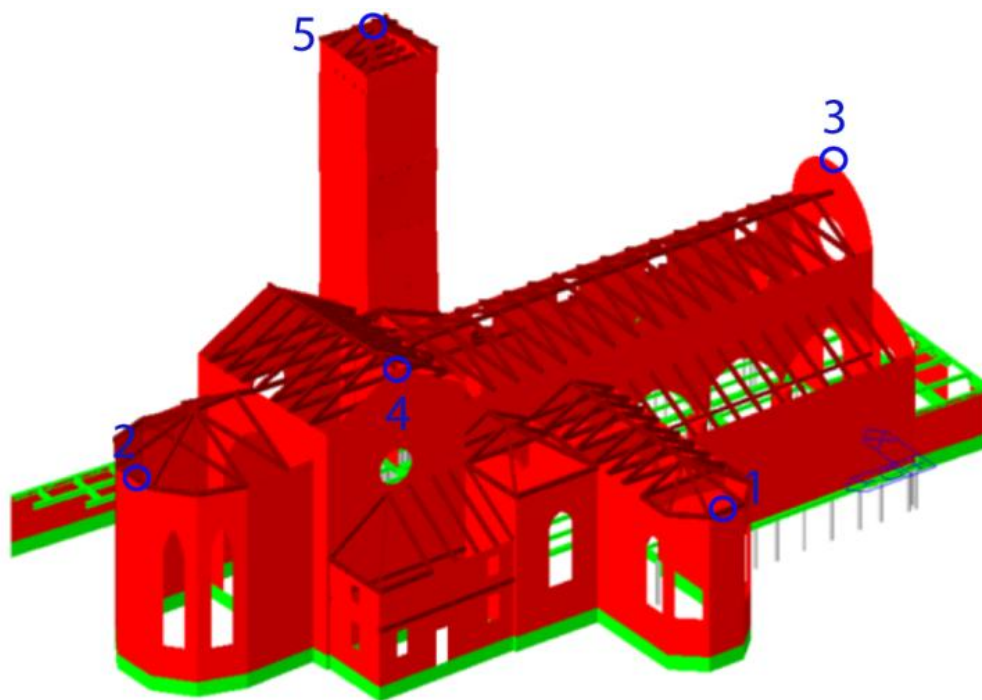


figura 3.61 – Punti notevoli – vista est-nord

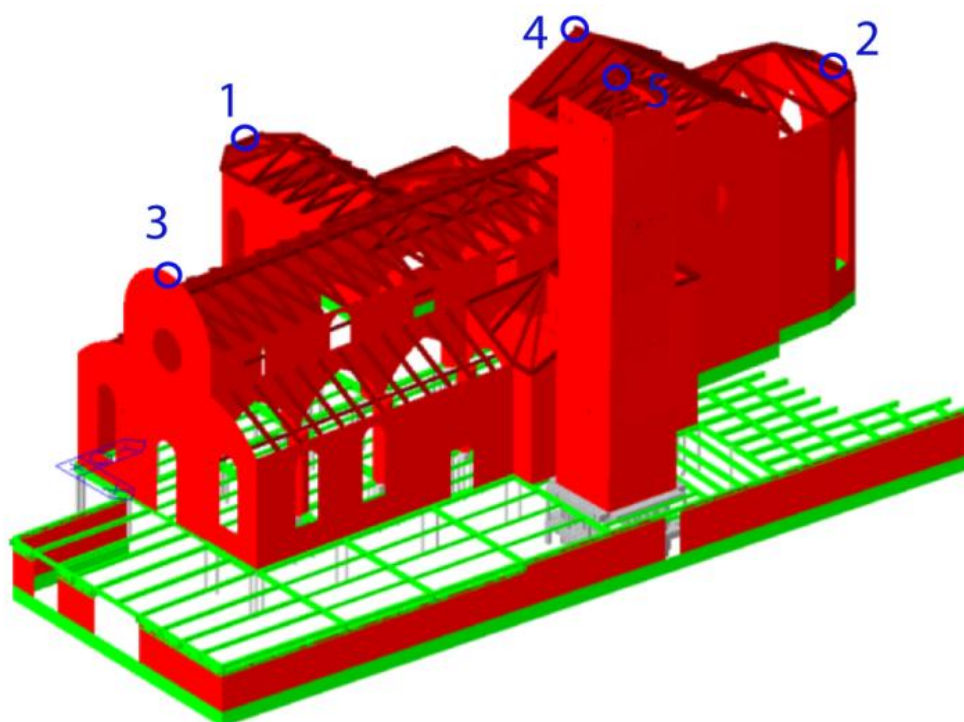


figura 3.62 – Punti notevoli – vista sud-ovest

Di seguito, dalla figura 3.63 alla figura 3.72, si riporta il confronto degli spostamenti ottenuti per tutti i punti di controllo, per il sisma descritto dal primo dei sette segnali utilizzati, applicato in direzione X e in direzione Y.

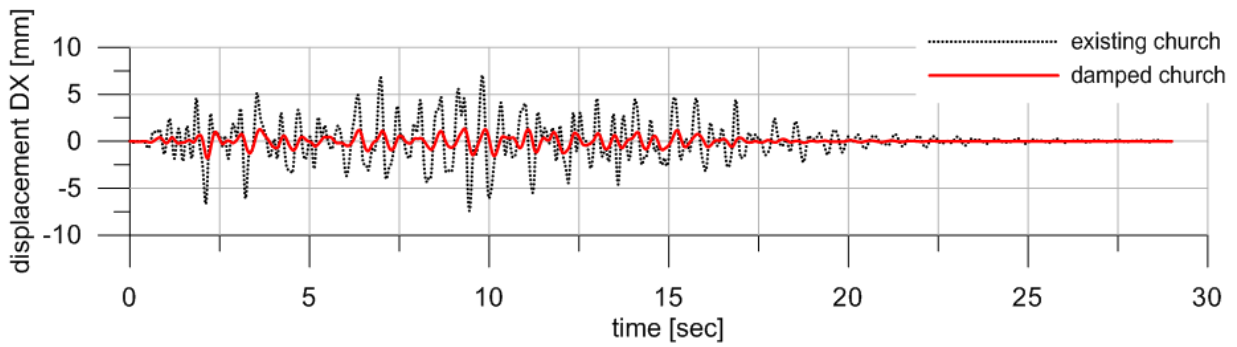


figura 3.63 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione X – punto di controllo 1

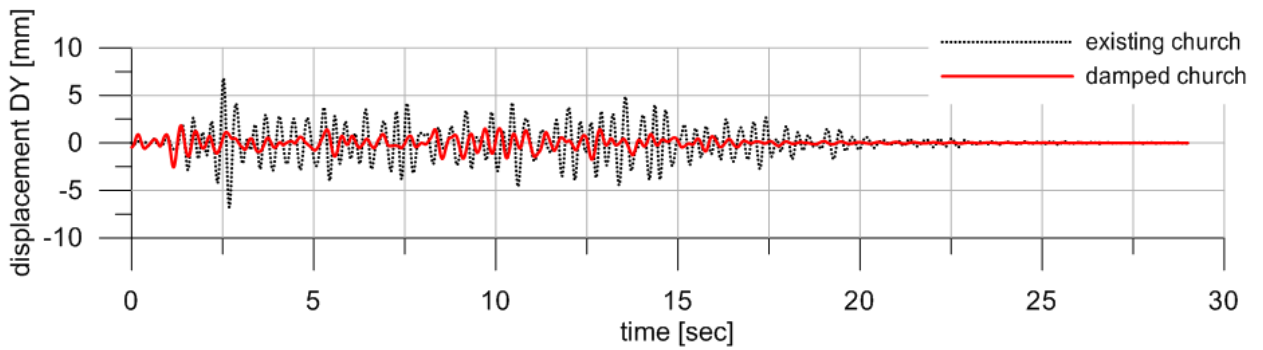


figura 3.64 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione Y – punto di controllo 1

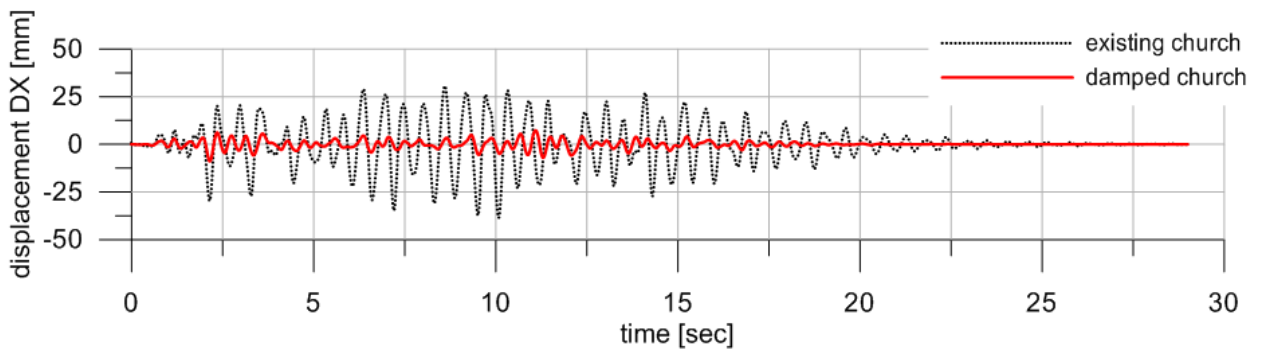


figura 3.65 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione X – punto di controllo 2

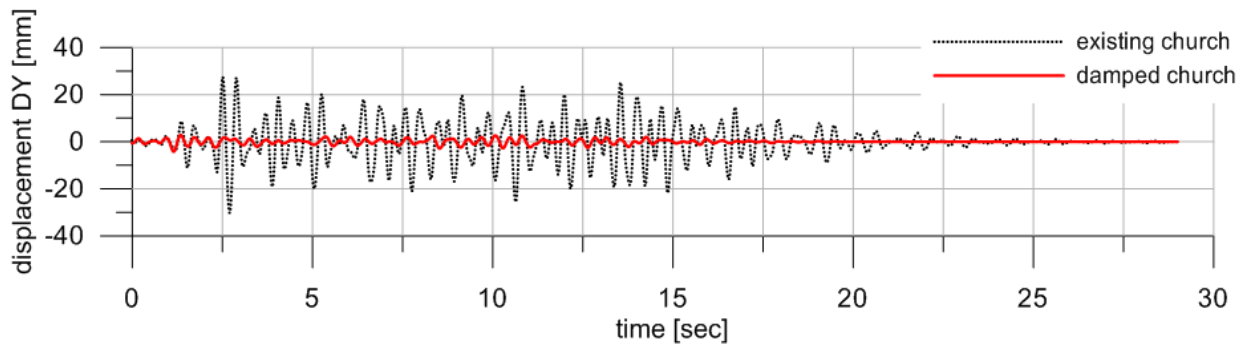


figura 3.66 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione Y – punto di controllo 2

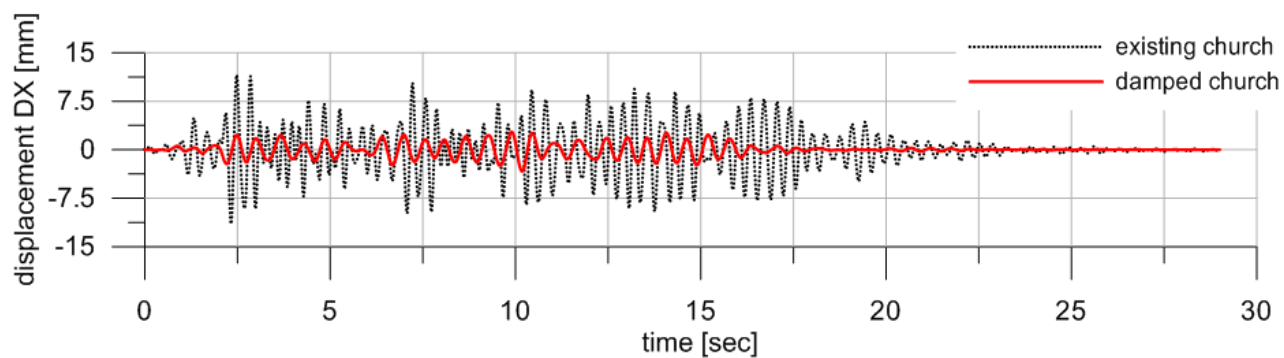


figura 3.67 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione X – punto di controllo 3

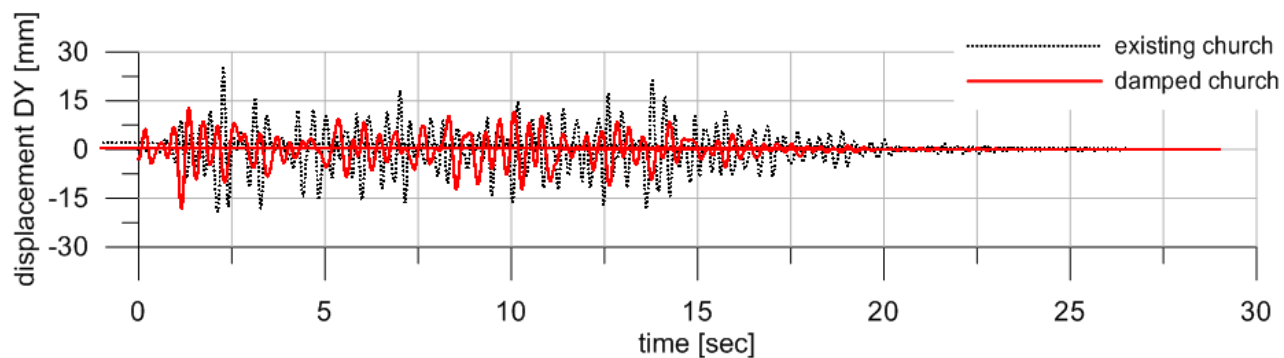


figura 3.68 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione Y – punto di controllo 3

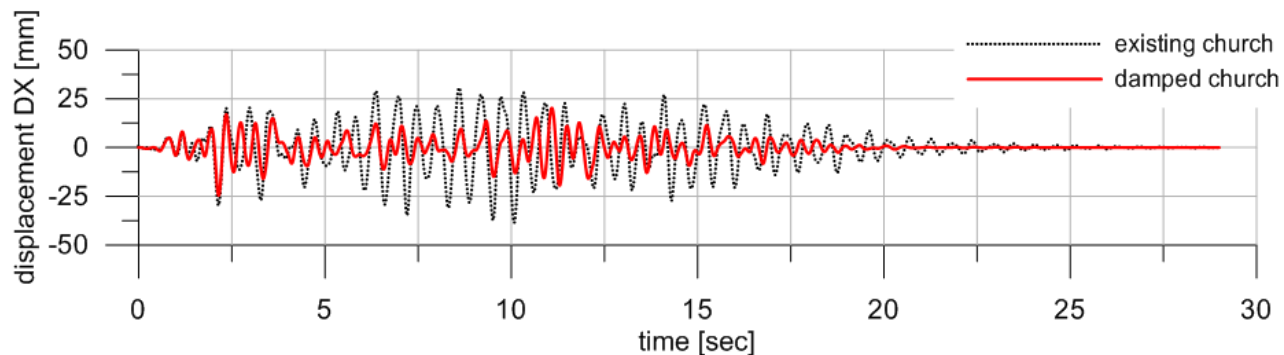


figura 3.69 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione X – punto di controllo 4

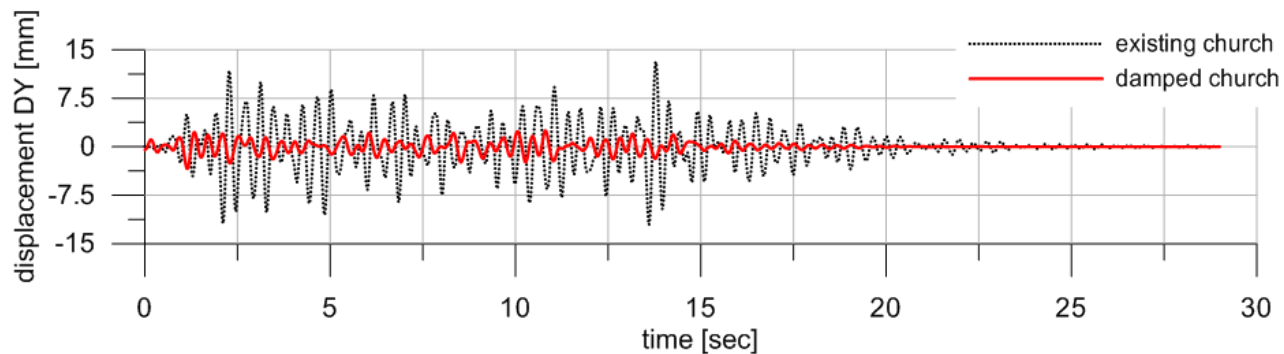


figura 3.70 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione Y – punto di controllo 4

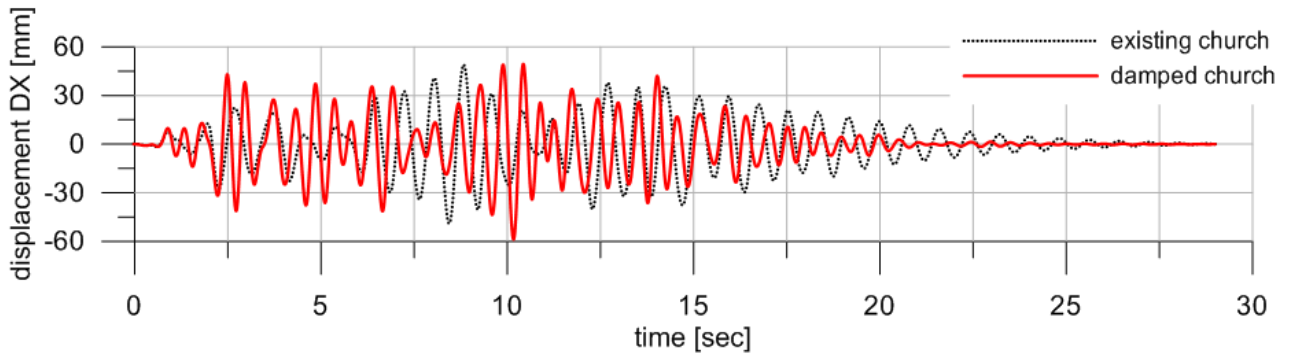


figura 3.71 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione X – punto di controllo 5

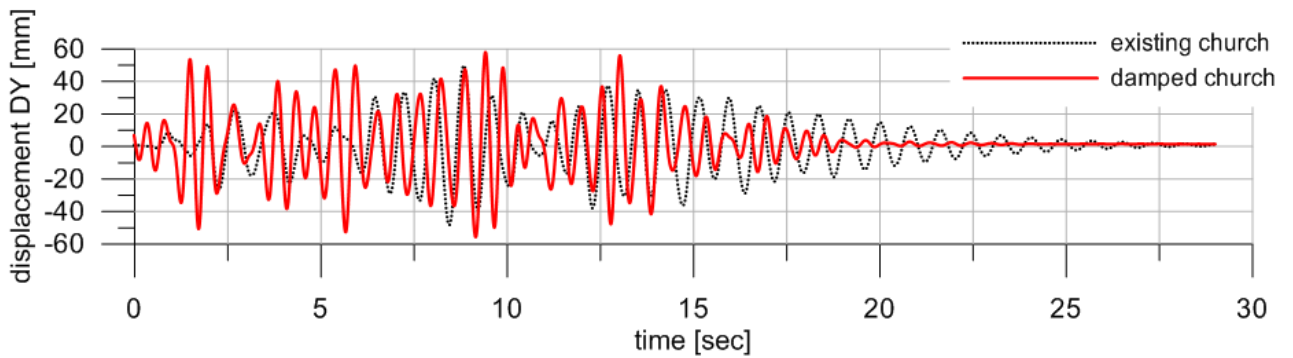


figura 3.72 – Confronto degli spostamenti relativi in direzione Y – punto di controllo 5

In figura 3.73 è riportata la media degli spostamenti massimi ottenuti per i sette accelerogrammi utilizzati, ancora per tutti i cinque punti di controllo considerati.

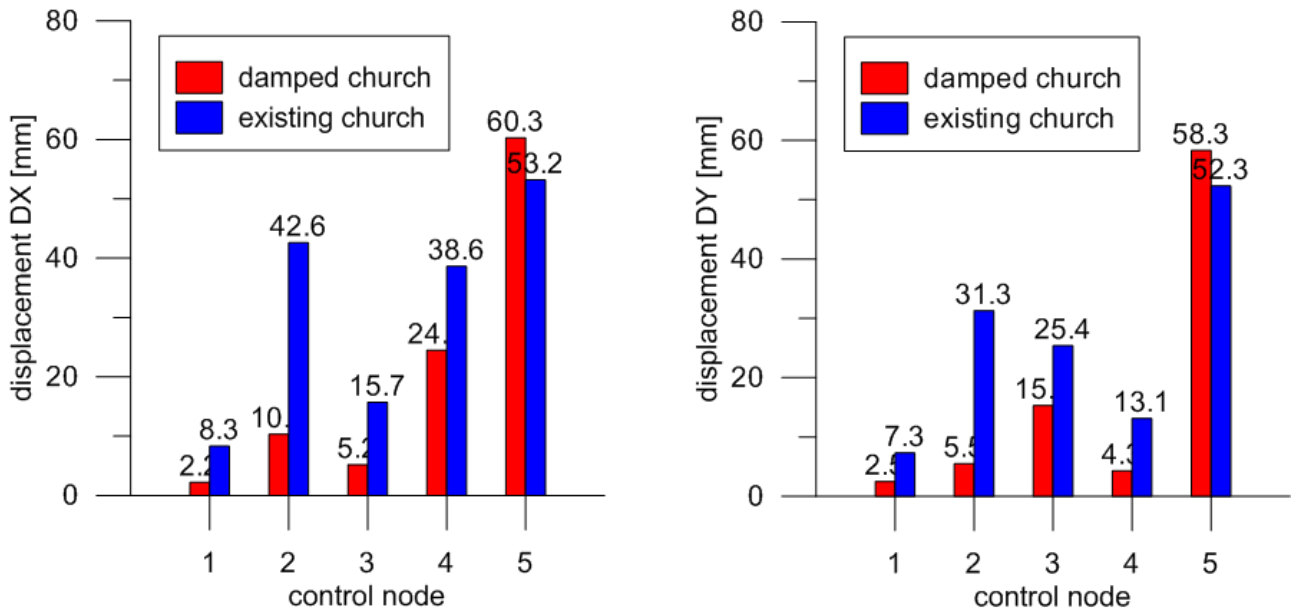


figura 3.73 – Media degli spostamenti massimi relativi in direzione X e direzione Y ottenuti per i sette accelerogrammi utilizzati.

Si può notare come l'intervento riduca significativamente gli spostamenti dei punti di controllo 1, 2, 3 e 4, mentre risulta inefficace per la torre campanaria.

Si riportano inoltre in figura 3.74 i cicli isteretici dei 6 dissipatori fluido-viscosi-lineari posizionati sul lato nord ottenuti per il primo segnale sismico applicato in direzione X.

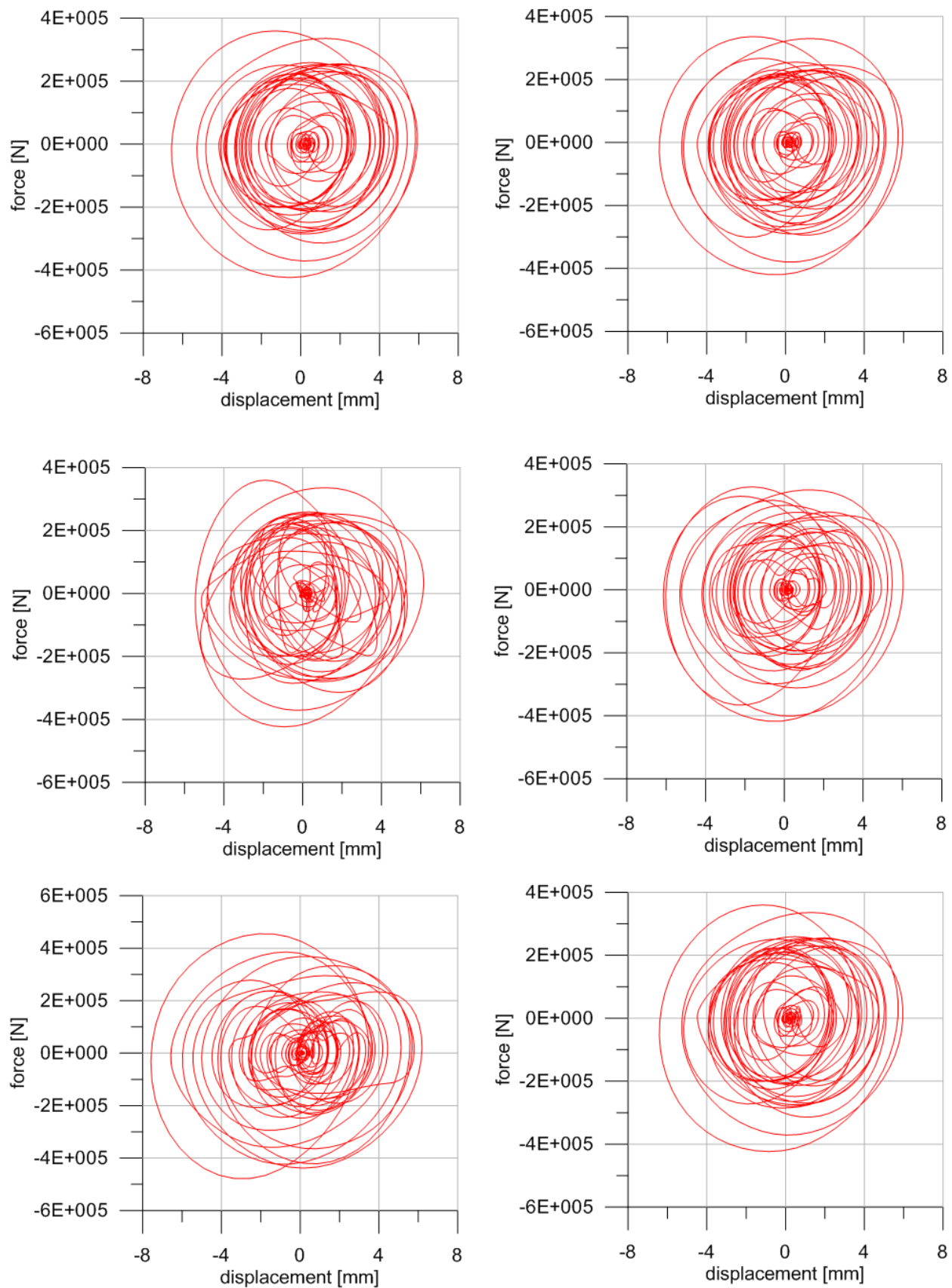


figura 3.74 – Cicli isteretici dei 6 dissipatori fluido-viscosi lineari in direzione X

Si riportano inoltre in figura 3.75 i cicli isteretici dei 6 dissipatori fluido-viscosi-lineari posizionati sul lato est ottenuti per il primo segnale sismico applicato in direzione Y.

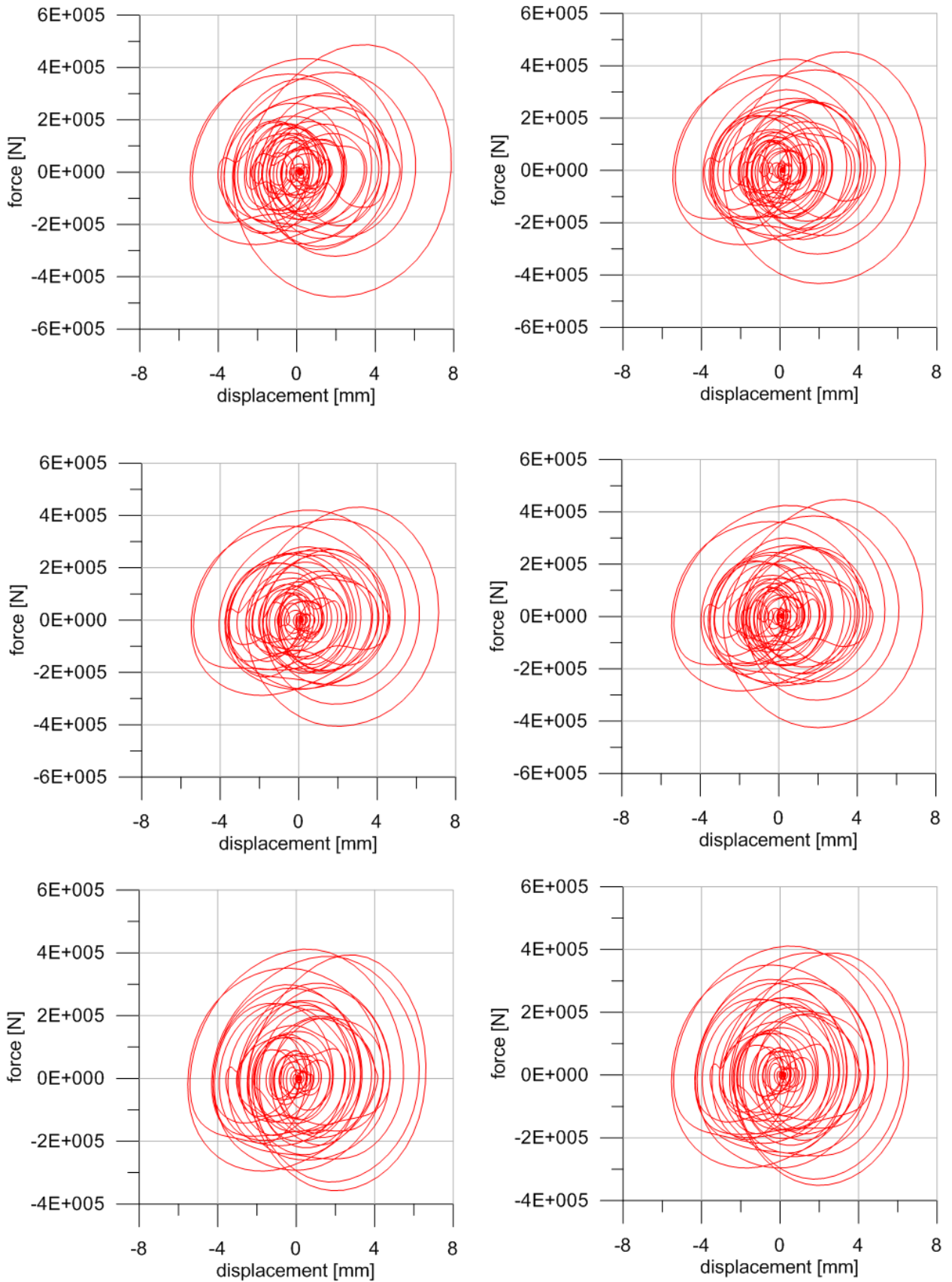


figura 3.75 – Cicli isteretici dei 6 dissipatori fluido-viscosi lineari in direzione Y

Per i dispositivi fluido-viscosi lineari si determina una forza massima di 500 kN circa e uno spostamento massimo di 8 mm circa, compatibili sia con i diaframmi in cemento armato che con l'impalcato.

Viene anche riportato in figura 3.76 il confronto tra lo spostamento delle colonne dell'impalcato in direzione X in corrispondenza della facciata della chiesa. In questo punto, infatti, per la configurazione esistente è evidente l'effetto della non regolarità in altezza. Dal confronto degli spostamenti si può notare come mediante l'intervento lo spostamento si sia notevolmente ridotto e sia contenuto entro il limite di 15 mm determinato in precedenza per le nuove colonne.

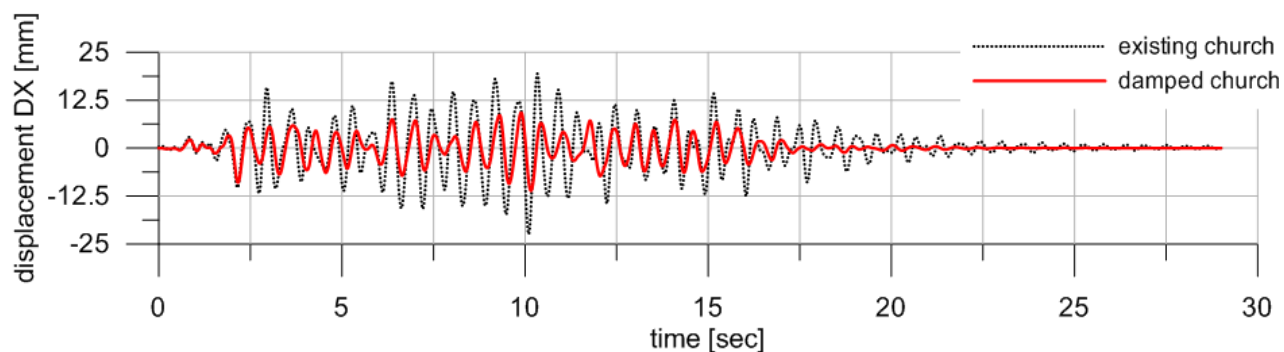


figura 3.76 – Confronto degli spostamenti in direzione X delle colonne in corrispondenza della facciata della chiesa

A conferma dell'effetto di regolarizzazione ottenuto mediante l'intervento si riportano gli spostamenti dei quattro vertici dell'impalcato metallico sia per il sisma in direzione X (figura 3.77) e per il sisma in direzione Y (figura 3.78).

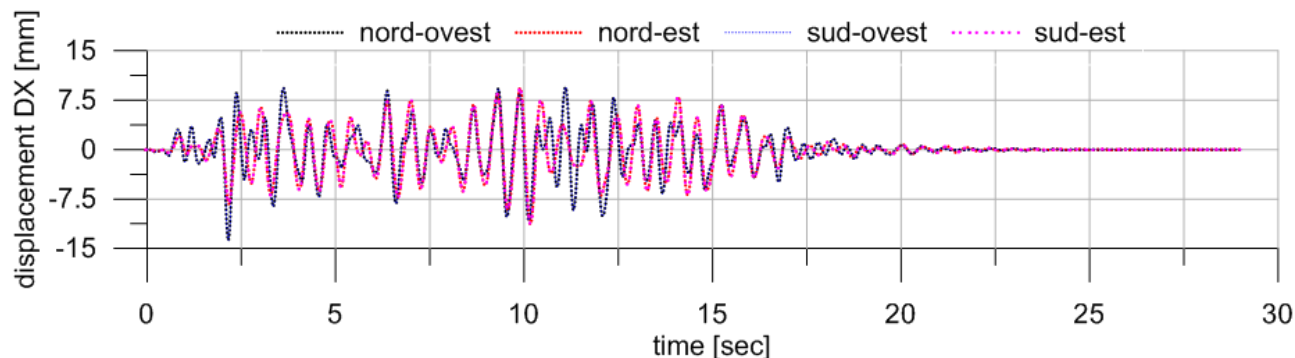


figura 3.77 – Spostamenti dei quattro angoli dell'impalcato per il sisma in direzione X

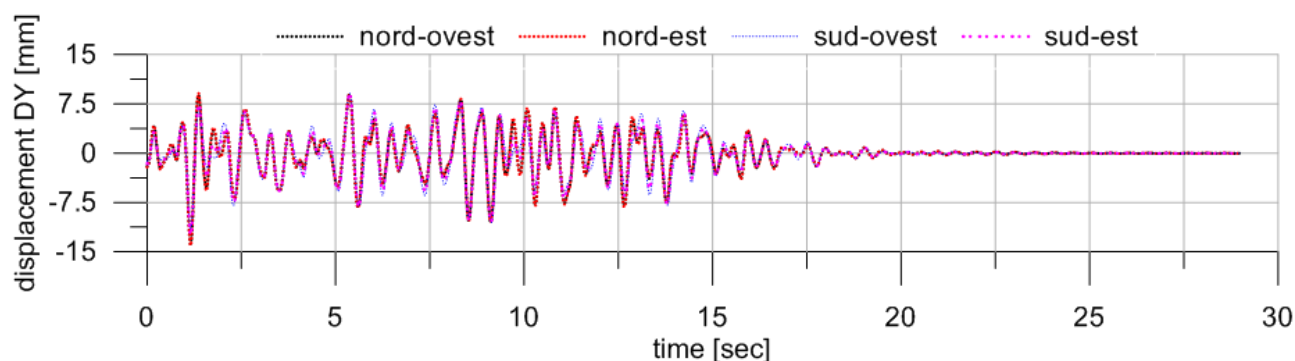


figura 3.78 – Spostamenti dei quattro angoli dell'impalcato per il sisma in direzione Y

I grafici riportati confermano che la disposizione del sistema di controvento è corretta e non determina effetti torsionali. Gli spostamenti dei quattro angoli dell'impalcato sono circa coincidenti in entrambe le direzioni di applicazione del sisma.

3.7 Conclusioni – Parte 3

Per la Basilica e la torre campanaria del complesso monumentale di Concordia Sagittaria si è eseguita una prima analisi statica per carichi verticali, che ha consentito di avvalorare l'ipotesi che i dissesti in atto, evidenziati dal rilievo dei quadri fessurativi delle murature, sono frutto di un cedimento differenziale tra la zona absidale-presbiteriale che insiste ad oggi su fondazione diretta e la parte che invece risulta sottofondata.

In seguito all'evidenza di una labilità del complesso monumentale nei confronti di azioni orizzontali, è stato ipotizzato un intervento di miglioramento sismico che consiste nella realizzazione di un sistema di dissipatori viscosi che lavorano a contrasto su diaframmi in calcestruzzo armato eseguiti lungo due lati del perimetro del complesso.

Dalle analisi dinamiche eseguite si rileva come il sistema di smorzamento costituisca un filtro per l'azione sismica riducendo significativamente gli spostamenti della sovra-struttura. Inoltre la disposizione della struttura di controventamento limita lo sviluppo di coppie torcenti in caso di azione sismica.

L'intervento proposto non migliora comunque la condizione della torre campanaria, per la quale con l'introduzione dei dissipatori a livello dell'impalcato non si è ottenuto un significativo miglioramento del comportamento strutturale. Per la torre campanaria potrebbe peraltro essere adottata la tecnica di miglioramento sismico mediante precompressione parziale e dispositivi isteretici proposta nella seconda parte della tesi.

In termini generali i risultati ottenuti evidenziano che l'inserimento di un opportuno isolamento e smorzamento alla base di edifici a pianta basilicale può portare ad una significativa diminuzione dell'impegno tensionale e deformativo in caso di evento sismico. Tale evidenza apre la strada a futuri ambiti di ricerca che consentano di ottenere tale risultato in termini economicamente sostenibili, senza compromettere la statica degli edifici monumentali e nel rispetto dei criteri fondamentali del restauro.

Riferimenti - Parte 3

- [3.1] Mele E., De Luca A., Giordano A., 2003, Modelling and analysis of a basilica under earthquake loading, *Journal of Cultural Heritage* 4 (2003) 355-367
- [3.2] De Luca A., Mele E., Giagnuolo C., Giordano A., Portioli F., 2002, Protezione sismica di edifici storici di culto tramite isolamento alla base, rapporto interno dell'Università di Napoli
- [3.3] Comune di Concordia Sagittaria, 2011, sito web: <http://www.comune.concordiasagittaria.ve.it/>
- [3.4] AA.VV., Iulia Concordia Romana Cristiana, Guida Storico-Archeologico-Artistica di Concordia Sagittaria
- [3.5] Francalancia J., 1980, La geotecnica negli interventi sugli antichi centri abitati sugli edifici monumentali e sui monumenti, Atti del XIV convegno nazionale di geotecnica, Firenze, 28-31 Ottobre 1980
- [3.6] Christopoulos C., Filiatrault A., 2006, Principles of passive supplemental damping and seismic isolation, IUSS Press
- [3.7] Breda G., 2004, Verifica statica del complesso monumentale della Cattedrale di Concordia Sagittaria, committenza: Soprintendenza archeologica per il Veneto
- [3.8] Breda G., 2004, Determinazione delle caratteristiche dinamiche del complesso monumentale della cattedrale di Concordia Sagittaria, committenza: Soprintendenza archeologica per il Veneto
- [3.9] Breda G., 2004, Sostituzione dei pali mega con profili metallici del complesso monumentale della cattedrale di Concordia Sagittaria, committenza: Soprintendenza archeologica per il Veneto
- [3.10] Senardi F., 1989, Relazione geologica per la progettazione e ristrutturazione del piazzale antistante la Cattedrale di Concordia Sagittaria
- [3.11] Eureka s.r.l., 2004, Indagini con il metodo G.P.R. per la ricerca e la mappatura di strutture sepolte nel piazzale adiacente la Cattedrale di Concordia Sagittaria, committenza: Soprintendenza per i Beni Archeologici per il Veneto
- [3.12] Geostat s.r.l., 2002, Rilievo plano-altimetrico della Basilica di Concordia Sagittaria, committenza: Soprintendenza per i Beni Archeologici per il Veneto
- [3.13] Eurocode 3, 2005. Design of steel structures -Part 1-1: General rules for buildings.
- [3.14] Gasparini D., Vanmarcke E. H., 1976, SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- [3.15] Ramirez O.M., Constantinou M.C., 2002, Evaluation of Simplified Methods of Analysis of Yielding Structures with Damping Systems, *Earthquake Spectra*, 18(3), p.501-530, 2002
- [3.16] Della Valle A., 2008, Tesi di dottorato di ricerca in meccanica delle strutture, Sulla progettazione in zona sismica di strutture dotate di dissipatori fluido-viscosi: proposta di una metodologia, Bologna 2008

- [3.17] AA.VV., Nehrps Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450), Building Seismic Safety Council National Institute of Building Sciences Washington, D.C., 2004
- [3.18] AA.VV., Nehrps Prestrand and commentary for the seismic rehabilitation of buildings(FEMA 356), Building Seismic Safety Council National Institute of Building Sciences Washington, D.C., 2000
- [3.19] AA.VV., Nehrps Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, (FEMA 274), Building Seismic Safety Council National Institute of Building Sciences Washington, D.C., 2000

Conclusioni generali

In questo lavoro viene affrontato il tema del miglioramento sismico degli edifici storico-monumentali mediante tecniche di isolamento e dissipazione energetica. Si sono proposte e studiate tecniche innovative per il miglioramento sismico delle tipologie di edifici storico-monumentali più ricorrenti in Italia: i telai in cemento armato dell'edilizia industriale dei primi del '900, le torri snelle di muratura e gli edifici di culto a pianta basilicale.

Per ognuna di queste tipologie di costruzione si sono approfonditi degli interventi di protezione passiva compatibili con le peculiarità architettoniche, strutturali e storiche della tipologia stessa, cercando di tenere conto dei criteri fondamentali del restauro contemplati anche dalle attuali disposizioni nazionali in merito alla riduzione del rischio sismico del patrimonio tutelato: la reversibilità, la distinguibilità, la compatibilità e il criterio del minimo intervento.

Nel caso dei telai storici, trattati nella prima parte della tesi, lo studio è concentrato su un intervento, già proposto in letteratura, che prevede l'introduzione di controventi dissipativi in acciaio tra le campiture dei telai. Per tale tecnica è stato sviluppato un nuovo metodo di progetto e di verifica dell'adeguamento di facile applicazione e pertanto con possibili ricadute sulla pratica ingegneristica professionale, che permette di concentrare la dissipazione isteretica nei nuovi elementi strutturali introdotti. Il metodo è stato validato mediante indagini numeriche su due casi studio: un telaio piano in cemento armato e un telaio tridimensionale dei primi del '900 soggetto a tutela storico-artistica.

Le analisi non lineari effettuate per queste due applicazioni hanno confermato che la procedura di progetto garantisce la plasticizzazione contemporanea dei controventi ai piani che avviene in anticipo rispetto all'entrata in campo plastico del telaio esistente. Lo studio energetico effettuato per il telaio piano mette in luce inoltre come il metodo di dimensionamento proposto determini un progetto dell'adeguamento che concentra e massimizza la deformazione anelastica nei links e la riduce al minimo sul telaio esistente in cemento armato.

L'adeguamento sismico mediante controventi eccentrici rispetta i criteri di "reversibilità", "distinguibilità" e "compatibilità" perseguiti dal restauro. L'intervento inoltre, in opportuna combinazione con rinforzi locali ai meccanismi fragili eventualmente necessari, può risultare quantitativamente contenuto in modo che anche il criterio del "minimo intervento" venga rispettato.

Per le torri snelle in muratura, trattate nella seconda parte della tesi, si è proposta una nuova tecnica di miglioramento sismico che prevede la precompressione parziale della canna della torre e l'introduzione di dispositivi isteretici in acciaio di tipo BRAD.

La tecnica proposta è stata indagata mediante analisi numeriche con riferimento ad una torre caso studio. Si sono determinate le condizioni di efficacia dell'intervento, le quali, se rispettate, permettono di localizzare alla base della torre la fessurazione a trazione della muratura in modo che i dispositivi assiali introdotti possano dissipare energia per isteresi. Le indagini numeriche hanno accertato che la nuova tecnica, se correttamente progettata, determina anche una forte riduzione dell'energia dissipata a compressione dalla muratura e pertanto una riduzione del danneggiamento della muratura stessa.

Per dare ulteriore conferma dell'efficacia della tecnica di miglioramento sismico proposta si è realizzato un modello sperimentale in scala ridotta e lo si è sottoposto ad input dinamico mediante un piccola tavola vibrante. Le analisi condotte sul modello in scala hanno confermato l'efficacia della tecnica proposta.

L'intervento proposto è "reversibile", "distinguibile", "compatibile" con la tipologia strutturale e rispettoso anche del criterio del "minimo intervento" poiché non va a modificare l'architettura e l'estetica del manufatto. I cavi di precompressione e i dispositivi utilizzati infatti rimangono nascosti all'interno della canna della torre. Inoltre l'intervento proposto è anche economico poiché sia i cavi di precompressione e anche i dispositivi isteretici in acciaio di tipo BRAD presentano costi contenuti.

Per gli edifici di culto a pianta basilicale, trattati nella terza parte della tesi, ci si è limitati allo studio della particolare situazione del complesso monumentale di Concordia Sagittaria. La basilica di Santo Stefano è già parzialmente isolata, poiché quasi totalmente sotto-fondata per mettere alla luce un mosaico paleocristiano al di sotto del piano di calpestio della basilica. La situazione attuale comporta una forte irregolarità in pianta e soprattutto la labilità alle azioni orizzontali del monumento.

È stato proposto quindi un preventivo intervento di regolarizzazione della situazione attuale che consiste nella completa sottofondazione della basilica in modo da renderla completamente sostenuta da un impalcato metallico a sua volta sorretto da colonne metalliche. L'intervento prevede inoltre la realizzazione di un sistema di dissipatori viscosi che lavorano a contrasto su diaframmi in calcestruzzo armato costruiti lungo due lati del perimetro del complesso monumentale. Dalle analisi dinamiche eseguite si rileva come il sistema di smorzamento costituisca un filtro per l'azione sismica e riduce significativamente gli spostamenti della sovra-struttura. Inoltre la disposizione della struttura di controventamento limita lo sviluppo di coppie torcenti in caso di azione sismica. Resta tuttavia da analizzare un diverso tipo di intervento per la torre campanaria, per la quale l'introduzione dei dissipatori a livello dell'impalcato non ha prodotto un significativo miglioramento del comportamento strutturale. Per la torre campanaria potrebbe essere adottata la tecnica di miglioramento sismico mediante precompressione parziale e dispositivi isteretici proposta nella seconda parte della tesi.

Data la situazione particolare del monumento, con l'intervento proposto è in questo caso difficile rispettare i criteri alla base del restauro poiché la situazione è già stata "compromessa" con gli interventi svolti nel passato. In ogni caso l'intervento proposto è "compatibile" e "distinguibile", ma non può essere "reversibile".

Quest'ultima applicazione, pur se giunta ad un livello di approfondimento inferiore rispetto a quella delle due precedenti tematiche, apre interessanti prospettive di ricerca per la messa a punto di metodologie non invasive di miglioramento sismico di edifici monumentali a pianta estesa.

Appendice A Cenni teorici sul calcolo energetico

Lo scopo dell'adeguamento sismico mediante introduzione di dispositivi supplementari di dissipazione energetica è quello di dissipare mediante questi una parte significativa dell'energia sismica in ingresso, riducendo di conseguenza al minimo la dissipazione e pertanto il danneggiamento negli elementi strutturali esistenti. È perciò interessante inquadrare e formulare il problema sismico in termini energetici.

Il vantaggio principale della formulazione energetica è la sostituzione di quantità vettoriali quali spostamenti, velocità e accelerazioni, con quantità scalari quali i vari contributi di energia. Mediante questo approccio può essere ricostruito il flusso dei quantitativi energetici nel corso della risposta sismica strutturale.

In questa appendice viene pertanto derivato il bilancio energetico per sistemi a molti gradi di libertà MDOF soggetti all'azione sismica e vengono stabilite le relazioni tra energia in input assoluta e relativa [A.2].

A.1 Equazione di bilancio energetico

L'equazione differenziale che governa il moto di un sistema MDOF non lineare, eccitato alla base dal sisma è riportata in forma matriciale in (A.1):

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\} + \{F_s\} \quad (\text{A.1})$$

dove:

- $[M]$ è la matrice delle masse.
- $[C]$ è la matrice dello smorzamento viscoso che tiene conto della dipendenza della velocità dei meccanismi energetici dissipativi. È da notare che i meccanismi di smorzamento viscoso sono usualmente non dipendenti dalla velocità, ma sono espressi in questa forma per convenienza matematica.

- $\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ e $\{x(t)\}$ sono rispettivamente i vettori dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento relativo rispetto alla base al tempo t .
- $\{F_r(t)\}$ è il vettore delle forze non lineari al tempo t generato dalle caratteristiche geometrico-inerziali degli elementi strutturali e dal comportamento del materiale che li costituisce.
- $\{r\}$ è il vettore che determina la direzione del sisma in input.
- $\{\ddot{x}_g(t)\}$ è il vettore dell'accelerazione alla base al tempo t .
- $\{F_s\}$ è il vettore dei carichi statici applicati alla struttura, questi sono mantenuti costanti durante l'eccitazione sismica.

La formulazione (A.1) considera uguale l'eccitazione sismica per tutti i punti di vincolo alla base della struttura. Per eccitazione non sincrona nei diversi punti di vincolo alla base, la parte destra dell'equazione (A.1) è modificata come presentato da Chopra in [A.4].

La formulazione energetica è ottenuta integrando il lavoro fatto da ogni elemento dell'equazione (A.1) per un incremento di spostamento $\{dx\}$:

$$\begin{aligned} \int \{dx\}^T [M] \{\ddot{x}(t)\} + \int \{dx\}^T [C] \{\dot{x}(t)\} + \int \{dx\}^T \{F_r(t)\} = \\ = - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} + \int \{dx\}^T \{F_s\} \end{aligned} \quad (\text{A.2})$$

Ricordando le equazioni differenziali:

$$\{dx(t)\} = \{\dot{x}(t)\} dt \quad (\text{A.3})$$

$$\{d\dot{x}(t)\} = \{\ddot{x}(t)\} dt \quad (\text{A.4})$$

Usando l'equazione (A.3), i primi due termini a sinistra dell'equazione (A.2) possono essere riscritti come:

$$\begin{aligned} \int \{dx\}^T [M] \{\ddot{x}(t)\} = \int \{\dot{x}\}^T [M] \{\ddot{x}(t)\} dt \\ \int \{dx\}^T [C] \{\dot{x}(t)\} = \int \{\dot{x}\}^T [C] \{\dot{x}(t)\} dt \end{aligned} \quad (\text{A.5})$$

Usando l'equazione (A.3) e (A.4), le espressioni ottenute in (A.5) possono essere riscritte come:

$$\int \{\dot{x}\}^T [M] \{\dot{x}(t)\} dt = \int \{\dot{x}\}^T [M] \{d\dot{x}(t)\} \quad (\text{A.6})$$

$$\int \{\dot{x}\}^T [C] \{\dot{x}(t)\} dt = \int \{\dot{x}\}^T [C] \{dx(t)\}$$

La formulazione energetica può essere infine scritta come:

$$\int \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{d\dot{x}(t)\} + \int \{\dot{x}(t)\}^T [C] \{dx(t)\} + \int \{dx\}^T \{F_r(t)\} = \quad (\text{A.7})$$

$$= - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} + \int \{dx\}^T \{F_s\}$$

Il primo termine dell'equazione (A.7) può essere integrato direttamente ed espresso come:

$$\int \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{d\dot{x}(t)\} = \frac{1}{2} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\dot{x}(t)\} \quad (\text{A.8})$$

Basandosi sull'equazione (A.7) l'equazione di bilancio energetico è definita come:

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^r(t) + E_{st}(t) \quad (\text{A.9})$$

dove:

- $E_k^r(t)$ è l'energia cinetica relativa al tempo t :

$$E_k^r(t) = \frac{1}{2} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\dot{x}(t)\} \quad (\text{A.10})$$

- $E_{vd}(t)$ è l'energia dissipata dal meccanismo viscoso dall'inizio del sisma al tempo t :

$$E_{vd}(t) = \int \{\dot{x}(t)\}^T [C] \{dx(t)\} \quad (\text{A.11})$$

- $E_a(t)$ è l'energia di deformazione dall'inizio del sisma al tempo t :

$$E_a(t) = \int \{dx\}^T \{F_r(t)\} \quad (\text{A.12})$$

- $E_{in}^r(t)$ è l'energia in input relativa dall'inizio del sisma al tempo t

$$E_{in}^r(t) = - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} \quad (\text{A.13})$$

- $E_{st}(t)$ è il lavoro fatto dalle forze statiche applicate prima e mantenute costanti durante l'eccitazione sismica dall'inizio del sisma al tempo t :

$$E_{st}(t) = \int \{dx\}^T \{F_s\} \quad (\text{A.14})$$

L'energia di deformazione $E_a(t)$ rappresenta il totale dell'ammontare dell'energia che la struttura ha assorbito mediante deformazione elastica e anelastica degli elementi. Durante l'evento sismico essa può essere suddivisa in due contributi:

$$E_a(t) = E_{es}(t) + E_h(t) \quad (\text{A.15})$$

dove $E_{es}(t)$ è la parte di energia di deformazione elastica restituibile al tempo t ed $E_h(t)$ è l'energia dissipata mediante smorzamento isteretico dagli elementi strutturali.

Ricordando l'equazione (A.3) si può dedurre che l'energia di smorzamento viscoso espressa dall'equazione (A.11) cresce in maniera monotona durante l'evento sismico. L'energia di deformazione invece, espressa dall'equazione (A.12) è fluttuante, ma in genere crescente.

Le fluttuazioni dell'energia di deformazione sono causate dalla parte di energia di deformazione elastica restituibile riportata all'equazione (A.15).

A.2 Energia in input relativa ed assoluta

Il bilancio energetico riportato in (A.9) è basato su forze sismiche equivalenti applicate alla struttura con base rigida. Questo approccio non considera la traslazione rigida alla base della struttura e per questo motivo è chiamata formulazione energetica relativa. Il moto di traslazione rigida della struttura può essere considerato in modo esplicito nella formulazione energetica assoluta [A.2] che viene qui derivata a partire dalla formulazione relativa.

L'energia in input relativa $E_{in}^r(t)$ può essere riscritta utilizzando la relazione differenziale (A.3):

$$E_{in}^r(t) = - \int \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} dt \quad (A.16)$$

Integrando per parti l'equazione (A.16) si ottiene:

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{x}(t)\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} + \int \{\ddot{x}(t)\}^T [M] \{r\} \{\dot{x}_g(t)\} dt \quad (A.17)$$

Il vettore dell'accelerazione relativa $\{\ddot{x}(t)\}$ può essere espresso in termini di accelerazione assoluta $\{\ddot{x}_a(t)\}$ come:

$$\{\ddot{x}(t)\} = \{\ddot{x}_a(t)\} - \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} \quad (A.18)$$

Sostituendo l'equazione (A.18) nell'equazione (A.17) si ottiene:

$$\begin{aligned} E_{in}^r(t) = & -\{\dot{x}(t)\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} + \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} \{\dot{x}_g(t)\} dt \\ & - \int \{\ddot{x}_g(t)\} \{r\}^T [M] \{r\} \{d\dot{x}_g(t)\} \end{aligned} \quad (A.19)$$

Integrando direttamente l'ultimo termine dell'equazione (A.19) si ottiene:

$$\begin{aligned} E_{in}^r(t) = & -\{\dot{x}(t)\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} + \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} \{\dot{x}_g(t)\} dt \\ & - \frac{1}{2} \{\dot{x}_g(t)\} \{r\}^T [M] \{r\} \{\dot{x}_g(t)\} \end{aligned} \quad (A.20)$$

Introducendo l'equazione (A.20) nell'equazione di bilancio energetico (A.7) risulta:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\dot{x}(t)\} + \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{r\} \{\dot{x}_g(t)\} + \frac{1}{2} \{\dot{x}_g(t)\} \{r\}^T [M] \{r\} \{\dot{x}_g(t)\} + \\ & + E_{vd}(t) + E_a(t) = \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} \{d\dot{x}_g(t)\} + E_{st}(t) \end{aligned} \quad (A.21)$$

I primi tre termini dell'equazione (A.21) costituiscono un quadrato perfetto, pertanto si può riscrivere l'equazione come:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left\{ \{\dot{x}(t)\} + \{r\}\{\dot{x}_g(t)\} \right\}^T [M] \left\{ \{\dot{x}(t)\} + \{r\}\{\dot{x}_g(t)\} \right\} + \\ & + E_{vd}(t) + E_a(t) = \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} \{dx_g(t)\} + E_{st}(t) \end{aligned} \quad (\text{A.22})$$

Ricordando l'equazione (A.18) ed estendendola al vettore della velocità relativa si ottiene:

$$\{\dot{x}(t)\} = \{\dot{x}_a(t)\} - \{r\}\{\dot{x}_g(t)\} \quad (\text{A.23})$$

Sostituendo (A.23) nell'equazione (A.22) si ottiene la formulazione energetica in termini assoluti

$$E_k^a(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^a(t) + E_{st}(t) \quad (\text{A.24})$$

dove:

$E_k^a(t)$ è l'energia cinetica relativa al tempo t :

$$E_k^a(t) = \frac{1}{2} \{\dot{x}_a(t)\}^T [M] \{\dot{x}_a(t)\} \quad (\text{A.25})$$

$E_{in}^a(t)$ è l'energia in input relativa dall'inizio del sisma al tempo t

$$E_{in}^a(t) = - \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} \{dx_g(t)\} \quad (\text{A.26})$$

e dove $E_{vd}(t)$, $E_a(t)$ e $E_{st}(t)$ sono precedentemente definite in (A.11), (A.12) e (A.14) e rimangono invariate rispetto alla formulazione relativa.

L'energia in input assoluta ha un vero significato fisico poiché definisce lo sforzo di taglio totale alla base integrato sugli spostamenti.

Paragonando la formulazione energetica assoluta con quella relativa si possono fare le seguenti osservazioni:

- Le due formulazioni sono matematicamente equivalenti,
- La somma dell'energia cinetica e di quella in ingresso nella formulazione relativa ed assoluta sono uguali
- Nella formulazione assoluta per il calcolo dell'energia in input occorre computare lo spostamento alla base.

Come osservato da Uang e Bertero [A.2] l'energia in input calcolata con le due formulazioni è pressoché coincidente per strutture con periodo di vibrazione naturale compreso tra 0.1 e 5.0 secondi, che copre praticamente l'intero campo delle strutture civili.

A.3 Espressione discreta dell'energia

Il calcolo dei vari contributi energetici può essere effettuato, a partire dalle storie temporali di risposta (in termini di accelerazione, velocità, spostamenti e sollecitazioni) ottenute mediante analisi dinamiche non lineari al passo, riscrivendo in termini discreti i vari contributi energetici esplicitati in termini integrali nei paragrafi precedenti.

Solamente l'energia cinetica, essendo questa una quantità istantanea, può essere determinata direttamente mediante le relazioni (A.10) e (A.25) rispettivamente in termini relativi e assoluti. Tutti gli altri contributi di energia invece, richiedono l'integrazione nel dominio del tempo. Molti schemi possono essere utilizzati per effettuare questa integrazione: utilizzando ad esempio il metodo dei trapezi le espressioni continue nel tempo dei vari contributi di energia possono essere discretizzate (utilizzando un passo temporale pari a Δt) come segue:

$$\begin{aligned}
 E_{vd}(t) &= \int \{\dot{x}(t)\}^T [C] \{dx(t)\} = \\
 &= E_{vd}(t - \Delta t) + \frac{1}{2} (\{\dot{x}(t - \Delta t)\} + \{\dot{x}(t)\})^T [C] (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})
 \end{aligned}
 \tag{A.27}$$

$$\begin{aligned}
 E_a(t) &= \int \{dx\}^T \{F_r(t)\} = \\
 &= E_a(t - \Delta t) + \frac{1}{2} (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T (\{F_r(t - \Delta t)\} + \{F_r(t)\})
 \end{aligned}
 \tag{A.28}$$

$$\begin{aligned}
 E_{in}^r(t) &= - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \{\ddot{x}_g(t)\} = \\
 &= E_{in}^r(t - \Delta t) - \frac{1}{2} (\{x(t)\} - \{x(t - \Delta t)\})^T [M] \{r\} (\{\ddot{x}_g(t - \Delta t)\} + \{\ddot{x}_g(t)\})
 \end{aligned}
 \tag{A.29}$$

$$E_{in}^a(t) = - \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} \{dx_g(t)\} =
 \tag{A.30}$$

$$= E_{in}^a(t - \Delta t) - \frac{1}{2} (\{\ddot{x}_a(t - \Delta t)\} + \{\ddot{x}_a(t)\})^T [M] \{r\} (\{x_g(t)\} - \{x_g(t - \Delta t)\})$$

A.3.1 Espressione discreta dell'energia di deformazione

figura A.1

La relazione forza-spostamento dell'elemento i -esimo è caratterizzata dall'isteresi elastica perfettamente plastica riportata in figura A.1. L'energia di deformazione di questo elemento al tempo t può essere calcolata in forma discreta utilizzando il metodo dei trapezi

$$E_a^i(t) = E_a^i(t - \Delta t) + \frac{1}{2} (F_r^i(t - \Delta t) + F_r^i(t)) (u^i(t - \Delta t) + u^i(t)) \quad (A.31)$$

dove $F_r^i(t)$ e $u^i(t)$ sono rispettivamente la forza non-lineare e la deformazione dell'elemento i -esimo al tempo t . L'energia restituibile $E_{es}^i(t)$ di deformazione elastica nell'elemento i -esimo al tempo t può essere determinata come segue:

$$E_{es}^i(t) = \frac{1}{2} \frac{(F_r^i(t))^2}{k} \quad (A.32)$$

dove k è la rigidezza elastica dell'elemento i -esimo. L'energia di deformazione anelastica dell'elemento i -esimo al tempo t , $E_h^i(t)$ si ottiene sottraendo l'energia di deformazione elastica a quella di deformazione totale.

$$E_h^i(t) = E_a^i(t) - E_{es}^i(t) \quad (A.33)$$

Questo approccio è particolarmente utile per determinare la quantità di energia dissipata da un elemento della struttura, nella fattispecie sia per valutare l'efficacia di dispositivi supplementari di smorzamento introdotti per l'adeguamento o per quantificare il danno cumulato nei principali elementi strutturali della struttura esistente.

L'energia di deformazione totale del sistema si ottiene sommando le quantità di energia relative a tutti i gradi di libertà.

Inoltre l'importo finale di energia di deformazione non è necessariamente il valore massimo dell'energia di deformazione dal momento che, nel corso della storia temporale, la somma dell'energia di deformazione elastica ed anelastica può essere superiore all'importo finale dell'energia di deformazione. Questo è frequente per i carichi di tipo impulsivo.

Riferimenti – Appendice A

- [A.1] Christopoulos C., Filiatrault A., 2006, Principles of passive supplemental damping and seismic isolation, IUSS Press, (2006)
- [A.2] Uang C.M., Bertero V. , 1990, Evaluation of seismic energy in structures, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 19, 77-90, (1990)
- [A.3] Léger P., Dussault S., 1992, Seismic-Energy dissipation in MDOF structures, J. struct. Eng. ASCE, 118, (5) 1251-1269, (1992)
- [A.4] Chopra A. K., 2001, Dynamics of Structures: Theory and applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey (2001)

Appendice B Cenni teorici sui modelli strutturali

In questo capitolo viene riassunta brevemente la teoria alla base dei modelli strutturali in scala, la trattazione fatta è un breve riassunto di quanto riportato in [B.1][B.2].

B.1 L'analisi dimensionale

L'analisi dimensionale è di sostanziale utilità per lo studio del comportamento fisico di una struttura, perché permette di esprimere in maniera combinata le variabili in gioco, identificando opportuni gruppi adimensionali (Pi-terms), con conseguente riduzione delle incognite.

B.1.1 Buckingham's Pi Theorem

Questo teorema afferma che ogni equazione dimensionale omogenea, che coinvolge alcune grandezze fisiche, può essere ridotta ad un'equazione equivalente che coinvolge una serie completa di prodotti adimensionali. Per i modelli di ingegneria strutturale, questo teorema afferma che la soluzione dell'equazione omogenea di molteplici quantità fisiche di interesse, cioè:

$$F(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (\text{B.1})$$

può essere espressa nella seguente forma equivalente:

$$G(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m) = 0 \quad (\text{B.2})$$

I termini $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m$ (Pi-terms) sono dei prodotti adimensionali ottenuti dalle quantità fisiche X_1, X_2, \dots, X_n . Dalle quantità X_1, X_2, \dots, X_n si possono ottenere $m = n - r$ prodotti adimensionali indipendenti. Generalmente il numero di prodotti adimensionali (m) è uguale alla differenza tra il numero delle quantità fisiche considerate (n) ed il numero delle misure fondamentali (r).

Il problema principale nell'applicazione del Buckingham's Pi Theorem riguarda la formazione di un set di Pi-terms appropriato. I seguenti punti sono delle linee guida necessarie al solo processo di formazione:

- tutte le variabili n devono essere incluse;
- i termini m devono essere indipendenti e adimensionali;
- non esiste un insieme unico di Pi-terms per un problema dato, formulazioni alternative sono possibili per la formazione dei Pi-terms in modi diversi. Perciò non è possibile affermare che un insieme di informazioni complete siano un set "corretto" o "sbagliato" di Pi-terms indipendenti per un determinato problema.

Il metodo per arrivare ad un set di Pi-terms "corretto" è soggetto quindi a scelte soggettive. Esistono in letteratura una serie di metodi piuttosto formali, che comportano la creazione di appropriate equazioni dimensionali. Un approccio meno formale comporta i seguenti passi:

- scegliere le variabili r in modo che coinvolgano le dimensioni necessarie ad esprimere tutte le variabili del problema (misure fondamentali), e in modo che siano indipendenti. Le variabili che sono di per se adimensionali non possono essere scelte nell'insieme delle variabili r .
- formare il Pi-terms di m termini, prendendo le restanti $(n-r)$ variabili e raggruppandole con le altre variabili r in modo tale che tutti i gruppi m siano adimensionali. Tale procedura garantisce una serie di termini adimensionali indipendenti.

Occorre notare che le variabili r scelte, in generale, appaiono più di una volta nel set dei Pi-terms, mentre le restanti $(n-r)$ variabili appaiono una volta sola.

B.1.2 Applicazione dell'analisi dimensionale ai modelli in scala

È relativamente semplice applicare i principi dell'analisi dimensionale ai modelli strutturali. In questo paragrafo sono considerati modelli strutturali reali in cui si ha completa similitudine tra prototipo e modello. Mediante il Buckingham's Pi Theorem la formulazione matematica di qualsiasi fenomeno fisico può essere ridotta ad un'equazione che coinvolge una serie completa di prodotti adimensionali.

$$\pi_1 = \phi(\pi_2, \pi_3 \dots \dots, \pi_n) \tag{B.3}$$

Scrivendo l'equazione precedente sia per il prototipo (pedice p) che per il modello (pedice m), si ottiene il quoziente riportato in (B.4):

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\phi(\pi_{2p}, \pi_{3p} \dots \dots, \pi_{np})}{\phi(\pi_{2m}, \pi_{3m} \dots \dots, \pi_{nm})} \tag{B.4}$$

La similitudine è definita in modo che tutti i prodotti adimensionali siano gli stessi per il modello e per il prototipo.

$$\pi_{2p} = \frac{1}{\beta} \pi_{2m} \tag{B.5}$$

$$\pi_{3p} = \frac{1}{\beta} \pi_{3m}$$

...

$$\pi_{np} = \frac{1}{\beta} \pi_{nm}$$

Quindi si può riscrivere:

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\phi(\pi_{2p}, \pi_{3p} \dots \dots, \pi_{np})}{\phi(\pi_{2m}, \pi_{3m} \dots \dots, \pi_{nm})} = \frac{1}{\beta} \quad (\text{B.6})$$

Oppure:

$$\pi_{1p} = \frac{1}{\beta} \pi_{1m} \quad (\text{B.7})$$

La formulazione di relazioni di scala, per ogni problema di modellazione, può essere stabilita abbastanza facilmente imponendo l'eguaglianza (B.7) tra prototipo e modello. Ponendo $\beta = 1$ si ottiene una modellazione in scala "reale", con $\beta \neq 1$ si ottiene invece una modellazione in scala "distorta".

B.2 Fattori di scala per modelli sottoposti ad input dinamico

Sono considerate le seguenti grandezze riassunte in tabella B.1.

tabella B.1 – Grandezze considerate per l'analisi dimensionale

Quantità	Simbolo	Dimensione
Dimensione lineare	l	L
Forza	Q	F
Modulo elastico	E	FL^{-2}
Coefficiente di Poisson	ν	-
Densità di massa	ρ	FT^2L^{-4}
Spostamento	δ	L
Tensione	σ	FL^{-2}
Frequenza	f	T^{-1}
Gravità	g	LT^{-2}
Accelerazione	a	LT^{-2}
Velocità	v	LT^{-1}
Tempo	t	T
Energia	EN	FL

Per un modello in scala, i parametri che governano il comportamento dinamico strutturale per il Buckingham's Pi Theorem possono essere scritti come:

$$\phi\left(\frac{\delta}{l}, \frac{\sigma}{E}, \frac{g}{f^2 l}, \frac{\rho g l}{E}, \frac{Q}{El^2}, \nu\right) = 0 \quad (B.8)$$

Considerando lo spostamento di primario interesse, la relazione funzionale diventa:

$$\frac{\delta}{l} = \phi'\left(\frac{\sigma l^2}{Q}, \frac{g}{f^2 l}, \frac{\rho g l}{E}, \frac{Q}{El^2}, \nu\right) \quad (B.9)$$

Allo stesso modo se considerando la tensione di primario interesse si ottiene:

$$\frac{\sigma l^2}{Q} = \phi''\left(\frac{\delta}{l}, \frac{g}{f^2 l}, \frac{\rho g l}{E}, \frac{Q}{El^2}, \nu\right) \quad (B.10)$$

Eguagliando per prototipo e modello tutti i Pi-terms dell'equazione sono derivati tutti i fattori di scala necessari:

- Spostamento

$$\frac{\delta_p}{l_p} = \frac{1}{\beta} \frac{\delta_m}{l_m} \rightarrow \delta_p = \frac{1}{\beta} \delta_m \frac{l_p}{l_m} = \delta_m \frac{S_L}{\beta} \quad (\text{B.11})$$

- Tensione

$$\frac{\sigma_p l_p^2}{Q_p} = \frac{1}{\beta} \frac{\sigma_m l_m^2}{Q_m} \rightarrow \sigma_p = \sigma_m \frac{Q_p}{Q_m} \frac{l_m^2}{l_p^2} \frac{1}{\beta} = \sigma_m \frac{S_E}{\beta} \quad (\text{B.12})$$

- Forza

$$S_E = \beta \frac{Q_p}{Q_m} \frac{l_m^2}{l_p^2} = \frac{Q_p}{Q_m} \frac{\beta}{S_L^2} \rightarrow \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{S_E S_L^2}{\beta} \quad (\text{B.13})$$

- Gravità/Accelerazione

$$g_p = g_m \quad e \quad a_p = a_m \rightarrow \frac{g_p}{g_m} = \frac{a_p}{a_m} = 1 \quad (\text{B.14})$$

- Frequenze

$$\frac{g_p}{f_p^2 l_p} = \frac{1}{\beta} \frac{g_m}{f_m^2 l_m} \rightarrow f_p^2 l_p = \beta f_m^2 l_m \quad (\text{B.15})$$

$$f_p^2 = f_m^2 \frac{l_m}{l_p} \beta \rightarrow f_p = f_m \sqrt{\frac{l_m \beta}{l_p}} = f_m \sqrt{\frac{\beta}{S_L}} \quad (\text{B.16})$$

- Tempo / Periodo

$$\frac{f_p}{f_m} = \frac{t_m}{t_p} = \sqrt{\frac{\beta}{S_L}} \rightarrow \frac{t_p}{t_m} = \sqrt{\frac{S_L}{\beta}} \quad (\text{B.17})$$

- Densità

$$\frac{\rho_p g_p l_p}{E_p} = \frac{1}{\beta} \frac{\rho_m g_m l_m}{E_m} \rightarrow \rho_p = \rho_m \frac{E_p}{E_m} \frac{l_m}{l_p} \frac{1}{\beta} = \rho_m \frac{S_E}{S_L} \frac{1}{\beta} \quad (\text{B.18})$$

- Velocità

$$\frac{t_p}{t_m} \frac{\delta_m}{\delta_p} = \sqrt{\frac{S_L}{\beta}} \frac{\beta}{S_L} \rightarrow \frac{\delta_p}{t_p} = \frac{\delta_m}{t_m} \sqrt{\frac{S_L}{\beta}} \quad (\text{B.19})$$

- Energia

$$Q_p \delta_p = \frac{S_E S_L^2}{\beta} Q_m \frac{S_L}{\beta} \delta_m = \frac{S_E S_L^3}{\beta^2} Q_m \delta_m \quad (\text{B.20})$$

B.2.1 Fattori di scala per modelli “true replica models”

I fattori di scala appena determinati, ponendo $\beta = 1$, sono riassunti in tabella B.2.

tabella B.2 – Fattori di scala per modelli reali

Quantità	Simbolo	Dimensione	Fattore di scala
Dimensione lineare	l	L	S_L
Forza	Q	F	$S_E S_L^2$
Modulo elastico	E	FL^{-2}	S_E
Coefficiente di Poisson	ν	-	1
Densità di massa	ρ	$FT^2 L^{-4}$	S_E / S_L
Spostamento	δ	L	S_L
Tensione	σ	FL^{-2}	S_E
Frequenza	f	T^{-1}	$S_L^{-1/2}$
Gravità	g	LT^{-2}	1
Accelerazione	a	LT^{-2}	1
Velocità	v	LT^{-1}	$\sqrt{S_L}$
Tempo	t	T	$\sqrt{S_L}$
Energia	EN	FL	$S_E S_L^3$

B.2.2 Fattori di scala per modelli in scala distorta

I fattori di scala appena determinati, ponendo $\beta \neq 1$, sono riassunti in tabella B.3.

tabella B.3 – Fattori di scala per modelli distorti

Quantità	Simbolo	Dimensione	Fattore di scala
Dimensione lineare	L	L	S_L
Forza	Q	F	$S_E S_L^2 / \beta$
Modulo elastico	E	FL^{-2}	S_E
Coefficiente di Poisson	N	-	1
Densità di massa	P	FT^2L^{-4}	$S_E / \beta S_L$
Spostamento	Δ	L	S_L / β
Tensione	σ	FL^{-2}	S_E / β
Frequenza	F	T^{-1}	$\sqrt{\beta} / \sqrt{S_L}$
Gravità	G	LT^{-2}	1
Accelerazione	A	LT^{-2}	1
Velocità	V	LT^{-1}	$\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta}$
Tempo	T	T	$\sqrt{S_L} / \sqrt{\beta}$
Energia	EN	FL	$S_E S_L^3 / \beta^2$

Riferimenti - Appendice B

- [B.1] Sabnis G. M., Harris H. G., White R. N., Mirza , 1983, Structural modeling and experimental techniques, Prentice-Hall, 1983
- [B.2] Moncarz P. D., Krawinkler H., 1981, Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering, Department of civil and environmental engineering Stanford University, Report No.50, 1981

Ringraziamenti

Il lavoro di ricerca sviluppato in questi anni di lavoro e riportato in questa tesi è stato possibile grazie al finanziamento di una borsa di dottorato di ricerca da parte della Fondazione Cassa di Risparmio di Padova e Rovigo – bando anno 2008. A tale ente si esprimono i più sentiti ringraziamenti del sottoscritto, del mio tutore Ing. Roberto Scotta e di tutta la Scuola di Dottorato, accompagnato dall’invito a proseguire in tale benefica iniziativa nella convinzione che il supporto alla libera ricerca sia fondamentale per il mantenimento dell’eccellenza scientifica dell’Università in genere e di quella Patavina in particolare.

I miei personali ringraziamenti al Prof. Lanzoni e a tutto il collegio docenti della scuola di dottorato.

Un sentito ringraziamento al mio tutore Ing. Roberto Scotta per i consigli, i momenti di confronto, l’incoraggiamento e la pazienza dimostrata nei miei confronti in questi tre anni.

Un ringraziamento particolare lo devo all’ Ing. Massimiliano Lazzari che mi ha sempre supportato, ascoltato e incoraggiato a dare il meglio di me stesso.

Ringrazio il prof. Renato Vitaliani per i “vivaci” momenti di confronto, la prof. Anna Saetta e l’Ing. Luisa Berto per la disponibilità ed i preziosi consigli.

Grazie inoltre a Leopoldo, Paola, Giuseppe, Laura, Tommaso, Luca, Diego, Paolo e Marco per avermi accolto nel gruppo di ricerca e per l’amicizia che si è instaurata tra noi.