

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.S.T.A.R.T.

*Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti,
delle Acque, del Rilevamento e del Territorio*

TESI DI LAUREA

in

PROGETTO IN ZONA SISMICA LS

**LINK DISSIPATIVI ISTERETICI PER LA MITIGAZIONE DEGLI
EFFETTI DEL SISMA**

CANDIDATO
Lorenzo Bacci

RELATORE
Chiar.mo Prof. Ing. Tomaso Trombetti

CORRELATORE
Dott. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico 2009/10

Sessione I

Indice

1.INTRODUZIONE	9
1.1 Obiettivi della tesi	10
1.2 Organizzazione del testo	10
2. TECNICHE PER LA PROTEZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE	12
2.1 L'interpretazione energetica dell'evento sismico	12
2.2 Progettazione sismica Tradizionale e Innovativa	14
2.3 Sistemi di protezione delle strutture e dispositivi passivi di dissipazione dell'energia	18
2.3.1 Dissipatori viscosi.....	23
2.3.2 Smorzatori a frizione e smorzatori visco-elastici	25
2.3.3 Dissipatori isteretici in acciaio.....	27
2.4 LA DISPOSIZIONE OTTIMALE DEGLI SMORZATORI.....	28
2.4.1 Le componenti MPD e SPD della matrice di smorzamento di Rayleigh: la definizione matematica ed il significato fisico dei sistemi MPD e SPD	28
2.4.2 Proprietà dissipative dei sistemi MPD e SPD.....	34
2.4.3 Applicazione pratica dei sistemi "FIXED POINTS"	40
3. L'OSPEDALE MAGGIORE DI BOLOGNA	43
3.1 Caratteristiche dell'opera	43
3.1.1 Dimensioni e materiali.....	44
3.2 Il sistema di collegamento degli impalcati ai nuclei di controventamento.....	49
3.2.1 Descrizione del sistema di collegamento.....	49
3.2.2 Dati sperimentali per la determinazione del comportamento degli elementi di collegamento	56
3.2.2.1 <i>Descrizione dell'apparato sperimentale e delle misurazioni effettuate</i> ..	56
3.2.2.2 <i>Risultati della prova sperimentale</i>	59

3.2.3 Risultati numerici ottenuti con il programma Strauss 7	63
3.2.3.1 Definizione geometrica del modello e del materiale.....	63
3.2.3.2 Elemento M1: calibrazione del modello per la definizione del comportamento Forza –spostamento	65
3.2.3.3 Elemento M1: cicli di isteresi.....	69
3.2.3.4 Elemento M2: calibrazione del modello per la definizione del comportamento Forza –spostamento	72
3.2.3.5 Elemento M2: cicli di isteresi.....	74
3.3 Definizione del modello tridimensionale della struttura	77
3.3.1 Modellazione tridimensionale del Corpo 'D' dell'Ospedale Maggiore di Bologna	77
3.3.2 Calcolo della massa totale	79
3.3.3 Calcolo approssimativo delle rigidezze dei due nuclei in c.c.a.....	81
3.3.3.1 Rigidezza alla traslazione nella direzione N-S	81
3.3.3.2. Rigidezza alla traslazione nella direzione E-O.....	83
3.3.4 Risultati dell'analisi modale.....	85
3.4 Modellazione degli elementi a comportamento non lineare	88
3.4.1 Linearizzazione del comportamento dell'elemento M1	88
3.4.2 Linearizzazione del comportamento dell'elemento M2.....	92
4. ASSESSMENT DELLA STRUTTURA MEDIANTE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI.....	95
4.1 Identificazione delle forme spettrali.....	95
4.2. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti.....	99
4.2.1 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per gli stati limite di operatività.....	101
4.2.2 Spettri di risposta elastici per lo stato limite di danno	104
4.2.3 Spettri di risposta elastici per lo stato limite di salvaguardia della vita	106
4.2.4 Spettri di risposta elastici per lo stato limite near collapse	108
4.3 Definizione degli accelerogrammi	110

4.3.1 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLO	111
4.3.2 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLD	112
4.3.3 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLV	113
4.3.4 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLC	114
4.4 Stima del momento flettente e del taglio alla base	115
4.5 Risultati delle analisi dinamiche non lineari Time History	119
4.5.1 Risultati dell' SLO	120
4.5.2 Risultati dello SLD	122
4.5.3 Risultati SLV	124
4.5.4 Risultati SLC.....	126
4.5.5 Profili di deformazione nel sistema di collegamento.....	129
4.6 Analisi della struttura sottoposta a livelli di intensità sismica crescente	132
4.6.1 Miglioramento del comportamento sismico della struttura: confronto dei risultati dell'assessment con altre disposizioni dei link di collegamento	138
4.6.2 Profili di deformazione nel sistema di collegamento nel caso di disposizione di link M2 su tutta l'altezza	143
5. MIGLIORAMENTO DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA MEDIANTE LINK DISSIPATIVI ISTERETICI.....	147
5.1 Impostazione del problema e finalità progettuali	147
5.1.1 Individuazione del legame forza – spostamento del nuovo sistema di link isteretici.....	149
5.1.2 Calcolo della rigidità iniziale dell'elemento.....	150
5.1.3 Determinazione del comportamento forza spostamento dell'elemento di collegamento	154
5.1.3.1 Linearizzazione del comportamento degli elementi.....	156
5.2 Risultati delle analisi non lineari Time History	158
5.2.1 Profili di deformazione nel sistema di collegamento.....	161

5.3 Determinazione di un metodo semplificato di calcolo del momento e del taglio alla base dei nuclei di controventamento.	163
5.3.1 Calcolo dell'azione sismica da assegnare al nucleo: l'analisi statica equivalente	164
5.3.2 Applicazione dell' ASE al case study specifico per la determinazione delle sollecitazioni sismiche sui nuclei di controventamento	166
5.3.4 Analisi dei risultati	167
5.4 DEFINIZIONE DI UN LINK DISSIPATIVO ISTERETICO MULTIDIREZIONALE.....	170
5.4.1 Impostazione del problema	170
5.4.2 Determinazione della rigidità elastica dell'elemento.....	173
5.4.3 Determinazione del comportamento forza spostamento dell'elemento di collegamento	183
5.4.4 Analisi dei risultati delle analisi Time History.....	187
5.4.5 Profili di spostamento del sistema di collegamento	191
6. CONCLUSIONI.....	193
BIBLIOGRAFIA.....	196

INTRODUZIONE

Negli ultimi anni numerose soluzioni per la protezione sismica degli edifici sono state sviluppate ed applicate nei sistemi strutturali.

Tra i sistemi di mitigazione degli effetti del sisma i dissipatori viscosi hanno dimostrato di essere di facile applicabilità e di dissipare efficacemente l'energia cinetica trasmessa dal sisma alla struttura, pertanto sono stati oggetto di studio della ricerca nel campo dell'ingegneria sismica.

Tuttavia ad oggi l'ottimizzazione dei sistemi di dissipazione all'interno delle strutture è una problematica ancora aperta, solitamente l'attenzione della ricerca si è rivolta al dimensionamento ottimale degli smorzatori senza preoccuparsi della loro disposizione all'interno dei sistemi strutturali. Il presente lavoro prende spunto dai risultati delle più moderne indagini sulla disposizione ottimale degli smorzatori all'interno delle strutture al fine di individuare un sistema di dissipazione innovativo realizzato mediante dissipatori di tipo isteretico.

Le analisi svolte riguardano una struttura esistente, infatti si è studiato il comportamento dinamico di una struttura esistente, l'ampliamento dell'Ospedale Maggiore di Bologna.

La struttura in questione è costituita da un telaio in acciaio controventato da due nuclei in c.a. esterni ai quali sono affidate le azioni orizzontali, gli impalcati e i controventamenti sono collegati fra loro da appositi elementi metallici di forma sinusoidale, la loro disposizione è dovuta alla necessità di controllare gli effetti delle variazioni termiche fra nuclei e telaio.

Il sistema di collegamento fra impalcati e nuclei controventanti è il punto centrale del nostro studio, in particolare la nostra attenzione si è rivolta alla caratterizzazione del comportamento non lineare dei collegamenti ed alle sue conseguenze sulla risposta strutturale complessiva in presenza di un sisma.

L'assessment della struttura, considerando l'influenza del sistema di collegamento, è il punto di partenza da cui si muove la ricerca successiva volta all'ottimizzazione del sistema di collegamento al fine di migliorare la risposta sismica della struttura.

1.1 Obiettivi della tesi

Un primo obiettivo è quello di delineare le caratteristiche dei dispositivi di collegamento fra telai e nuclei controventanti, determinando il legame costitutivo Forza-Spostamento inquadrandoli come link dissipativi isteretici.

In tal modo si cerca stimare l'influenza sul comportamento sismico globale della struttura del sistema di collegamento. I dispositivi di collegamento possono essere inquadrati quindi non solo come un sistema delegato gestire le deformazioni termiche fra gli impalcati e i nuclei controventanti, ma anche a dissipare l'energia in ingresso nella struttura durante l'evento sismico, permettendo di dimensionare in maniera più economica i nuclei destinati a sostenere le azioni orizzontali.

Sulla base delle indicazioni ottenute nella fase di assessment si cerca di migliorare il comportamento del sistema di collegamento dal punto di vista sismico dimensionandolo in modo tale che riesca a compiere cicli di isteresi maggiore.

1.2 Organizzazione del testo

La tesi si può suddividere in due parti fondamentali:

- Una prima parte in cui si affronta il problema della modellazione dei dispositivi di collegamento al fine di definirne il comportamento non lineare per procedere ad un assessment del comportamento sismico attraverso analisi non lineari di tipo Time History della struttura in cui si monitoreranno come parametri

fondamentali le reazioni alla base quali taglio e momento, lo spostamento in sommità e lo spostamento relativo fra telai e nuclei ovvero i profili di deformazione del sistema di collegamento.

- La seconda parte invece sarà rivolta allo studio di un possibile miglioramento in del sistema di collegamento considerato come sistema di protezione sismica della struttura.

2. TECNICHE PER LA PROTEZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE

2.1 L'interpretazione energetica dell'evento sismico

La progettazione antisismica delle strutture non può prescindere da un approccio di tipo energetico della problematica progettuale.

L'azione di un carico di tipo dinamico su un sistema strutturale introduce in esso una certa quantità di energia. L'energia in ingresso viene trasformata in energia accumulata ed in energia dissipata.

$$E_I \leq E_A + E_D$$

L'energia viene accumulata in due maniere distinte:

$$E_A = E_E + E_K$$

- E_E = energia di deformazione elastica
- E_K = energia cinetica

Per quanto riguarda l'energia dissipata, la dissipazione avviene attraverso due meccanismi:

$$E_D = E_H + E_V$$

- E_H = energia dissipata per deformazioni isteretiche o plastiche (associata a forze che dipendono soltanto dalla deformazione)
- E_V = energia dissipata attraverso lo smorzamento viscoso

In definitiva:

$$E_I \leq \underbrace{E_E + E_K}_{\text{reversibile}} + \underbrace{E_H + E_V}_{\text{irreversibile}}$$

La presenza della dissipazione, a parità di energia immessa, fa sì che rispetto ad un sistema a comportamento elastico lineare siano minori le sollecitazioni elastiche sulla struttura.

I sistemi costruttivi tradizionali (in c.a., in acciaio, in muratura) fanno affidamento sulla duttilità per ridurre l'entità dell'azione sismica da SLU.

Sostanzialmente la duttilità permette di ridurre gli effetti dell'azione del sisma dissipando energia attraverso il danneggiamento, opportunamente studiato, degli elementi strutturali e non strutturali.

I sistemi innovativi di progettazione antisismica perseguono la riduzione degli effetti dell'azione del sisma senza contare sulla dissipazione di energia che nasce dal danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali (offrono quindi prestazioni migliori nei confronti dell'SLU e anche nei confronti dell'SLD), piuttosto prevedono l'inserimento di dispositivi adeguatamente progettati per dissipare l'energia in ingresso salvaguardando la struttura.

L'uso di un sistema adeguatamente progettato per le azioni sismiche introduce anche una nuova problematica, ovvero la necessità di predisporre all'interno delle strutture sistemi resistenti doppi.

Invece di adeguare il sistema strutturale destinato a resistere ai carichi verticali, a sopportare anche le sollecitazioni sismiche, si fa sempre più strada l'idea di predisporre sistemi resistenti specifici per le azioni orizzontali che si affianchino a quelli per le azioni verticali.

2.2 Progettazione sismica Tradizionale e Innovativa

L'attuale progettazione sismica si basa sull' approccio definito *Force-Based Design*, nato cercando di imitare il tradizionale approccio utilizzato per la progettazione statica delle strutture.

Le problematiche legate a questa metodologia sono diverse e fra esse possono esserne indicate alcune:

- Il *Force-Based Design* è affetto da diverse problematiche. La prima si basa sul fatto che tale approccio si fonda sulla stima della rigidità iniziale per determinare il periodo e la distribuzione delle forze di progetto tra i diversi elementi strutturali; ciò rappresenta un'afezione dell'approccio stesso in quanto dal momento che la rigidità dipende dalla resistenza degli elementi, non può essere conosciuta fintanto che il percorso progettuale non è completo;
- Le forze sismiche vengono distribuite tra i vari elementi strutturali sulla base della rigidità iniziale; ciò non è corretto perché significherebbe assumere che diversi elementi possano essere condotti allo snervamento simultaneamente;
- Il *Force-Based Design* è basato sull'ipotesi che per una data tipologia strutturale e per un dato materiale sia sufficiente un unico fattore di riduzione delle forze (basato sulla capacità di duttilità).;
- il sistema resistente progettato per sostenere i carichi verticali viene concepito anche per sostenere i carichi orizzontali derivanti dall'azione sismica.

Inoltre, occorre sottolineare che la progettazione in zona sismica è un problema molto complesso, anche perché l'azione sismica è influenzata dalla risposta dinamica del sistema strutturale, quindi in funzione del comportamento del sistema varia l'azione che lo stesso sistema può subire.

In conclusione, quindi, è possibile notare che, attualmente, la progettazione sismica delle strutture si basa sul fatto che la risposta dinamica del sistema strutturale è valutata, in un certo senso, “*passivamente*” ed anzi non è governata in modo tale da ottimizzarla; infatti, il sistema strutturale che inizialmente viene concepito per portare solo i carichi

verticali, viene successivamente predisposto anche per portare i carichi orizzontali sulla base del suo comportamento dinamico.

Proprio a causa delle diverse problematiche insite nell'attuale metodologia di progettazione sismica delle strutture, recentemente, si è assistito allo sviluppo di nuovi metodi di progettazione sismica. I recenti contributi innovativi che si sono sviluppati nell'ambito della progettazione sismica mirano (al contrario dell'approccio tradizionale), ad un controllo della risposta dinamica del sistema strutturale.

I metodi innovativi, sviluppatisi recentemente nell'ambito della progettazione sismica delle strutture, sono elencati di seguito e successivamente descritti:

- 1) *Performance Based Seismic Design “PBSD” (PEER / Vision 2000)*;
- 2) *Direct Displacement Based Design “DDBD”*;
- 3) Progettazione di *sistemi strutturali specifici* (e quindi doppi) che portino separatamente i carichi orizzontali da quelli verticali (*unbonded braces, isolatori sismici, ...*);
- 4) *Imposizione della risposta dinamica della struttura* in fase di progettazione: la risposta del sistema strutturale è attivamente “governata” e migliorata tramite l'utilizzo di *smorzatori* o *isolatori sismici*.

- 1) *Performance Based Seismic Design “PBSD”*

Il *Performance Based Seismic Design, (PBSD)*, è stato introdotto dal *PEER* attraverso il documento *Vision 2000* del 1995. L'intento del *Performance Based Seismic Design* è quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare, costruire e conservare gli edifici in modo tale che questi siano in grado di esplicitare determinate *prestazioni* se sottoposti a determinati *livelli di intensità sismica*, ovvero siano in grado di soddisfare prefissati “*obiettivi prestazionali*”. Gli “*obiettivi prestazionali*” (*Performance Objectives*) nascono dunque dall'unione dei cosiddetti “*livelli prestazionali*” e i cosiddetti “*livelli di intensità sismica*” previsti e descritti nel documento *Vision2000*, e possono essere più o meno stringenti in base all'importanza della struttura stessa.

Il *Performance Based Design* si pone dunque come approccio nuovo alla progettazione sismica, ma anche come un approccio di tipo diretto, in quanto consente al progettista di dare delle informazioni al cliente sul prodotto e sulle prestazioni che tale prodotto è in grado di garantire.

Nonostante il *PBSD* costituisca un grande cambiamento della logica progettuale caratterizzato dall'indubbio vantaggio di identificare e di comunicare correttamente il comportamento sismico atteso da una data struttura, il suo sviluppo completo si è rivelato abbastanza difficile, in particolar modo, a causa del problema di individuare l'input sismico di riferimento.

2) *Direct Displacement Based Design* “*DDBD*”

Il *Direct Displacement Based Design*, (*DDBD*), è stato introdotto originariamente da Nigel Priestely e successivamente è stato sviluppato in collaborazione con G. M. Calvi con il proposito di superare le manchevolezze insite nel convenzionale *Force-Based Design*.

La differenza fondamentale rispetto al *Force-Based Design* riguarda il fatto che il *DDBD* caratterizza le strutture in modo tale che possano essere progettate facendo ricorso al modello ad un singolo grado di libertà (*single-degree-of-freedom*, *SDOF*), il quale consente di rappresentare la prestazione della struttura sulla base della massima risposta in termini di spostamento, al contrario dell'approccio tradizionale che invece ricorre alle caratteristiche elastiche iniziali della struttura stessa. In altri termini si può affermare che il *Direct Displacement-Based Design* sostituisce la struttura reale, che in generale può essere un sistema a più gradi di libertà (*multi-degree-of-freedom*, *MDOF*), con un oscillatore semplice equivalente e che tale equivalenza viene realizzata sulla base dello spostamento massimo della struttura stessa.

La filosofia fondamentale alla base di tale approccio è quella di progettare una struttura in grado di raggiungere una data performance (individuata da un certo stato limite per la struttura stessa) sotto un sisma di una definita intensità (caratterizzato da una precisa probabilità di occorrenza). Tutto ciò rientra nell'ottica di voler realizzare strutture a “rischio uniforme” che siano coerenti con gli spettri di risposta già caratterizzati da un “rischio uniforme” e già recepiti dai vari codici. La procedura di progettazione consente di determinare la resistenza, richiesta alle porzioni in cui si formeranno le cerniere plastiche, necessaria per raggiungere gli obiettivi progettuali che

a loro volta sono stati definiti sulla base di precisi valori di spostamento. Tutto ciò deve essere, in ogni caso, combinato con le strategie imposte dal *Capacity Design*. È stato inoltre dimostrato che i requisiti imposti dal *Capacity Design* su una struttura progettata con il DDBD sono meno onerosi di quelli imposti su una struttura progettata con il *Force-Based Design*; ciò si traduce necessariamente in strutture più economiche.

3) *Sistemi strutturali specifici*

L'idea di utilizzare un *sistema resistente specifico* ovvero *doppio* (cioè costituito da elementi che resistono solo alle azioni verticali e da elementi che resistono solo alle azioni orizzontali), nasce dalla volontà di voler superare il problema insito nelle strutture caratterizzate da un unico sistema resistente sia alle azioni orizzontali sia alle azioni verticali. Infatti, le strutture caratterizzate da un unico sistema resistente sia alle azioni orizzontali sia alle azioni verticali possono, in generale, essere più economiche rispetto alle strutture caratterizzate dalla presenza di un sistema resistente doppio, ma, generalmente, rappresentano un compromesso poco efficace, in quanto non consentono di “controllare” la risposta dinamica del sistema. Al contrario, invece, un sistema resistente doppio (cioè costituito da elementi che resistono solo alle azioni verticali e da elementi che resistono solo alle azioni orizzontali) permette di individuare le caratteristiche del sistema resistente alle azioni orizzontali separatamente rispetto alle caratteristiche del sistema resistente alle azioni verticali, e, consente in questo modo di ottimizzare la risposta dinamica della struttura.

4) *Imposizione della risposta dinamica della struttura*

L'utilizzo di sistemi innovativi quali *smorzatori* o *isolatori sismici* consente di “governare” attivamente e migliorare la risposta del sistema strutturale. La risposta dinamica della struttura a seguito di un sisma è, in questo modo, “imposta” dal progettista il quale non si limita a compiere una semplice analisi. Gli smorzatori, si fondano sull'idea di modificare (aumentandolo) il periodo fondamentale della struttura, in modo tale da migliorare la risposta sismica della struttura. Tali sistemi innovativi possiedono l'indubbio vantaggio di ridurre considerevolmente le accelerazioni indotte nella sovrastruttura, ma hanno costi elevati e portano a danni inaccettabili al piano terra (per crisi di piano debole).

È bene notare che tutti i contributi recenti, di cui sopra, sono stati studiati e sviluppati negli anni novanta, e, si può dire, in modo quasi del tutto indipendente gli uni dagli altri, senza cioè riassumerli in un'unica e globale strategia di progettazione che avrebbe permesso di esplorarne appieno le potenzialità.

2.3 Sistemi di protezione delle strutture e dispositivi passivi di dissipazione dell'energia

La disequazione del bilancio energetico racchiude in sé come i vari dispositivi antisismici incidano sulla risposta strutturale, come si può osservare nella figura 2.1.

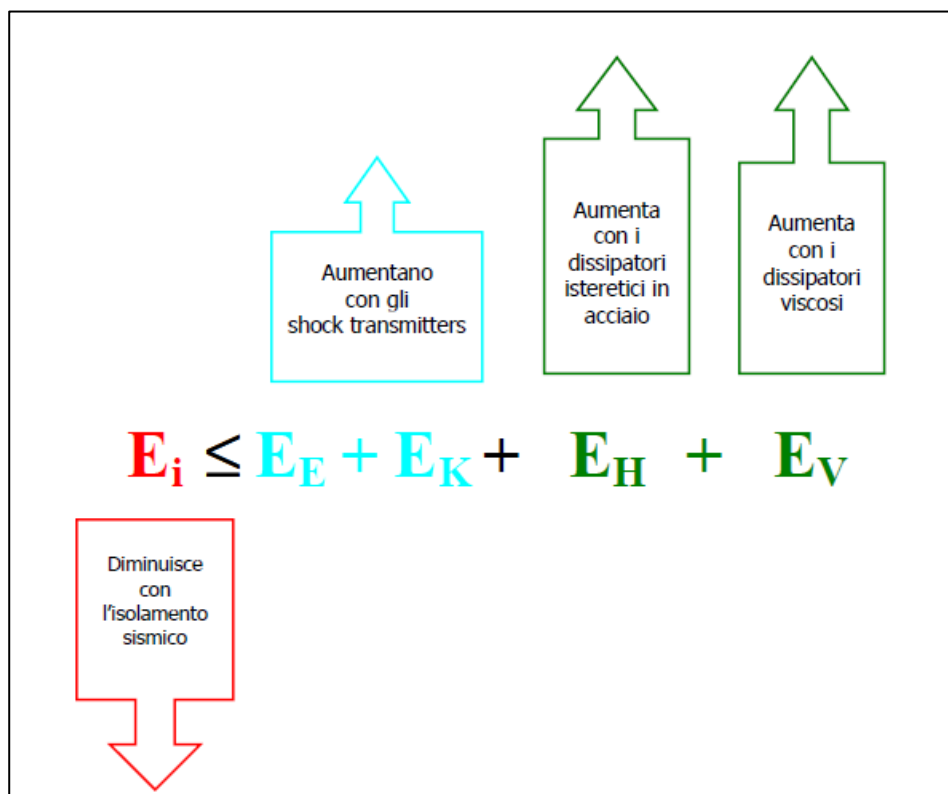


Figura 2.1 – Disequazione del bilancio energetico in caso di sisma, l'influenza delle moderne tecniche di protezione sismica

Si può pensare di incrementare l'energia elastica della struttura adottando criteri di progettazione per cui le strutture si mantengano in campo elastico anche durante eventi sismici, soluzione questa del tutto inaccettabile dal punto di vista economico, oppure si può ricorrere a dispositivi di vincolo dinamico denominati Shock Transmitters, cioè dei dispositivi che solo in caso di rapidi movimenti costituiscono un vincolo per la struttura.

La risposta degli Shock Transmitters dipende dalla velocità del movimento imposto (figura 2.2): essi consentono gli spostamenti a basse velocità (ossia quelli causati da variazioni termiche, dal ritiro e dalla viscosità del calcestruzzo), mentre per sollecitazioni impulsive costituiscono vincoli temporanei, rendendo la struttura iperstatica.

In tal modo in condizioni di esercizio sono mantenuti i vantaggi di una struttura isostatica, mentre durante il sisma tutti gli elementi sono chiamati a collaborare.

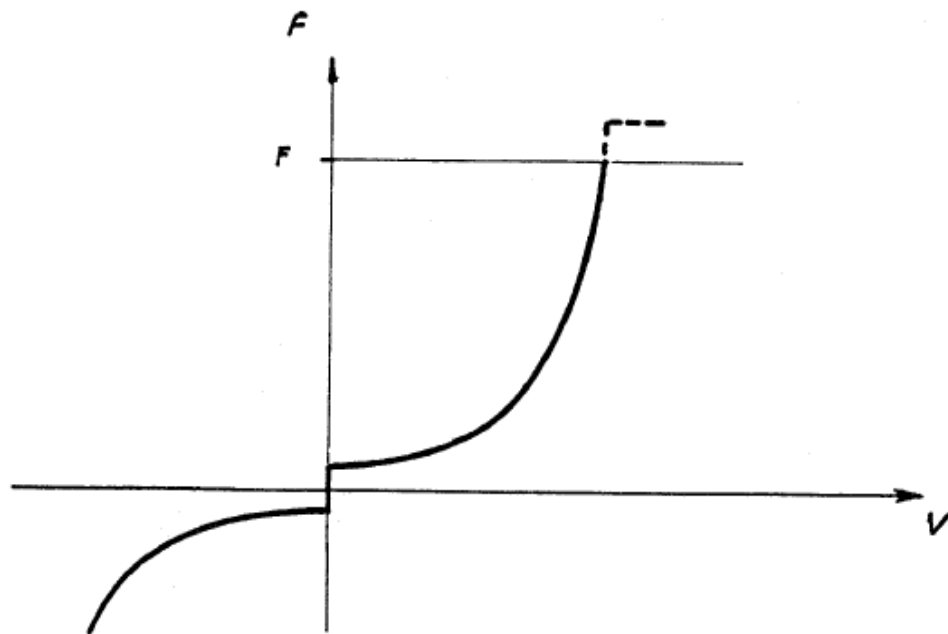


Figura 2.2 – Diagramma Forza – Velocità, quest'ultima in scala logaritmica, che rappresenta il funzionamento degli Shock Transmitters

Facendo riferimento alla disequazione del bilancio energetico gli altri sistemi per migliorare la risposta strutturale in caso di evento sismico sono volti all'aumento dell'energia dissipata o alla diminuzione dell'energia in ingresso.

Esaminando le moderne tecniche di protezione sismica, queste possono essere divise in tre gruppi principali riassunti in figura 2.3:

- Controllo Attivo
- Controllo Passivo
- Controllo ibrido (Attivo + Passivo)

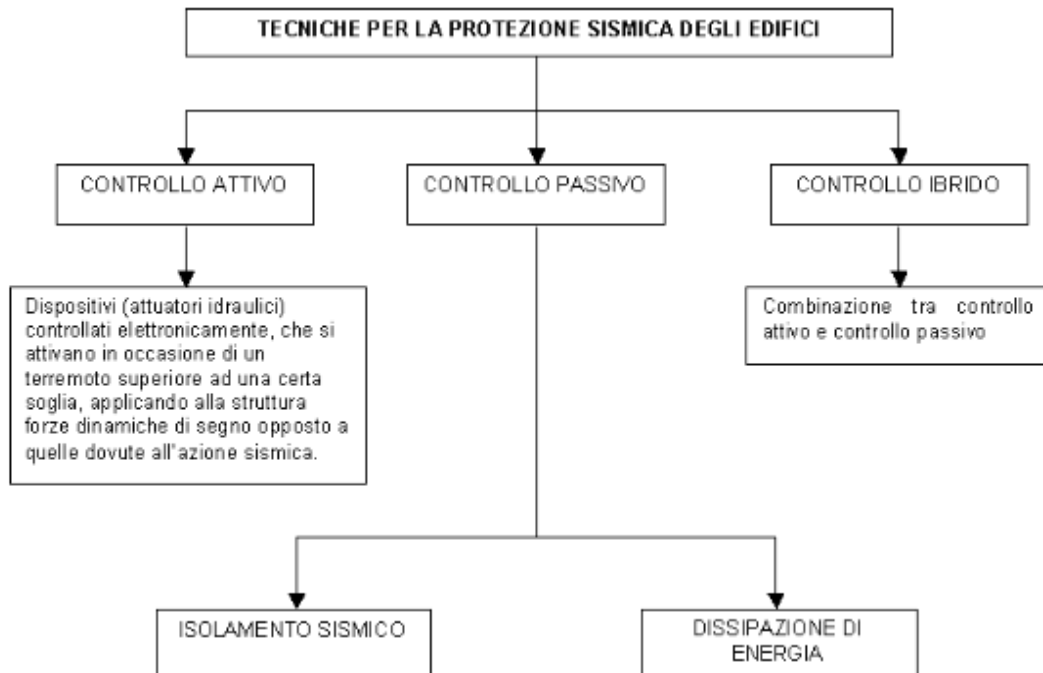


Figura 2.3 - Schema riassuntivo delle tecniche per la protezione sismica degli edifici

L'aggettivo "passivo" sottolinea il fatto che queste tecniche riducono la risposta sismica della struttura non adattandosi interattivamente al terremoto, come avviene invece nel caso dei dispositivi "attivi", mediante applicazione, controllata da opportuno software, di azioni che contrastano le forze d'inerzia, bensì subendo il sisma passivamente attraverso un comportamento costante e predeterminato.

Fra le tecniche di controllo passivo bisogna distinguere i dispositivi finalizzati all'isolamento sismico da quelli volti invece alla dissipazione di energia.

Per quanto riguarda i dispositivi di isolamento sismico, gli isolatori, questi vengono posti fra la fondazione e sovrastruttura.

Gli isolatori sismici sono elementi caratterizzati:

- da una elevata rigidità assiale (in direzione verticale)
- da una scarsa rigidità laterale (in direzione orizzontale): elevata flessibilità

Con l'installazione di appoggi flessibili orizzontalmente tra l'elevazione e la fondazione il periodo di vibrazione del sistema totale aumenta.

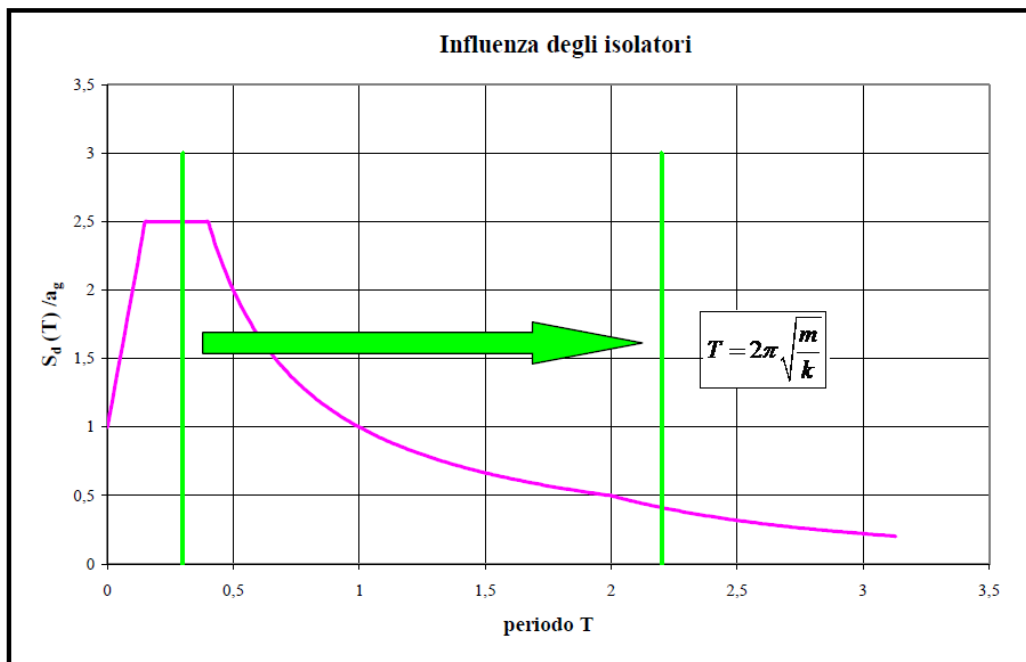


Figura 2.4 - Influenza degli isolatori

L'inserimento di isolatori consente un sostanziale disaccoppiamento tra il moto della sottostruttura (strettamente legato al moto del terreno) e moto della sovrastruttura, così da ridurre la trasmissione alla sovrastruttura dell'energia fornita dal sisma, essenzialmente mediante uno slittamento del periodo fondamentale della struttura verso zone dello spettro di risposta caratterizzate da minor ampiezza (figura 2.4).

Nelle strutture equipaggiate con sistemi dissipativi quali sono gli smorzatori, l'energia in entrata nella struttura resta immutata, a differenza di quanto avviene nel caso degli isolatori, e viene dissipata sotto forma di calore attraverso diversi meccanismi.

Gli smorzatori sono sistemi che assorbono / dissipano l'energia che il sisma trasmette alla struttura.

Essi trasformano (nei modi più diversi, a seconda dei diversi tipi) l'energia cinetica trasmessa dal sisma alla struttura in altre forme di energia (calore).

In tal modo, evitano che l'energia sismica, che comunque è introdotta nella struttura, si dissipi attraverso la plasticizzazione e la rottura degli elementi strutturali principali.

Nel complesso essi aumentano pertanto le capacità dissipative della struttura, come si può osservare in figura 2.5.

I dissipatori trovano valida applicazione laddove sono possibili, durante una sollecitazione dinamica, spostamenti fra due elementi strutturali.

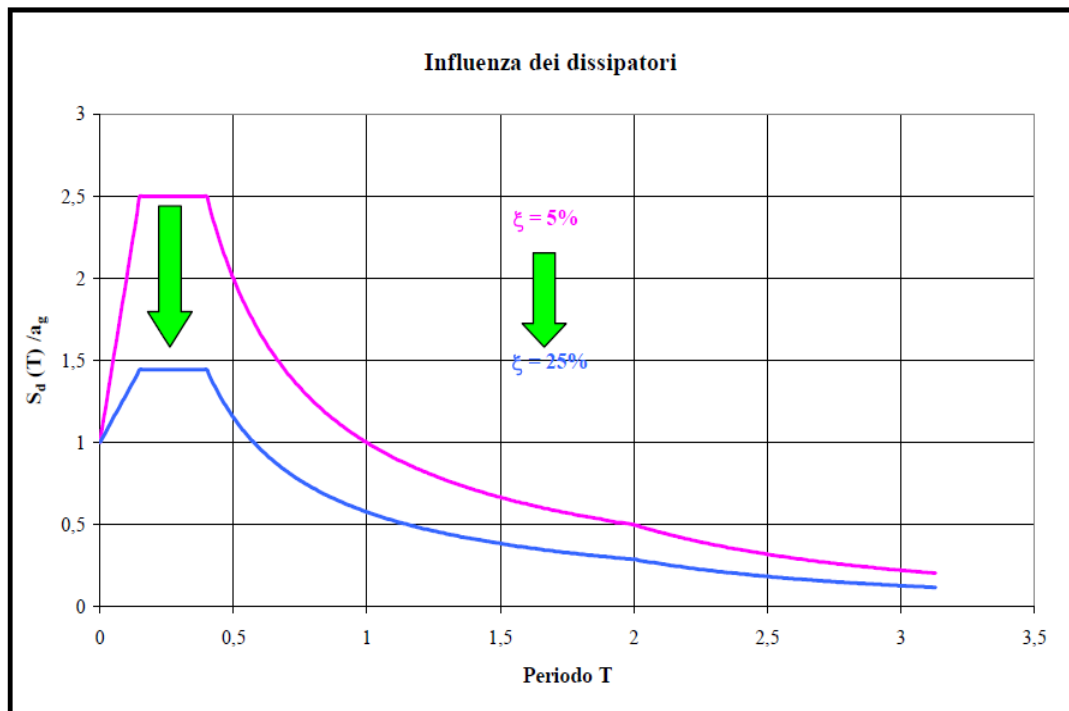


Figura 2.5 - Influenza degli smorzatori

2.3.1 Dissipatori viscosi

I dispositivi dissipatori viscosi sono sostanzialmente costituiti da un cilindro riempito con fluido silconico e da un pistone, che crea due camere, e che è libero di muoversi in entrambe le direzioni (figura 2.6).

Solitamente i dissipatori viscosi sono posizionati nella struttura come collegamento diagonale fra due piani, come i piani si muovono per l'azione sismica, le loro velocità relative impartiscono una velocità differenziale alle estremità del dissipatore, si ha quindi il passaggio del fluido attraverso opportuno circuito idraulico e la conseguente dissipazione di energia.

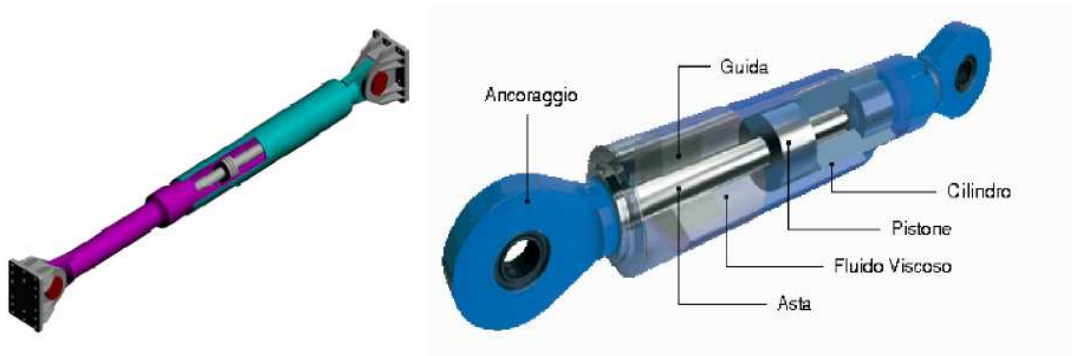


Figura 2.6 Esempi di dissipatori

Il modello meccanico che solitamente si adotta per gli smorzatori viscosi è il modello di Maxwell, riportato in figura 2.7, il quale è composto da un elemento smorzante disposto in serie ad un elemento elastico. Il primo elemento è caratterizzato da un coefficiente di smorzamento c e dall'esponente α della velocità relativa v fra le due estremità dell'elemento, sia c che α dipendono dalla viscosità del fluido e dalla configurazione del sistema idraulico. Il secondo elemento è caratterizzato da un valore di rigidità, k_{oil} , che dipende dalla compressibilità del fluido e dalla geometria del cilindro. La seguente relazione costitutiva del modello di Maxwell rappresenta la forza esercitata dal dissipatore (u rappresenta lo spostamento relativo, mentre v rappresenta la velocità relativa dovuta al fluire del liquido fra le due estremità del dissipatore).

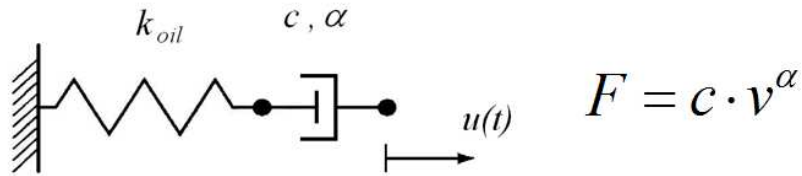


Figura 2.7 Modello meccanico usualmente utilizzato per la modellazione dei dissipatori

Gli smorzatori viscosi mostrano un comportamento profondamente diverso in funzione dell'esponente α :

- $\alpha > 1$, gli smorzatori sono caratterizzati da un moto turbolento del fluido, mostrano un comportamento sostanzialmente rigido per sollecitazioni improvvise come quelle derivanti da sisma e permette i movimenti lenti dovuti a dilatazioni termiche.
- $\alpha = 1$ smorzatori viscosi lineari
- $\alpha < 1$ caratterizzati da un movimento laminare del fluido la relazione forza-velocità cresce molto velocemente anche per piccoli valori di velocità e si mantiene praticamente costante.

L'andamento della relazione Forza velocità per le varie tipologie di dissipatori viscosi è riportata in figura 2.8.

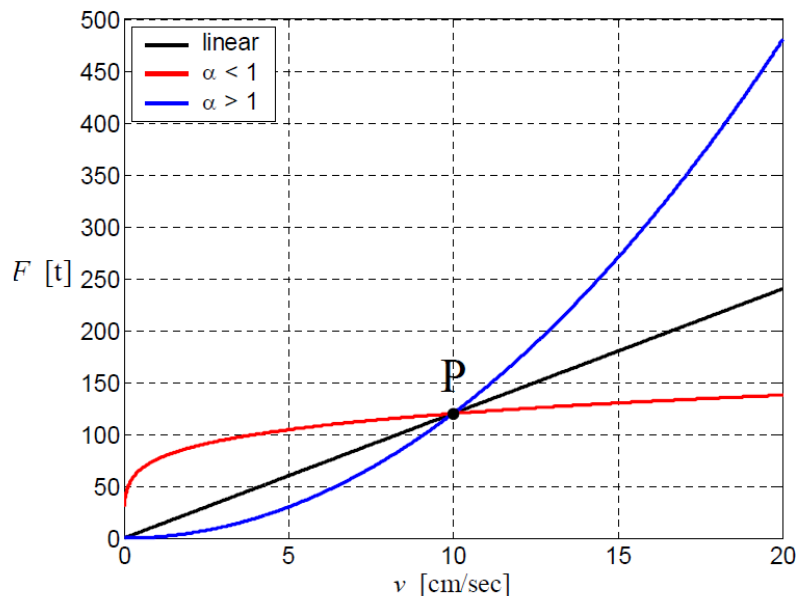


Figura 2.8 – Relazione forza-velocità per smorzatori viscosi

2.3.2 Smorzatori a frizione e smorzatori visco-elastici

La dissipazione dell'energia avviene per attrito. Gli smorzatori a frizione sono tutti costituiti da due corpi solidi che scorrono l'uno sull'altro con attrito, pertanto gli spostamenti della struttura diminuiscono "by braking rather than breaking" (frenando piuttosto che rompendo) *Pall & Marsh, 1982*.

Non c'è una cerniera, i due piatti scorrono l'uno sull'altro con attrito.
Il rettangolo si deforma a rombo.

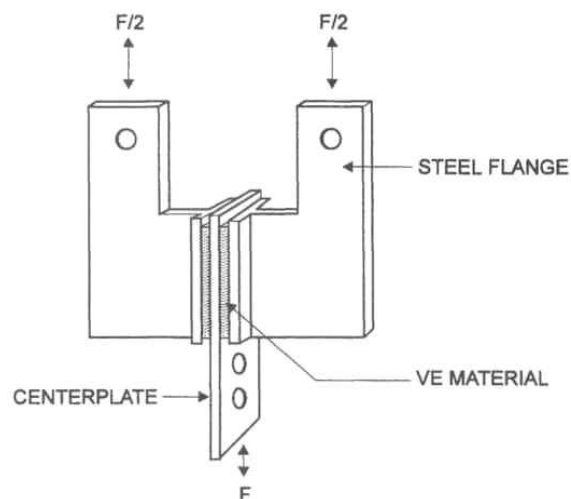
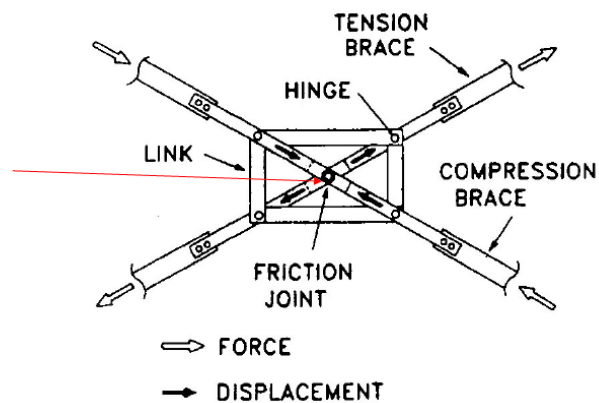


Figura 2.9 - Esempi di smorzatori a frizione e visco-elastici

Gli smorzatori visco-elastici si avvalgono di materiali polimerici o vetrosi che dissipano energia per effetto delle deformazioni tangenziali. Uno smorzatore viscoelastico tipico consiste in strati di materiale viscoelastico legati a piatti in acciaio.

Un movimento relativo dei piatti d'acciaio produce una deformazione da taglio del materiale viscoelastico e pertanto una dissipazione dell'energia.

La Figura 2.9 mostra un apparecchio visco-elastico che, inserito nella costruzione, dissipa energia quando le vibrazioni strutturali producono scorrimenti relativi fra la piastra centrale e le flange laterali. La deformazione da taglio che si produce provoca dissipazione di energia.

2.3.3 Dissipatori isteretici in acciaio

Uno dei più efficienti meccanismi di dissipazione dell'energia trasmessa alle strutture dall'azione sismica è quella che sfrutta la deformabilità plastica degli elementi metallici, nasce da qui l'idea di affidare la dissipazione dell'energia sismica a dispositivi in grado di subire grandi cicli di deformazione plastica e dissipare quindi per isteresi un'elevata quantità di energia.

L'utilizzo degli smorzatori metallici necessita di un'approfondita conoscenza del comportamento meccanico globale di questi dispositivi alla cui base sta la teoria della plasticità dei metalli, che consente di prevedere il comportamento macroscopico di questi smorzatori sulla base del comportamento costitutivo del materiale utilizzato.

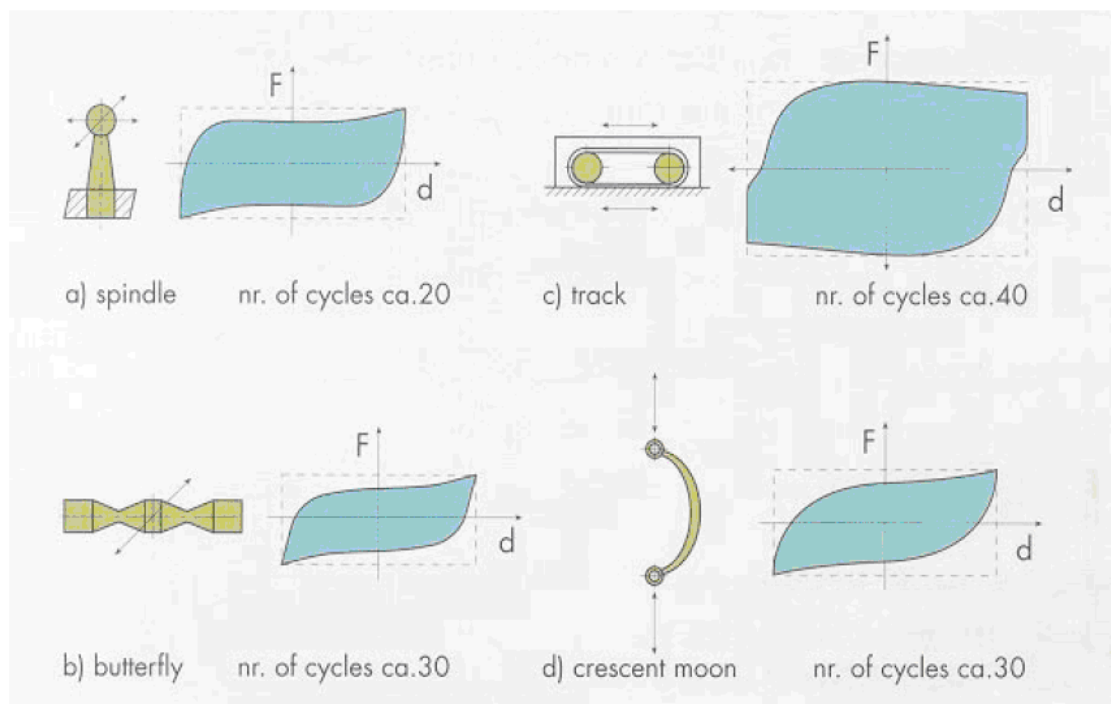


Figura 2.10 – Esempi di dispositivi isteretici

2.4 LA DISPOSIZIONE OTTIMALE DEGLI SMORZATORI

L'applicazione di sistemi di dissipazione all'interno delle strutture ha rivelato risultati significativi di mitigazione delle azioni dinamiche dovute all'ambiente esterno, ma non può prescindere dal loro posizionamento nella struttura stessa in maniera da ottimizzare le capacità dissipative dell'intero sistema di dissipazione.

La disposizione più frequentemente adottata degli smorzatori all'interno di strutture shear-type prevede il loro posizionamento fra piani adiacenti.

La ricerca scientifica fino ad oggi si è concentrata in particolare sulla determinazione della dimensione ottimale degli smorzatori senza però indagare la possibilità di incrementare le capacità dissipative dell'intero sistema ragionando sulla possibilità di disporre i dissipatori nella struttura in una maniera alternativa che garantisca capacità dissipative superiori.

2.4.1 Le componenti MPD e SPD della matrice di smorzamento di Rayleigh: la definizione matematica ed il significato fisico dei sistemi MPD e SPD

L'equazione del moto di un generico sistema dinamico elastico lineare N-DOF soggetto ad una sollecitazione dinamica può essere scritta nel dominio del tempo:

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C}\dot{\underline{u}}(t) + \underline{K}\underline{u}(t) = \underline{p}(t) \quad (2.1)$$

Dove \underline{M} e \underline{K} sono rispettivamente, la matrice delle masse e la matrice di rigidità del sistema, \underline{C} è la matrice di smorzamento e $\underline{u}(t)$ è il vettore che rappresenta gli spostamenti del sistema, il punto indica la derivazione rispetto al tempo.

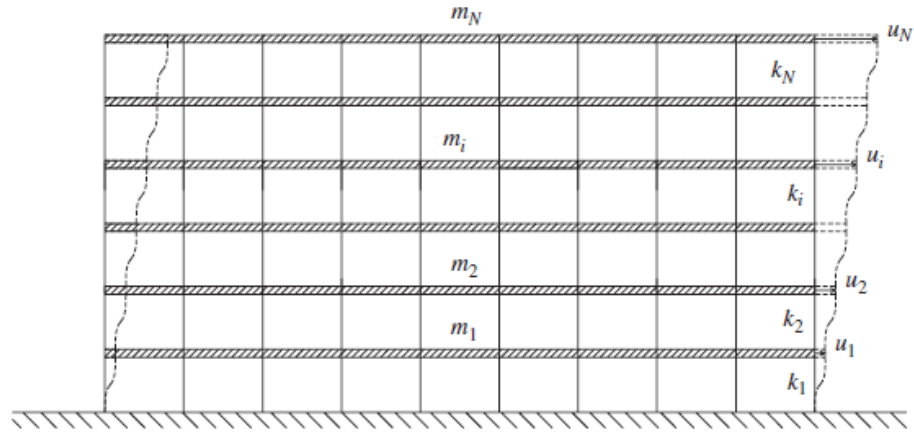


Figura 2.11 – Sistema Shear Type M-DOF

Riferendosi alla figura precedente 2.11, si possono specializzare le matrici delle masse e delle rigidezze per un sistema shear type a n gradi di libertà:

$$\tilde{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & & & \dots \\ \dots & 0 & \dots & & & \\ & & & m_i & & \\ & & & & \dots & \dots \\ & & & & & m_{N-1} & 0 \\ 0 & & & \dots & 0 & m_N \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

$$\tilde{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \dots & & \\ \dots & & \dots & \dots & & \\ & & & & \dots & \dots \\ \dots & & & & & k_{N-1} + k_N & -k_N \\ 0 & & & & \dots & -k_N & k_N \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Con k_i che rappresenta la rigidità alla traslazione degli elementi verticali che connettono l' i -esimo piano all' $(i-1)$ esimo piano.

La forma esatta della matrice $\underline{\underline{C}}$ è ancora indeterminata, infatti l'intento è quello di identificare un sistema di smorzamento ottimale. In generale la matrice di smorzamento è una matrice $N \times N$ che può essere piena, a bande o diagonale in funzione del sistema di smorzatori che viene introdotto nella struttura:

$$\underline{\underline{C}} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1j} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2j} & \dots & c_{2N} \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots \\ c_{i1} & c_{i2} & & c_{ij} & & c_{iN} \\ \dots & \dots & & \dots & & \dots \\ c_{N1} & c_{N1} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

C_{ij} rappresenta la forza corrispondente al grado di libertà i -esimo dovuto alla velocità unitaria applicata al grado di libertà j -esimo.

In un sistema N -DOF con smorzamento alla Rayleigh la matrice di smorzamento diviene:

$$\underline{\underline{C}}^R = \alpha \underline{\underline{M}} + \beta \underline{\underline{K}} \quad (2.5)$$

Dove, usualmente, $\underline{\underline{M}}$ e $\underline{\underline{K}}$ sono rispettivamente, la matrice delle masse e la matrice di rigidità del sistema, α e β sono due costanti di proporzionalità che hanno rispettivamente le dimensioni di $[\text{sec}^{-1}]$ e $[\text{sec}]$.

L'equazione precedente (1.5) porta alla definizione delle due seguenti matrici:

- Matrice di smorzamento proporzionale alle masse (MPD – mass proportional damping)

$$\underline{\underline{C}}^{MPD} = \alpha \underline{\underline{M}} \quad (2.6)$$

- Matrice di smorzamento proporzionale alle rigidità (SPD – stiffness proportional damping)

$$\underline{\underline{C}}^{SPD} = \beta \underline{\underline{K}} \quad (2.7)$$

La matrice di smorzamento di Rayleigh introdotta con l'espressione (2.5) si specifica quindi:

$$\tilde{C}^R = \begin{bmatrix} \alpha m_1 + \beta k_1 + \beta k_2 & -\beta k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -\beta k_2 & \alpha m_2 + \beta k_2 + \beta k_3 & -\beta k_3 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & -\beta k_3 & \alpha m_3 + \beta k_3 + \beta k_4 & \dots & & \\ \dots & & \dots & \dots & & \\ \dots & & & & \dots & \dots \\ \dots & & & & \alpha m_{N-1} + \beta k_{N-1} + \beta k_N & -\beta k_N \\ 0 & & \dots & & -\beta k_N & \alpha m_N + k_N \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

E le matrici di smorzamento MPD e SPD possono essere quindi definite come:

$$\tilde{C}^{MPD} = \begin{bmatrix} \alpha m_1 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & \alpha m_2 & 0 & & \dots \\ \dots & 0 & \dots & & \\ & & \alpha m_i & & \\ & & & \dots & \dots \\ & & & & \alpha m_{N-1} & 0 \\ 0 & & \dots & 0 & \alpha m_N \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

$$\tilde{C}^{SPD} = \begin{bmatrix} \beta k_1 + \beta k_2 & -\beta k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -\beta k_2 & \beta k_2 + \beta k_3 & -\beta k_3 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & -\beta k_3 & \beta k_3 + \beta k_4 & \dots & & \\ \dots & & \dots & \dots & & \\ \dots & & & & \dots & \dots \\ \dots & & & & \beta k_{N-1} + \beta k_N & -\beta k_N \\ 0 & & \dots & & -\beta k_N & k_N \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Definiti dal punto di vista matematico e computazionale i sistemi di smorzamento MPD e SPD, è interessante studiare e mettere in evidenza il significato fisico di questi due sistemi [1], [2], [4].

La Figura 2.12 riporta la rappresentazione fisica della disposizione dei dissipatori all'interno di un telaio shear type secondo la matrice di smorzamento alla Rayleigh, secondo il sistema MPD e secondo il sistema SPD.

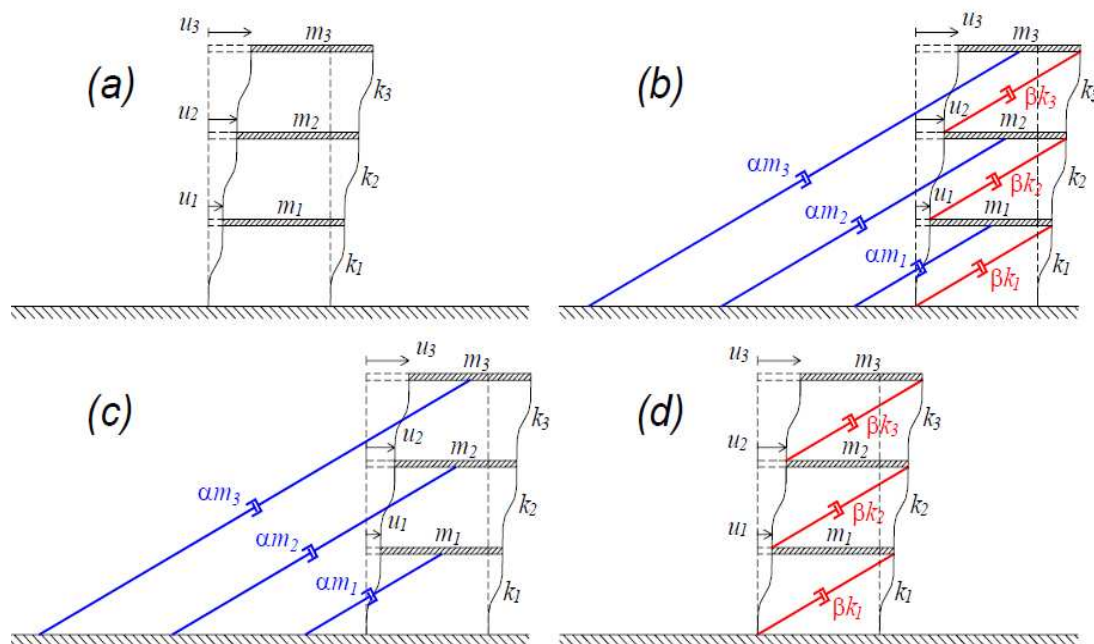


Figura 2.12 – Esempi di telaio shear type a 3 piani: (a) non smorzato; (b) equipaggiato con un sistema di smorzamento alla Rayleigh; (c) equipaggiato con sistema MPD; (d) equipaggiato con sistema SPD

- In un sistema MPD gli smorzatori sono posizionati in modo che essi connettano ciascun piano ad un punto fisso, che può essere il terreno, e sono dimensionati in modo che ogni coefficiente di smorzamento sia proporzionale alla corrispondente massa di piano.
- In un sistema SPD gli smorzatori sono posizionati in modo tale che essi connettano fra di loro piani adiacenti e sono dimensionati in modo che ciascun coefficiente di smorzamento sia proporzionale alla rigidezza degli elementi verticali che connettono i due piani.

Il modello SPD appare più intuitivo in quanto la dissipazione energetica deriva dalla deformazione relativa dei piani e d'altronde rappresenta quella che è l'usuale disposizione di elementi dissipativi in una struttura.

Per quanto riguarda il sistema MPD può sembrare difficile realizzare un sistema di smorzamento che connetta ciascun piano al terreno, in particolare se l'edificio raggiunge altezze ragguardevoli, tuttavia il sistema MPD si realizza anche se gli smorzatori sono collegati ad un elemento verticale infinitamente rigido, quale può essere un nucleo di controventamento.

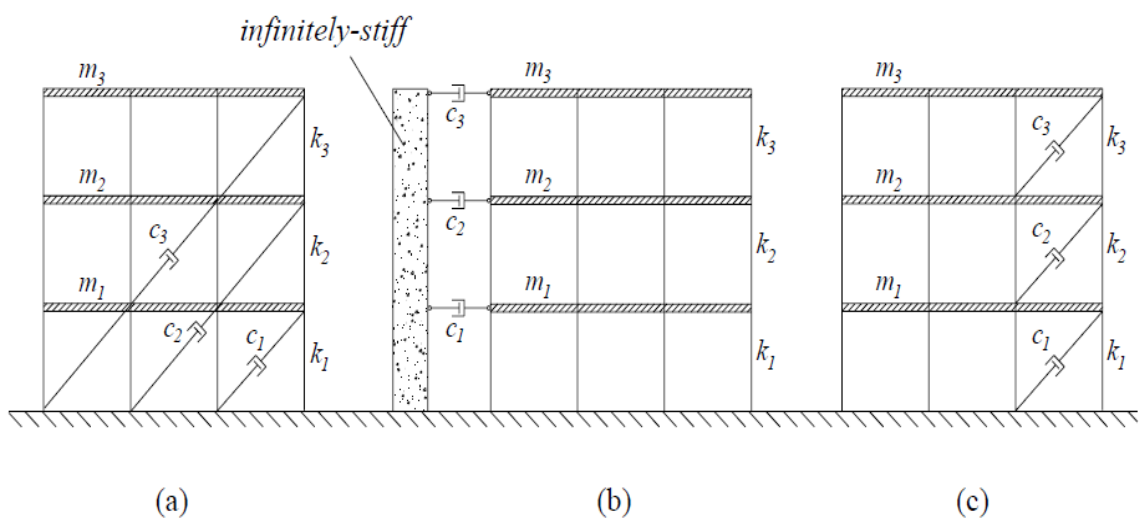


Figura 2.13 – Posizionamento degli smorzatori per un sistema shear type a tre gradi di libertà: (a) smorzatori che connettono ogni piano al terreno; (b) smorzatori che connettono ciascun piano ad un elemento resistente verticale (c); smorzatori che connettono piani adiacenti.

Possiamo quindi riassumere le considerazioni fin qui svolte definendo due categorie di posizionamento degli smorzatori rappresentate in figura 2.13:

- “*Fixed Point placement*” (FP placement): gli smorzatori connettono ciascun piano al terreno o meglio, e più in generale, ad un punto fisso. Per questo tipo di disposizione gli smorzatori esercitano forze dissipative che sono proporzionali alla velocità dei piano rispetto al terreno.
- “*Inter storey placement*” (IS placement): gli smorzatori sono disposti tra due piani consecutivi, per questo tipo di disposizione gli smorzatori sviluppano forze che sono proporzionali alle velocità relative fra piani adiacenti.

2.4.2 Proprietà dissipative dei sistemi MPD e SPD

Oltre ad essere fisicamente separati ed implementabili indipendentemente, i sistemi MPD e SPD sono caratterizzati da proprietà fisiche opposte. Per i sistemi con smorzamento classico è possibile definire un rapporto di smorzamento per ogni modo di vibrare [1], [3], [4].

Per l' n -esimo modo l' n -esimo rapporto di smorzamento modale ξ_n , è dato da:

$$\xi_n(\omega_n) = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (2.11)$$

Dove ω_n è l' n -esima frequenza modale (non smorzata), l'equazione precedente può essere specificata rispettivamente per il sistema MPD e per il sistema SPD:

$$\xi_n^{MPD}(\omega_n) = \frac{\alpha}{2\omega_n} \quad (2.12)$$

$$\xi_n^{SPD}(\omega_n) = \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (2.13)$$

E' evidente come i due coefficienti di smorzamento siano rispettivamente inversamente e direttamente proporzionali alla n -esima frequenza. Le strutture equipaggiate con sistemi di smorzamento MPD sono caratterizzate da un rapporto di smorzamento che diminuisce iperbolicamente all'aumentare della frequenza (diminuisce quindi per i modi più alti), mentre le strutture equipaggiate con sistemi SPD sono caratterizzate da un rapporto di smorzamento che aumenta all'aumentare dei modi in maniera lineare (figura 2.14).

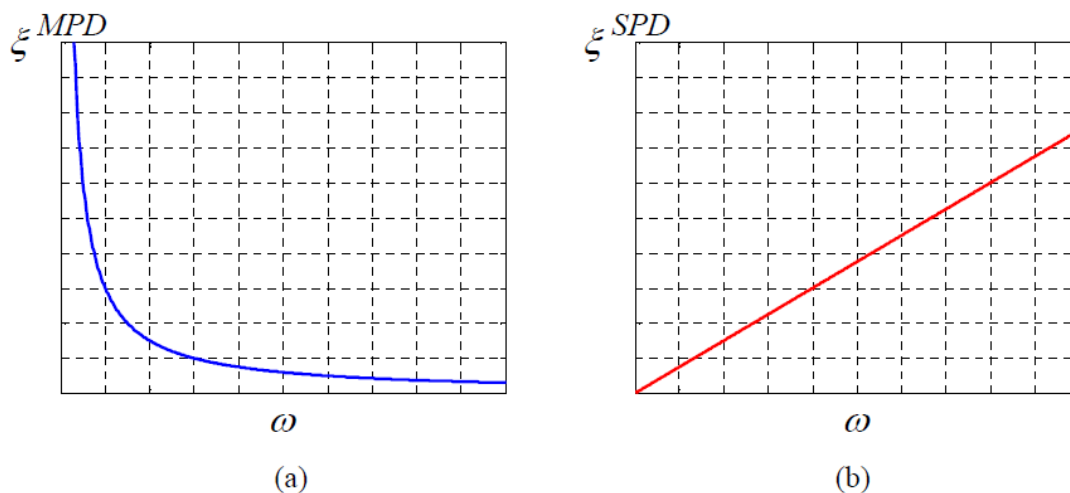


Figura 2.14 – Andamento del rapporto di smorzamento modale in funzione della frequenza circolare per strutture equipaggiate con (a) disposizione MPD (b) disposizione SPD

Individuate le diverse proprietà fisiche dei due sistemi è necessario riuscire a confrontarne le capacità dissipative [3]. Per questo si andrà a considerare una classe specifica di strutture shear type, ovvero:

- Numero di piani maggiore o uguale a 2
- Rigidezza alla traslazione orizzontale degli elementi verticali che connettono piani adiacenti che non varia con l'altezza
- Massa di piano che non varia con l'altezza della struttura (ipotesi realistica per la maggior parte delle strutture a telaio).

I valori così definiti di massa e rigidezza portano alla specificazione delle relative matrici:

$$\tilde{M}_N = m \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & & \dots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & & & \dots \\ \dots & 0 & \dots & & & \\ & & & 1 & & \\ & & & & \dots & \dots \\ & & & & & 1 & 0 \\ 0 & & & & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

$$\tilde{K}_N = k \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & & \dots & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & -1 & 2 & \dots & & \\ \dots & & \dots & \dots & & \\ & & & \dots & \dots & \\ \dots & & & & 2 & -1 \\ 0 & & & \dots & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

E' possibile definire la frequenza circolare di riferimento:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.16)$$

Al fine di comparare le capacità dissipative dei due sistemi di smorzamento individuati è necessario introdurre una costante che rappresenti la dimensione totale degli smorzatori.

Per ogni sistema di smorzamento costituito da M smorzatori è possibile computare la somma, c_{tot} , di coefficienti di smorzamento c_i di tutti gli smorzatori:

$$\sum_{i=1}^M c_i = c_{tot} \quad (2.17)$$

Dato che il costo commerciale di un singolo dissipatore si può considerare sostanzialmente proporzionale al suo coefficiente di smorzamento c_i , c_{tot} può essere effettivamente usato per stimare il costo dell'intero sistema di smorzamento.

Per un generico sistema di Rayleigh la condizione del costo totale diventa:

$$\alpha \sum_{i=1}^N m_i + \beta \sum_{i=1}^N k_i = \bar{c} \quad (2.18)$$

Specificandola per i casi limite di sistemi SPD e sistemi MPD si ricavano i valori delle costanti moltiplicative della matrice delle masse e della matrice delle rigidezze:

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{c}}{\sum_{i=1}^N m_i} \quad (2.19)$$

$$\bar{\beta} = \frac{\bar{c}}{\sum_{i=1}^N k_i} \quad oppure \quad \bar{\beta} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i}{\sum_{i=1}^N k_i} \bar{\alpha} \quad (2.20)$$

Dove $\bar{\alpha}$ e $\bar{\beta}$ rappresentano i valori specifici di α e β che soddisfano la condizione del costo totale per i sistemi MPD e SPD.

Quindi:

$$\bar{\alpha} = \bar{\beta}\omega_0^2 \quad (2.21)$$

Specifichiamo ora i coefficienti di smorzamento per i due sistemi sotto la condizione del “costo totale”:

$$\xi_i^{MPD} = \frac{\bar{\alpha}}{2\omega_i} = \frac{\bar{\alpha}}{2\omega_0} \left(\frac{\omega_0}{\omega_i} \right) = \frac{\xi_0}{\Omega_i} \quad (2.22)$$

$$\xi_i^{SPD} = \frac{\bar{\beta}\omega_i}{\omega_i} = \frac{\bar{\alpha}\omega_i}{2\omega_0^2} = \frac{\bar{\alpha}}{2\omega_0^2} \left(\frac{\omega_0}{\omega_i} \right) = \xi_0 \cdot \Omega_i \quad (2.23)$$

$$\xi_i^R = \frac{\bar{\alpha}}{2\omega_i} (1-\gamma) + \frac{\bar{\beta}\omega_i}{2} \gamma = \xi_i^{MPD} (1-\gamma) + \xi_i^{SPD} \gamma = \xi_i^{MPD} - \gamma (\xi_i^{MPD} - \xi_i^{SPD}) \quad (2.24)$$

Dove:

- $\Omega_i = \frac{\omega_i}{\omega_0}$ è la i-esima frequenza normalizzata
- $\xi_0 = \frac{\bar{\alpha}}{2\omega_0} = \frac{\bar{\beta}}{2} \omega_0 = \frac{\bar{c}}{2N\sqrt{km}}$ è il rapporto di smorzamento di riferimento che

dipende dalle caratteristiche della struttura e dal costo totale del sistema di smorzamento.

- γ è un parametro adimensionale il cui valore varia tra 0 e 1 che identifica ogni sistema di smorzamento alla Rayleigh; $\gamma=0$ identifica i sistemi MPD, $\gamma=1$ i sistemi SPD.

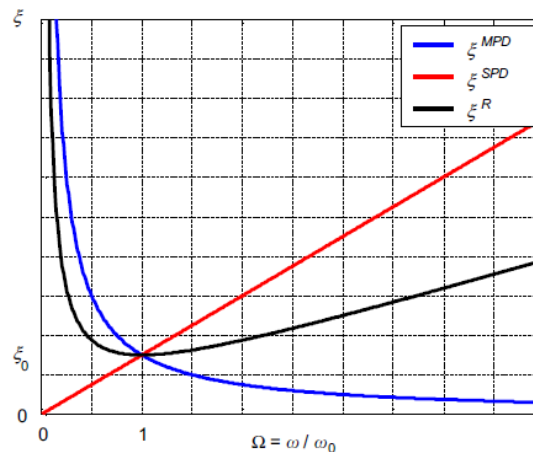


Figura 2.15 – Andamento del rapporto di smorzamento modale in funzione della frequenza circolare normalizzata per strutture equipaggiate con (a) disposizione MPD, linea blu (b) disposizione SPD, linea rossa (c) smorzamento alla Rayleigh caratterizzato da γ pari a 0,5 (linea nera).

La figura 2.15 rappresenta il rapporto di smorzamento modale in funzione della frequenza normalizzata per tre sistemi shear type equipaggiati rispettivamente con sistema di smorzamento MPD, smorzamento SPD, ed uno smorzamento alla Rayleigh caratterizzato da γ pari a 0,5.

Dalle relazioni precedenti è possibile dedurre che:

$$\frac{\xi_i^{SPD}}{\xi_j^{MPD}} = \Omega_i \Omega_j \quad \text{e che} \quad \frac{\xi_i^{SPD}}{\xi_i^{MPD}} = \Omega_i^2 \quad (2.25)$$

E' chiaro che:

- Se $\Omega_i = 1$ allora $\xi_i^{MPD} = \xi_0 = \xi_i^{SPD}$
- Se $\Omega_i < 1$ allora $\xi_i^{MPD} > \xi_0 > \xi_i^{SPD}$
- Se $\Omega_i > 1$ allora $\xi_i^{MPD} < \xi_0 < \xi_i^{SPD}$

Specializzando l'equazione precedente per $i=1$ poiché le performace di una struttura di tipo shear type sollecitate da sisma alla base sono fortemente influenzate dal primo modo di vibrare si ottiene:

$$\frac{\xi_i^{SPD}}{\xi_i^{MPD}} = \Omega_1^2 \quad (2.26)$$

Il valore di Ω_1 è collegato al valore della prima frequenza di oscillazione del sistema non smorzato e non forzato che si ottiene risolvendo un problema agli auto valori [3], come è noto il primo modo di vibrare in una struttura shear type è il modo fondamentale che determina la risposta dinamica del sistema. Si dimostra che la frequenza circolare normalizzata del primo modo di vibrare, sotto le ipotesi precedentemente introdotte, è sempre inferiore all'unità, pertanto:

$$\frac{\xi_i^{SPD}}{\xi_i^{MPD}} = \Omega_1^2 < 1 \quad (2.27)$$

Si dimostra quindi che i sistemi MPD hanno un rapporto di smorzamento modale che è maggiore di quello che caratterizza i sistemi SPD e ogni altro sistema di smorzamento alla Rayleigh.

2.4.3 Applicazione pratica dei sistemi “FIXED POINTS”

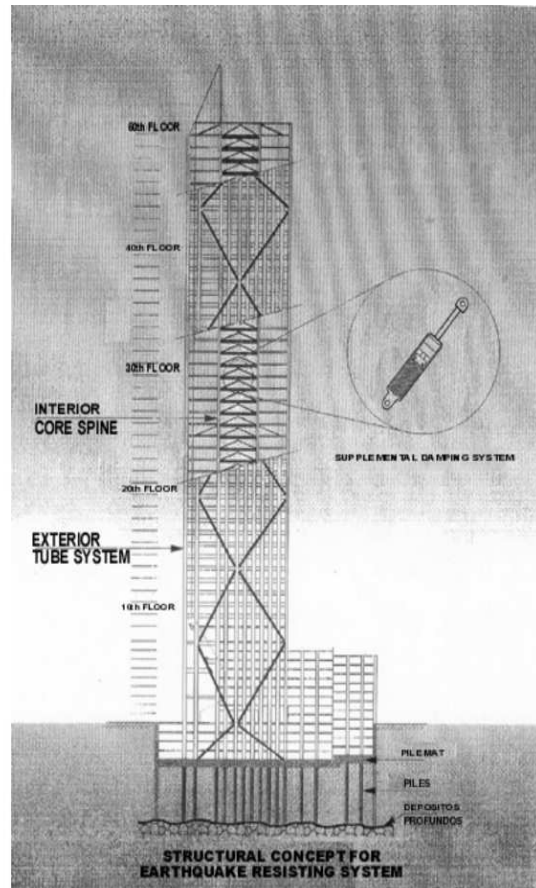
L’approccio fisco prima esposto mostra evidentemente che i sistemi caratterizzati da una disposizione degli smorzatori rispetto ad un punto fisso conduce a buone performance dissipative, tuttavia tale sistema può sembrare difficile da implementare da un punto di vista tecnico su un edificio, infatti pare proibitivo collegare i piani dell’edificio stesso al terreno mediante gli smorzatori [1], [2].

Gli esempi esistenti di applicazione diretta del sistema “fixed point” sono:

- “mega –braces” della Taylor Devices Company, adottate nella Chapultepec Tower a Mexico City, sistema usato per connettere fra loro piani che distano di cinque livelli (figura 2.16).



(a)



(b)

Figura 2.16 – La ‘Chapultepec Tower’ a Mexico City (a) nelle fasi di costruzione (b) schematica rappresentazione delle “mega – braces” della Taylor Devices

- “unbonded braces” della Nippon Steel Corporation adottate per l’Osaka International Conference Centre e nel Wallace F.Bennet Federal Building a Salt Lake City (figura 2.17)

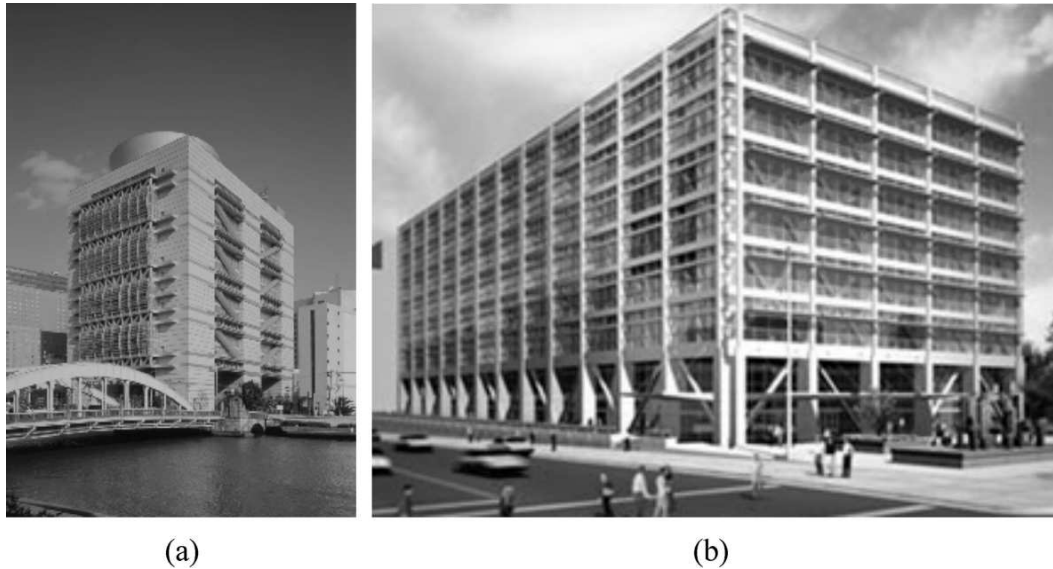


Figura 2.17 – (a) Osaka International Conference Center; (b) Wallace F.Bennet Federal Building

- L’uso di cavi pretesi di acciaio accoppiati con smorzatori silconici, come proposto dal progetto di ricerca europeo SPIDER (figura 2.18) .

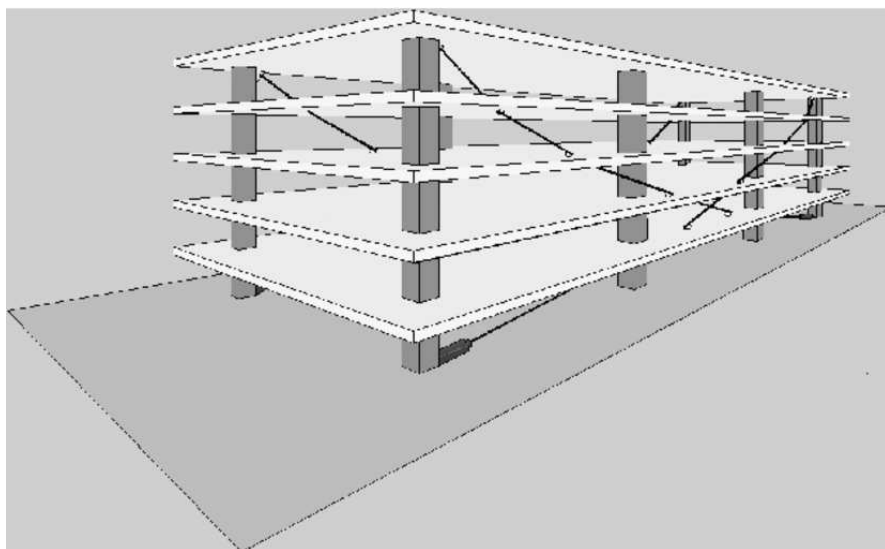


Figura 2.18 – Rappresentazione schematica dei cavi smorzanti del progetto di ricerca SPIDER

Ad oggi la possibilità di applicazione più semplice dal punto di vista tecnologico è senz'altro quella che vede collegate le masse di ciascun piano ad un elemento verticale caratterizzato da un valore di rigidezza idealmente infinito, che nella realtà si può configurare come un nucleo controventante a cui sono collegati i piani di un telaio.

In questa ottica si inserisce l'ampliamento dell'Ospedale Maggiore di Bologna, una struttura di 18 piani composta da un telaio centrale in acciaio collegato a due nuclei controventanti posti all'estremità Nord e Sud dell'edificio (figura 2.19).

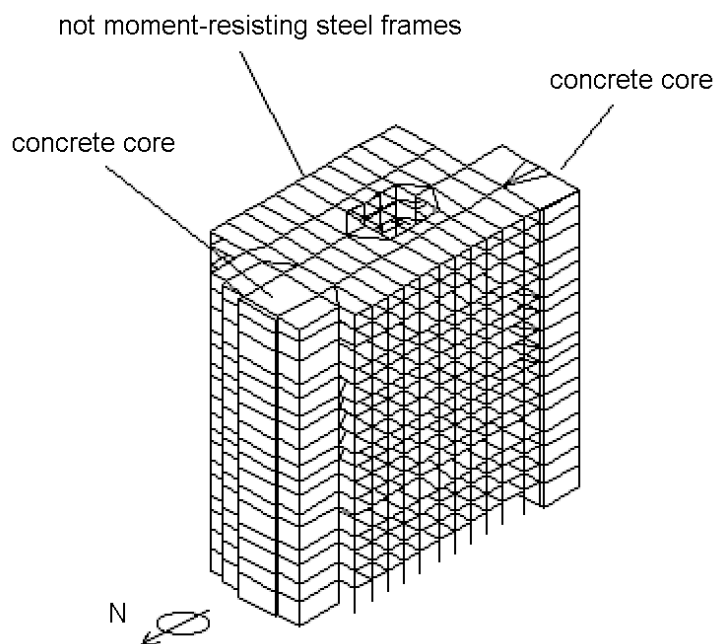


Figura 2.19 – Rappresentazione della struttura

Il collegamento è realizzato con elementi metallici di forma sinusoidale la cui principale funzione è quella di limitare gli effetti delle deformazioni termiche fra telai e nuclei.

La struttura infatti è stata progettata dal punto di vista sismico supponendo un collegamento infinitamente rigido fra nucleo e telaio, la disposizione tuttavia dei collegamenti è tale che ricalca uno schema di posizionamento MPD facendo ricorso ad un elemento verticale infinitamente rigido. L'obiettivo di questo studio è pertanto la determinazione delle proprietà meccaniche del sistema di collegamento fra nucleo controventante e telaio per definire la risposta strutturale inquadrandola in un possibile caso di applicazione di un sistema di smorzamento MPD con link dissipativi isteretici.

3. L'OSPEDALE MAGGIORE DI BOLOGNA

3.1 Caratteristiche dell'opera

L'edificio è costituito da una struttura mista in acciaio-calcestruzzo. La parte principale è realizzata da un grande telaio in acciaio con una pianta di circa 1700 m² di superficie e con un'altezza di quasi 65 m; rientra pertanto nell'ambito degli edifici multipiano alti. Le connessioni tra travi e pilastri sono state dimensionate secondo la tipologia dei vincoli a cerniera, data la notevole difficoltà di ottenere connessioni perfettamente rigide tra profilati di acciaio. Questo rende la struttura labile per carichi orizzontali, come ad esempio il vento o l'azione sismica. Per risolvere tale problema sono stati progettati due grossi nuclei di controventamento laterali in conglomerato cementizio armato. La loro configurazione in pianta, però, non è perfettamente regolare e la loro disposizione non è esattamente simmetrica rispetto al telaio centrale in acciaio (vedi fig. 3.1). L'inserimento di questi ultimi elementi strutturali, pur avendo consentito evidenti e notevoli vantaggi ha d'altra parte creato nuovi problemi.

In particolare strutture di questo tipo risultano particolarmente vulnerabili alle azioni termiche, e questo ha imposto una sofisticata progettazione degli elementi di giunzione tra i nuclei laterali in conglomerato cementizio armato ed il telaio centrale in acciaio. Inoltre sotto l'azione di carichi orizzontali, ed in particolar modo in caso di sisma, si vengono a concentrare nei due nuclei in c.c.a..

Questo ha imposto di realizzare i due elementi laterali con pareti in c.c.a. di spessori notevoli e fortemente armate.

Infine i problemi dovuti all'irregolarità della struttura ed alla non uniforme ripartizione dei carichi hanno spinto i progettisti ad adottare per la fondazione una platea continua di spessore variabile tra 2 e 2,5 m realizzata su una fitta distribuzione di pali con diametri anche superiori al metro.

3.1.1 Dimensioni e materiali

Come si è già detto, l'edificio in esame è costituito da un grande telaio centrale in acciaio e da due nuclei di controventamento laterali in conglomerato cementizio armato. In figura 3.1 è possibile notare la configurazione in pianta e le principali dimensioni geometriche. Nelle figure 3.2 e 3.3 si riportano invece, in maniera schematica, i prospetti longitudinale e trasversale della parte strutturale.

Dalla pianta si può notare la presenza di un quarto elemento, oltre ai tre di cui si è parlato. Si tratta di un ulteriore telaio in acciaio, ma di ridotte dimensioni e di scarsa influenza sul comportamento strutturale dell'intero edificio; per questo tale elemento non verrà preso in considerazione nel seguito.

In corrispondenza del 4° piano vengono interrotte alcune pilastrate per creare una chiostrina che consente l'illuminazione naturale anche delle parti più interne dell'edificio. Questa chiostrina ha una superficie di $12,6 \times 10,5$ m.

Nei due nuclei di controventamento in c.c.a. si può poi notare l'irregolare disposizione dei setti murari interni per consentire l'alloggiamento dei vani ascensore e dei cavedi per gli impianti (fig. 3.4 e 3.5).

Per quanto riguarda i materiali, si sono utilizzati, per il conglomerato cementizio armato un calcestruzzo con resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 35$ N/mm² e acciaio in barre FeB44K controllato e saldabile, mentre per il telaio in acciaio sono stati adoperati profilati in Fe430B, Fe510B e Fe510C.

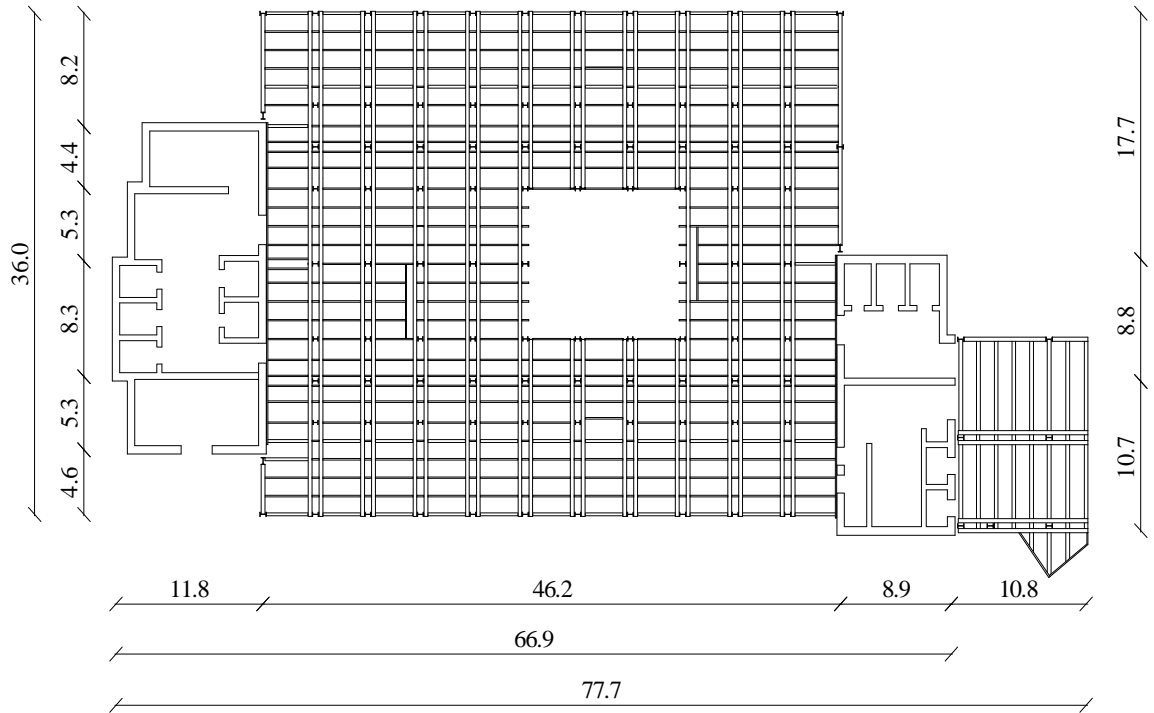


Figura 3.1 - Pianta del piano 6° del Corpo D

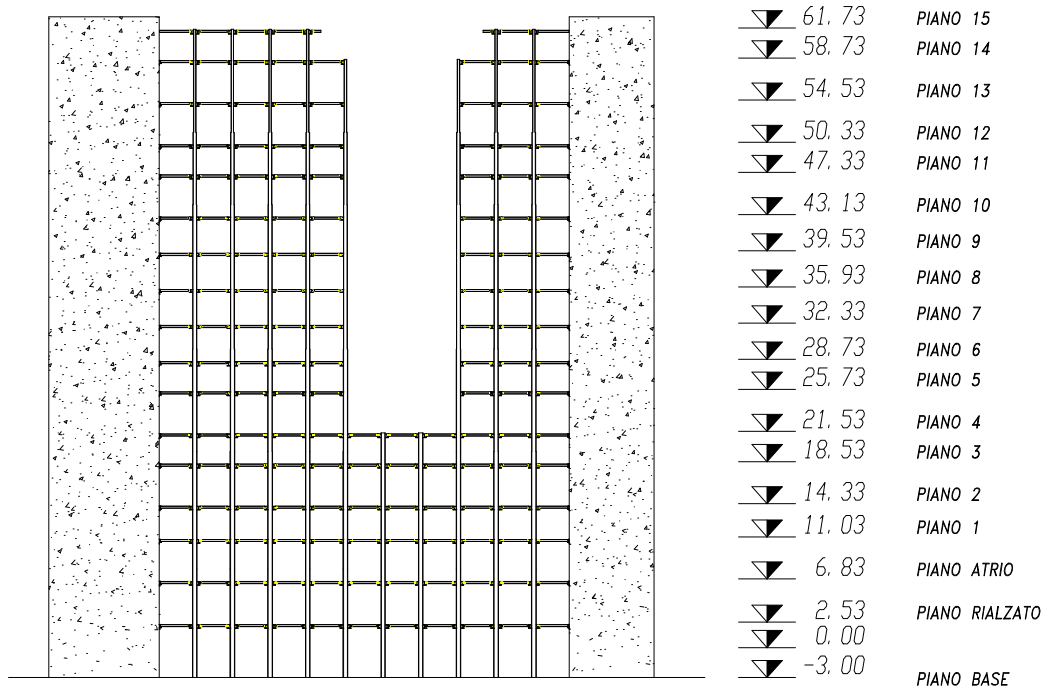


Figura 3.2 - Prospetto longitudinale (N-S) del Corpo D

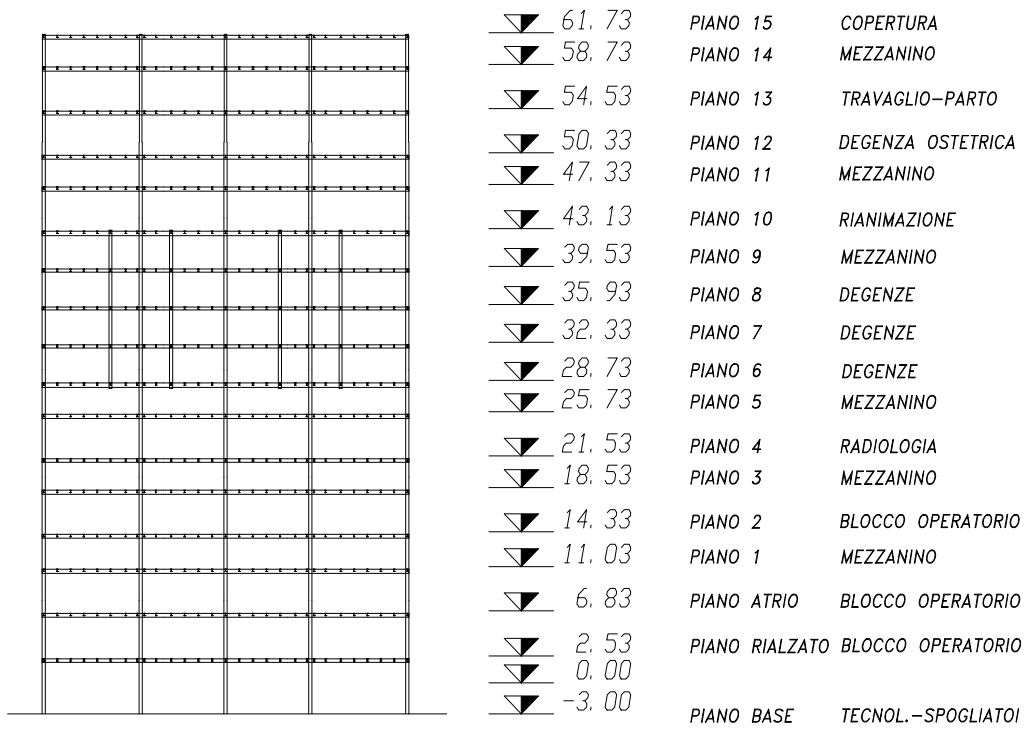


Figura 3.3- Prospetto trasversale (E-O) del Corpo D

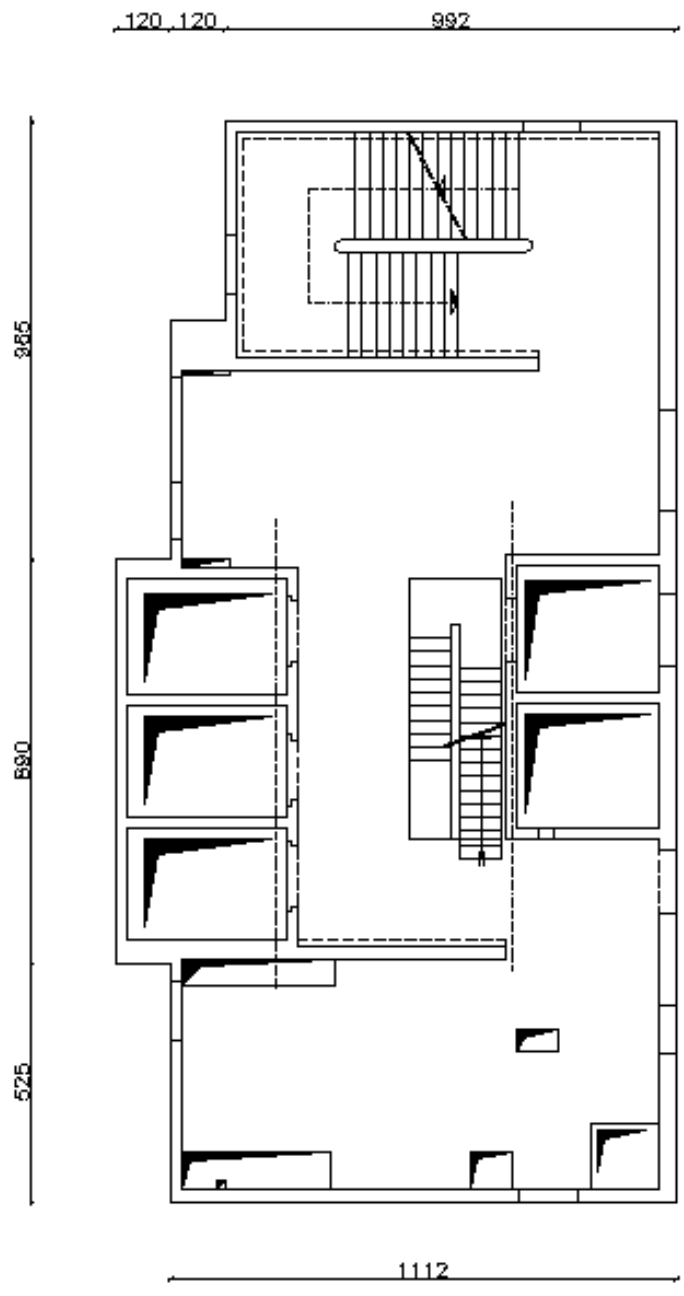


Figura 3.4- Sezione del nucleo Nord

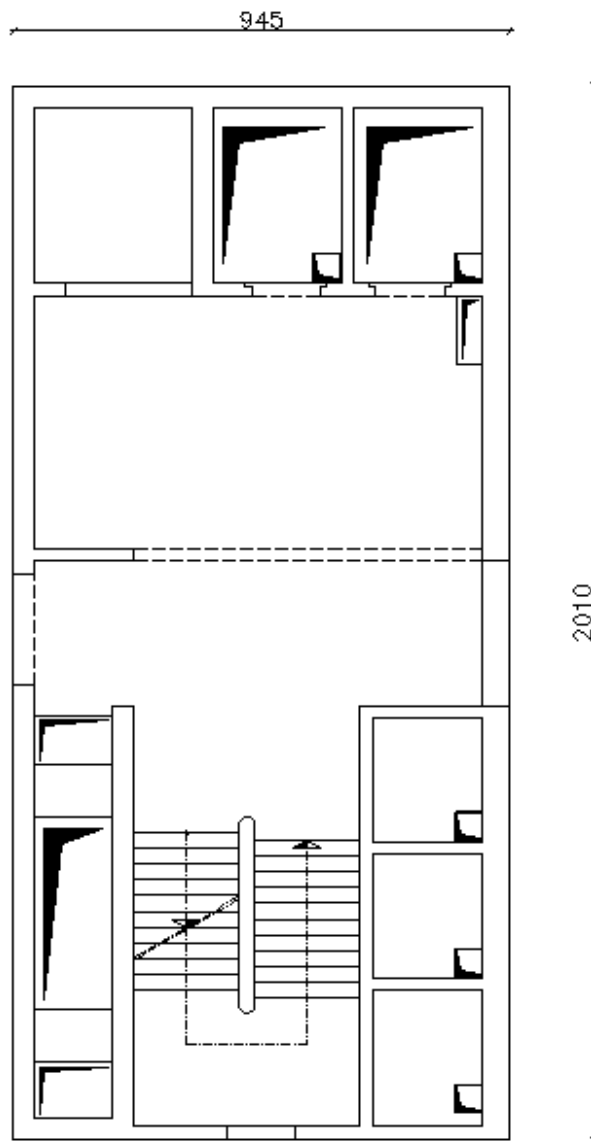


Figura 3.5- Sezione trasversale del Nucleo Sud

3.2 Il sistema di collegamento degli impalcati ai nuclei di controventamento

3.2.1 Descrizione del sistema di collegamento

Come è già stato accennato nella descrizione illustrativa dell'opera, i sedici impalcati del corpo D, ciascuno di circa 1600 m^2 , sono ancorati a due nuclei di controventamento in c.a. Negli edifici di considerevole altezza e con nuclei di controventamento esterni non è possibile effettuare il collegamento fra gli impalcati e i controventamenti effettivamente in modo rigido.

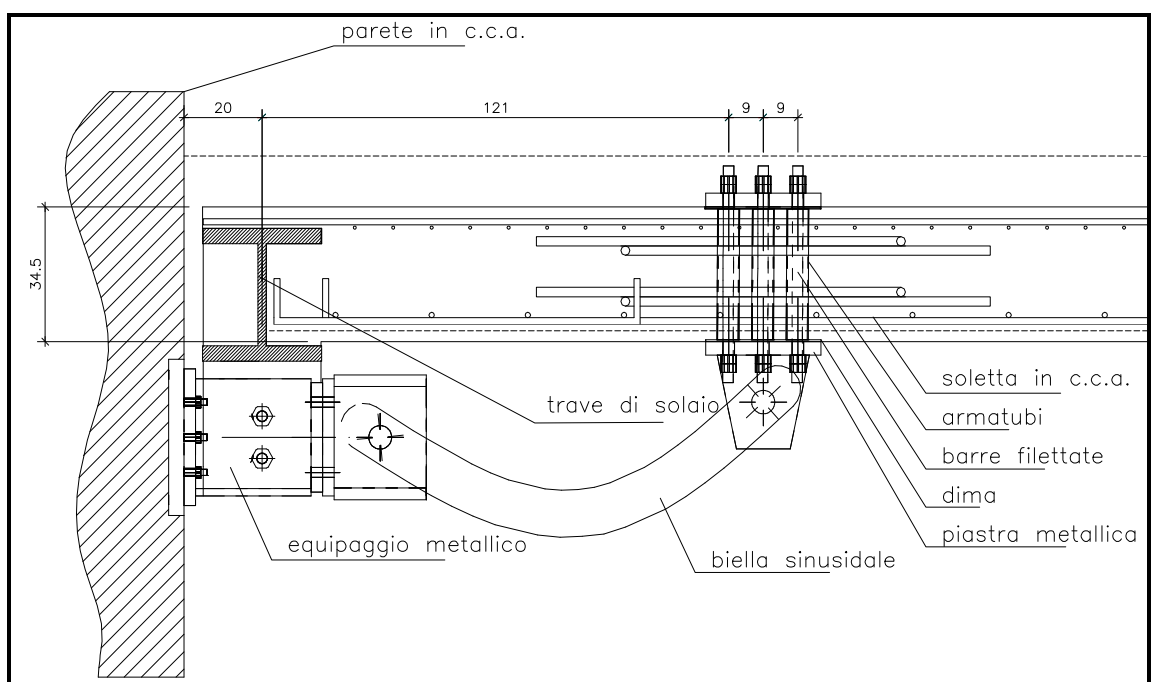


Figura 3.6- Particolare del sistema di collegamento

Per questo nel caso specifico analizzato la connessione è realizzata attraverso dei dispositivi di forma sinusoidale che collegano i nuclei ai telai del corpo centrale.

Nella figura 3.6 si riporta una vista del collegamento per illustrare come il dispositivo collega il solaio al nucleo, è significativa inoltre anche una visione in pianta del sistema di collegamento per poter cogliere un aspetto essenziale della realizzazione del sistema di collegamento (figura 3.7).

Collegare direttamente il nucleo al solaio e alle travi potrebbe portare a eccessive sollecitazioni nei dispositivi di ritegno. Il nucleo è molto più rigido dell'impalcato del telaio, in caso di sollecitazione sismica i dispositivi più esterni potrebbero essere molto più sollecitati di quelli interni, per questo è necessario predisporre l'innesto dell'elemento sinusoidale sul solaio attraverso una soletta piena di circa 30 cm che garantisca una ripartizione omogenea delle forze sui dispositivi di ritegno.

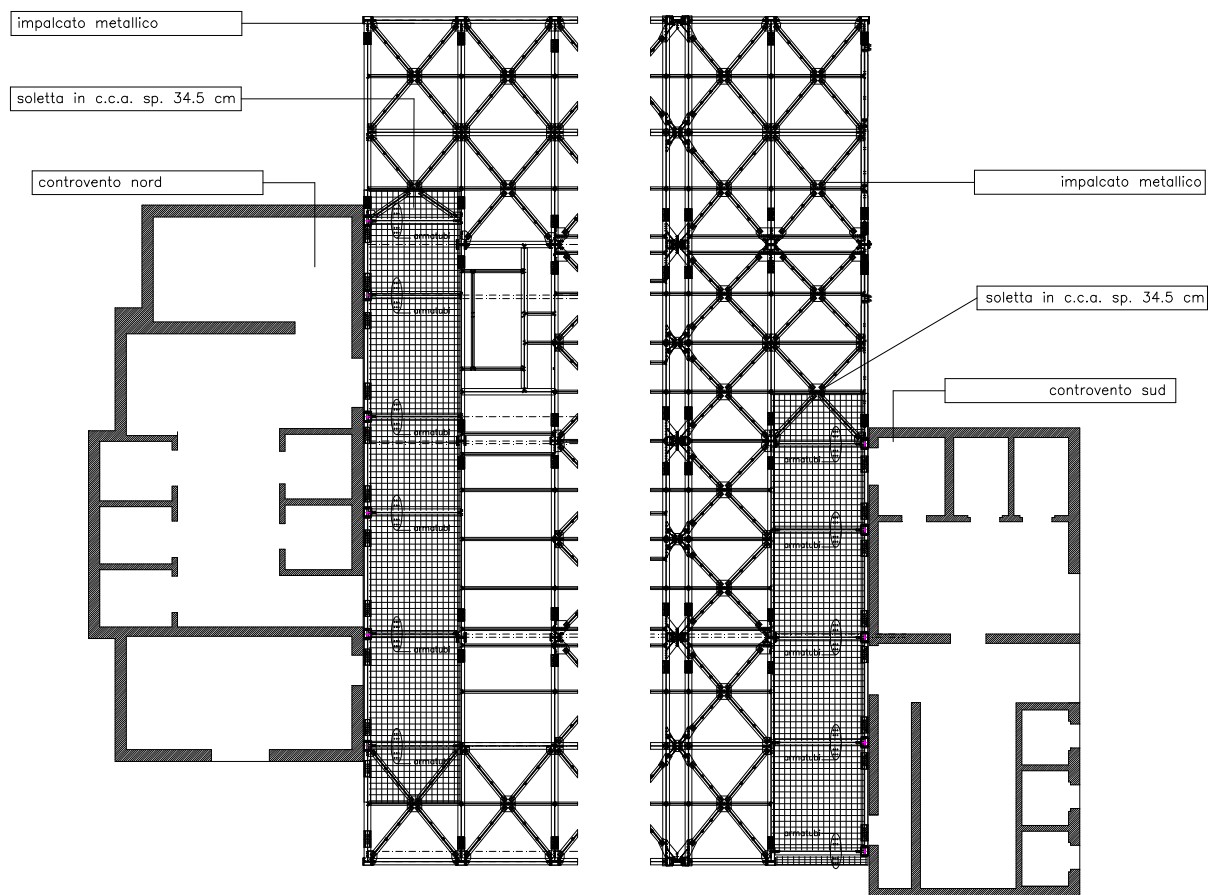


Figura 3.7 – Rappresentazione in pianta del sistema di collegamento

La scelta di una forma sinusoidale è determinata dalle seguenti motivazioni:

- Nella direzione N-S gli impalcati hanno una lunghezza di circa 45 m, soprattutto in fase di realizzazione occorre attenuare quanto più possibile gli effetti delle variazioni termiche degli impalcati contrastate dai controventi in c.a. di elevata rigidità, tale contrasto è particolarmente accentuato in corrispondenza dei piani bassi dove i nuclei, considerabili come delle mensole, sono scarsamente deformabili. Nel caso in esame le variazioni termiche, trattandosi di impalcati metallici, sono del seguente ordine:

- In estate $\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l = 2 \cdot 10^{-5} \cdot 25 \cdot 45 \cong 1,2 \text{ cm}$

- In inverno $\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l = 2 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 45 \cong 1,4 \text{ cm}$

Se il collegamento fosse effettuato con elementi rettilinei, la loro rigidità alla traslazione sarebbe:

$$K_{\text{trasl}} = \frac{EA}{l} \quad (3.1)$$

Coinvolgendo la deformazione assiale dell'elemento di collegamento, la rigidità raggiunge valori estremamente elevati, pertanto anche se le deformazioni dei piani sono dell'ordine del centimetro, si trasmetterebbero forze troppo alte.

Per questo gli elementi di collegamento scelti sono di forma sinusoidale, la forma sinusoidale fa sì che, se sottoposti a compressione, gli elementi si deformino inflettendosi seguendo un comportamento deformativo meno rigido rispetto al caso di elementi rettilinei.

A tal proposito è interessante svolgere il calcolo della rigidità degli elementi per avere un termine di confronto con la rigidità di elementi rettilinei.

Per effettuare il calcolo della rigidità si applica il PLV, calcolando la forza dovuta alla traslazione unitaria dell'estremo di un arco parabolico, l'approssimazione della parabola alla funzione sinusoidale che descrive la forma del collegamento è sufficiente.

Tenendo conto della deformabilità assiale e della deformabilità tagliante:

$$1 \cdot \Delta l = \int_{\text{arco}} M' \frac{M}{EJ} ds + \int_{\text{arco}} N' \frac{N}{EA} ds + \int_{\text{arco}} \chi T' \frac{T}{GA} ds \quad (3.2)$$

In una sezione generica dell'arco si ha:

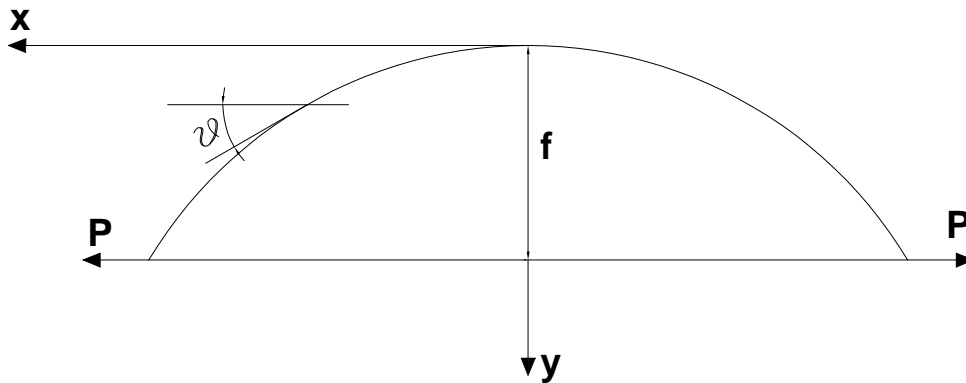


Figura 3.8 – Andamento dell'asse e relativo sistema di riferimento – sistema reale

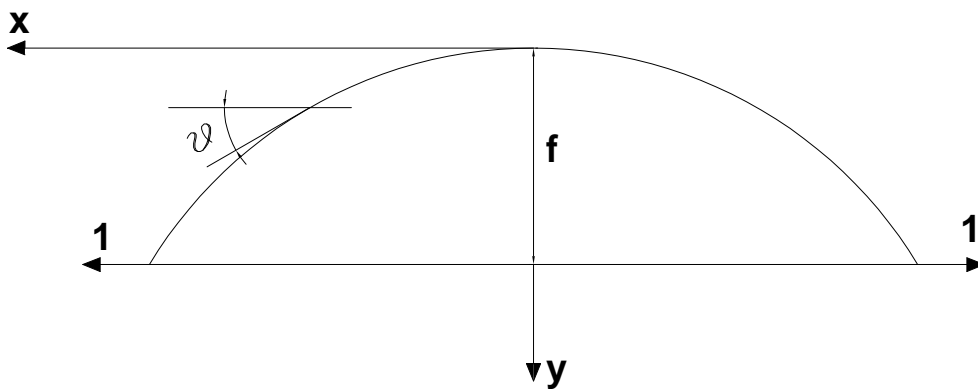


Figura 3.9 – Andamento dell'asse e relativo sistema di riferimento – sistema fittizio

Nel sistema reale:

$$M = P(y_a - y), \quad N = P \cos \vartheta, \quad T = P \sin \vartheta \quad (3.3)$$

Nel sistema fittizio:

$$M' = 1(y_a - y), \quad N' = 1 \cos \vartheta, \quad T' = 1 \sin \vartheta \quad (3.4)$$

Inoltre : $dy = dx \operatorname{tg} \vartheta$

Quindi se $A = A_c / \cos \vartheta$, $J = J_c / \cos \vartheta$ si ottiene:

$$\Delta l = 2 \frac{P}{EJ_c} \int_0^{l/2} (y_a - y)^2 dx + 2 \frac{P}{EA_c} \int_0^{l/2} \cos^2 \vartheta dx + 2 \frac{P\chi}{GA_c} \int_0^{l/2} \operatorname{sen}^2 \vartheta dx \quad (3.5)$$

Dall'equazione della parabola $y = 4fx^2 / l^2$ risulta $dy / dx = \operatorname{tg} \vartheta = 8fx / l^2$ per cui si ha:

$$\cos^2 \vartheta = \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \vartheta} = \frac{1}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} \quad \operatorname{sen}^2 \vartheta = \frac{\operatorname{tg}^2 \vartheta}{1 + \operatorname{tg}^2 \vartheta} = \frac{64f^2 x^2 / l^4}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} \quad (3.6)$$

Sostituendo si ottiene:

$$\begin{aligned} \Delta l &= 2 \frac{Pf^2}{EJ_c l^4} \int_0^{l/2} (l^2 - 4x^2)^2 dx + 2 \frac{P}{EA_c} \int_0^{l/2} \frac{dx}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} + 2 \frac{P\chi}{GA_c} \int_0^{l/2} \frac{64f^2 x^2 / l^4}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} dx = \\ &= \frac{8Plf^2}{15EJ_c} + \frac{Pl}{EA_c} \cdot \frac{l}{4f} \operatorname{arctg} \frac{4f}{l} + \frac{\chi Pl}{GA_c} \left(1 - \frac{l}{4f} \operatorname{arctg} \frac{4f}{l} \right) \end{aligned} \quad (3.7)$$

Infatti ponendo $c = \frac{8f}{l^2}$, il secondo ed il terzo integrale diventano:

$$\int_0^{l/2} \frac{dx}{1 + c^2 x^2} = \left(\frac{1}{c} \operatorname{arctg}(cx) \right)_0^{l/2} = \frac{1}{c} \operatorname{arctg} \left(\frac{cl}{2} \right) \quad (3.8)$$

$$\int_0^{l/2} \frac{c^2 x^2}{1 + c^2 x^2} dx = \int_0^{l/2} \frac{1 + c^2 x^2 - 1}{1 + c^2 x^2} dx = \frac{l}{2} - \left(\frac{1}{c} \operatorname{arctg}(cx) \right)_0^{l/2} = \frac{l}{2} - \frac{1}{c} \operatorname{arctg} \left(\frac{cl}{2} \right) \quad (3.9)$$

Tenendo conto dei seguenti sviluppi in serie:

$$\operatorname{arctg} \alpha = \alpha - \frac{\alpha^3}{3} + \frac{\alpha^5}{5} - \dots \quad \frac{1}{\alpha} \operatorname{arctg} \alpha = 1 - \frac{\alpha^2}{3} + \frac{\alpha^4}{5} - \dots \quad (3.10)$$

E sostituendoli nell'espressione (3.7), svolgendo i calcoli si ottiene che, se l'arco è abbastanza ribassato il terzo termine vale $51,2f^4/l^4$ e si può trascurare rispetto a 1, per cui si ha:

$$\Delta l = \frac{8Plf^2}{15EJ_c} + \frac{Pl}{EA_c} \left(1 - \frac{16f^2}{3l^2} \right) + \frac{\chi Pl}{GA_c} \frac{16f^2}{3l^2} \quad (3.11)$$

Si ottiene la rigidezza, ponendo $\rho^2 = J_c/A_c$ e $\chi E/G = 3$:

$$K_{\text{trasl}} = \frac{EJ_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \quad (3.12)$$

In definitiva, svolgendo i calcoli, si ottiene che la rigidezza alla traslazione è nel caso di forma sinusoidale, (si fa riferimento ai dati della sezione 120mmx80mm, della freccia 250 mm, e del materiale $E=200000$ MPa e della lunghezza $l=1000$ mm) :

$$K_{\text{trasl-parab}} = 6,3717 \text{ t/mm} \quad (3.13)$$

Invece se si fosse realizzato un collegamento rettilineo:

$$K_{\text{trasl-rett}} = \frac{EA}{l} = \frac{200000 \cdot (120 \cdot 80)}{1000} \cong 190 \text{ t/mm} \quad (3.14)$$

Pertanto, recuperando i dati di spostamento dovuti alla variazione termica estiva, si avrebbe, nel caso di collegamento a forma sinusoidale una forza trasmessa al nucleo di:

$$F = K \cdot \delta = 84 \text{ t} \quad (3.15)$$

Invece nel caso di collegamento rettilineo:

$$F = K_{rett} \cdot \delta = 2304 t \quad (3.16)$$

I calcoli sono indicativi poiché svolti con rigidzze calcolate nell'ipotesi di piccoli spostamenti, tuttavia sono in grado di dimostrare che nel caso di collegamento rigido rettilineo la forza trasmessa è inaccettabile, si dovrebbe procedere ad uno svincolamento del piano dal nucleo.

Dal punto di vista sismico non è possibile liberare i piani dal collegamento con i nuclei. Il collegamento così realizzato viene ad avere una duplice funzione, infatti nel caso di sollecitazione di trazione l'elemento si deforma degenerando in un semplice elemento rettilineo, la diminuzione di freccia fa sì che la rigidzza dell'elemento si avvicini sempre più a quella di un elemento rettilineo, infatti la componente flessionale diviene meno importante rispetto a quella assiale man mano che l'elemento diminuisce di freccia, aumentando di rigidzza l'elemento è il grado di trasferire comunque forze elevate ai nuclei controventanti.

Si realizza così l'intento di avere un elemento che abbia un comportamento duplice e che riesca a svincolare la rigidzza dalla resistenza, infatti per le deformazioni termiche del telaio di acciaio, l'elemento comprimendosi ha rigidzza bassa e trasmette forze accettabili ai nuclei, invece nel caso del sisma, gli elementi di collegamento riescono a trasmettere forze elevate .

3.2.2 Dati sperimentali per la determinazione del comportamento degli elementi di collegamento

3.2.2.1 Descrizione dell'apparato sperimentale e delle misurazioni effettuate

Si riportano ora i risultati delle prove sperimentali effettuate sugli elementi di collegamento prima descritti, sulla base di questi risultati, si è proceduto a ricostruire un modello tridimensionale per la determinazione del comportamento degli elementi.

Si distinguono due tipologie di elementi, entrambe con stessa forma, ma con sezione trasversale diverse, l'elemento di dimensioni maggiori (nel seguito identificato come M1) ha una sezione trasversale caratterizzata da una base di circa 8 cm ed una altezza di circa 12 cm; l'altro elemento (nel seguito identificato come M2) ha dimensioni trasversali (B×H) pari a circa 6×10 cm (figura 3.10).

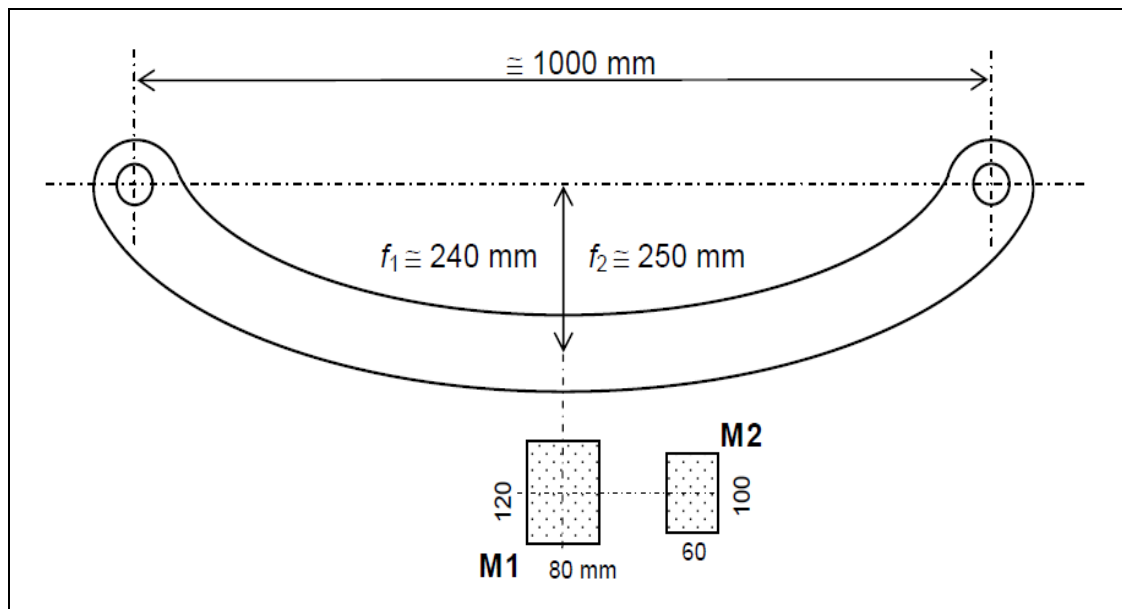


Figura 3.10 – Rappresentazione della geometria degli elementi considerati

Sugli elementi metallici sono state effettuate misure di spostamento in prossimità delle sezioni di estremità e sono state effettuate misure di deformazione nella sezione di mezzeria ad intradosso ed estradosso elemento.

Le misure sono avvenute durante le successive fasi di carico statico in compressione previste nell'ambito della procedura di collaudo.

La strumentazione utilizzata è costituita da quattro trasduttori di spostamento induttivi (LVDT) in grado di valutare spostamenti di 10^{-3} mm e due estensimetri resistivi in grado di valutare variazioni di deformazione pari a $2 \mu\epsilon$. Le posizioni dei punti di misura dei trasduttori di spostamento (indicate con la lettera L) e degli estensimetri (indicati con la lettera E) (figura 3.11).

Il valore della forza applicata è stato misurato attraverso un trasduttore di pressione, in grado di valutare variazioni di forza pari a circa 0.50 kN, collegato al circuito idraulico di alimentazione del pistone utilizzato per l'applicazione della forza di compressione agli elementi metallici.

La procedura di prova descritta nel seguito è stata ripetuta su entrambi gli elementi metallici: l'elemento è stato disposto orizzontalmente bloccando un apparecchio di aggancio ad un contrasto fisso mentre all'altro è stata applicata una forza di compressione nella direzione di collegamento dei due baricentri dei fori di estremità.

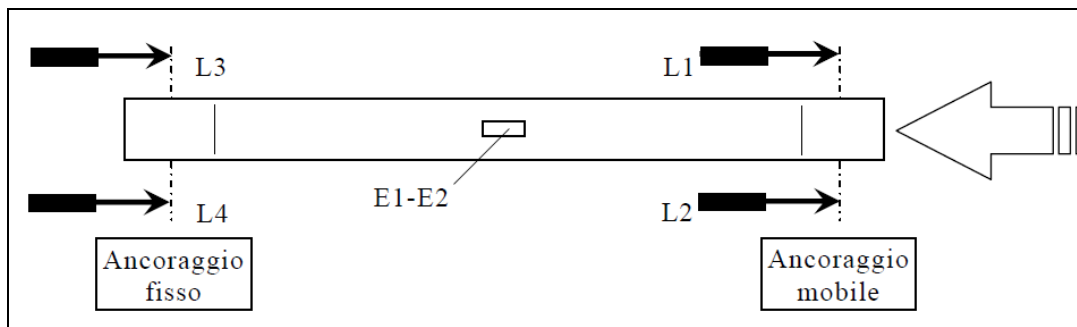


Figura 3.11 – Rappresentazione dello schema di prova

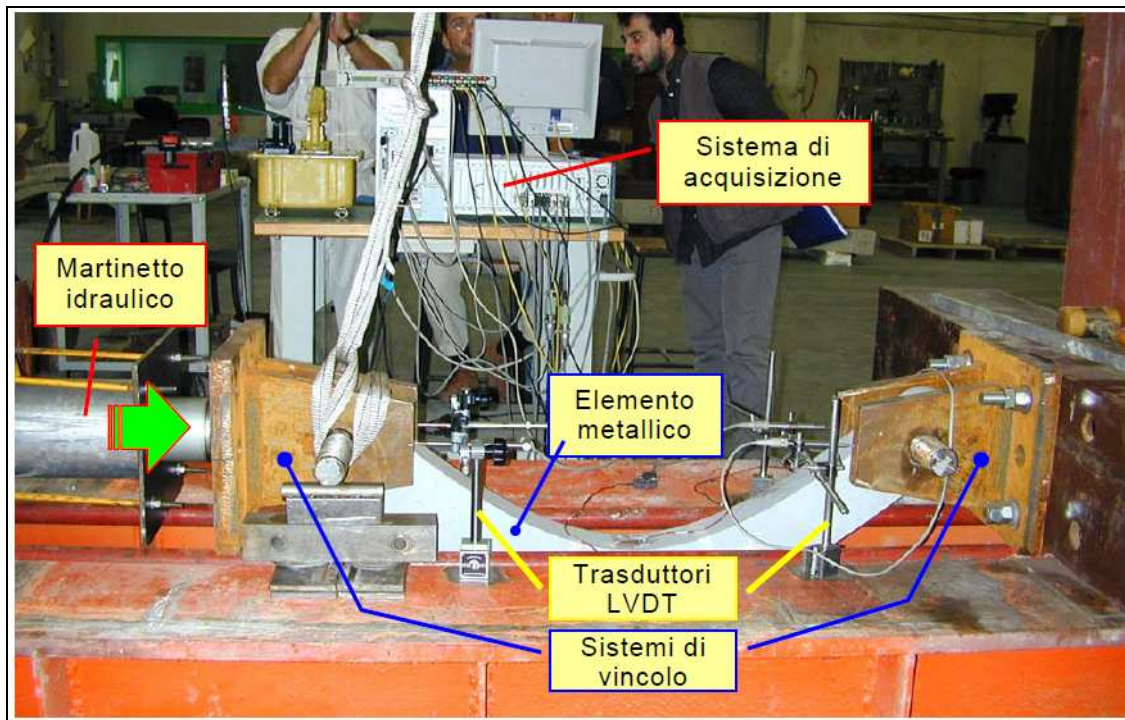


Figura 3.12 – Apparato sperimentale impiegato durante la prova

3.2.2.2 Risultati della prova sperimentale

Sono stati eseguiti diversi cicli di carico e scarico, sempre in compressione, a livelli di sollecitazione crescenti fino a raggiungere un valore di forza prossimo a quello di completa plasticizzazione dell'elemento.

La prova è stata interrotta quando la rigidità attuale dell'elemento era sostanzialmente nulla.

All'inizio di ogni prova si è registrato uno spostamento della testata mobile di alcuni millimetri, dovuto probabilmente all'assestamento sotto carico del sistema di prova (telaio di contrasto, apparecchi di vincolo, elemento metallico e pistone).

All'inizio del ramo di scarico di ogni ciclo effettuato, si è manifestato un abbattimento repentino della forza a variazione di spostamento quasi nulla dovuto presumibilmente alle tolleranze costruttive dei sistemi di vincolo.

Si osserva che il valore dello spostamento medio è stato depurato dello spostamento degli apparecchi di vincolo fissi e di quello spostamento osservato all'inizio di ogni prova, stimato in 1.52 mm e 1.20 mm, rispettivamente per gli elementi M1 ed M2.

Per l'elemento M2, i cicli a 200 e 250 kN sono stati ripetuti tre volte inoltre, durante il ciclo di caricamento finale a circa 263 kN, gli estensimetri hanno raggiunto il loro fondoscala danneggiandosi permanentemente e non fornendo più alcun segnale.

Nelle figure seguenti, rispettivamente per gli elementi M1 ed M2, sono rappresentati graficamente gli spostamenti medi (depurati dello spostamento degli apparecchi di vincolo fissi e di quello spostamento osservato all'inizio di ogni prova), gli spostamenti dei singoli trasduttori di spostamento e le deformazioni misurate dagli estensimetri in funzione del carico applicato. Nel caso degli estensimetri dell'elemento M2, nelle figure 3.17 e 3.18, è indicata con una croce rossa la rottura degli strumenti.

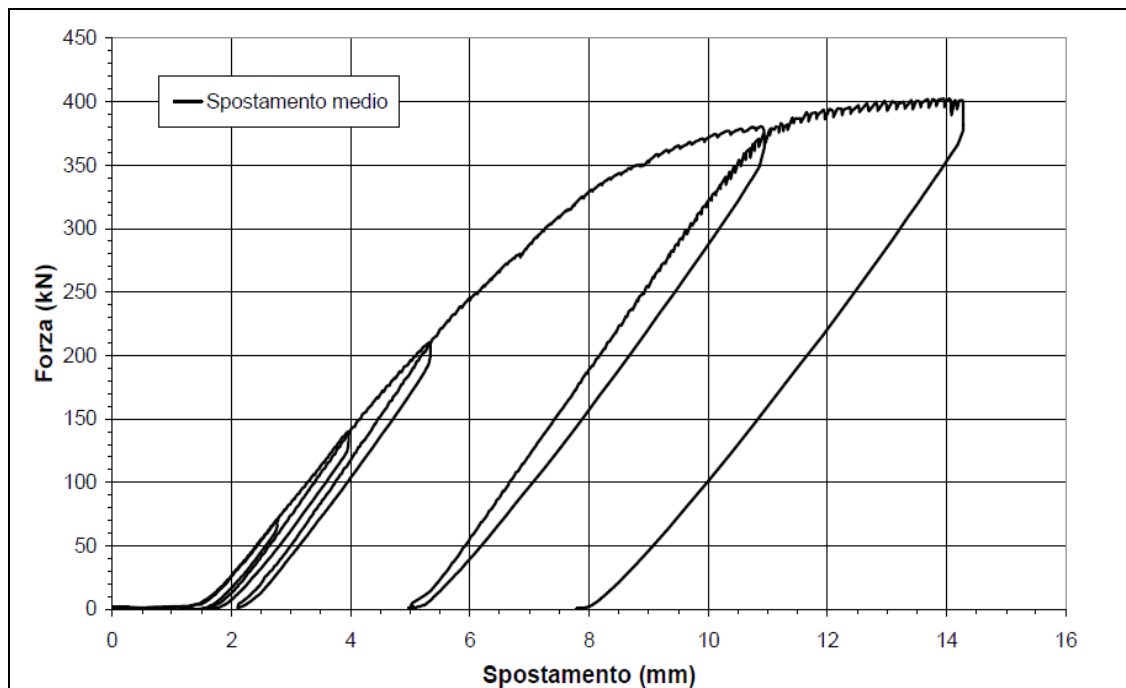


Figura 3.13 – Legame costitutivo Forza- spostamento ricavato sperimentalmente relativo all'elemento M1

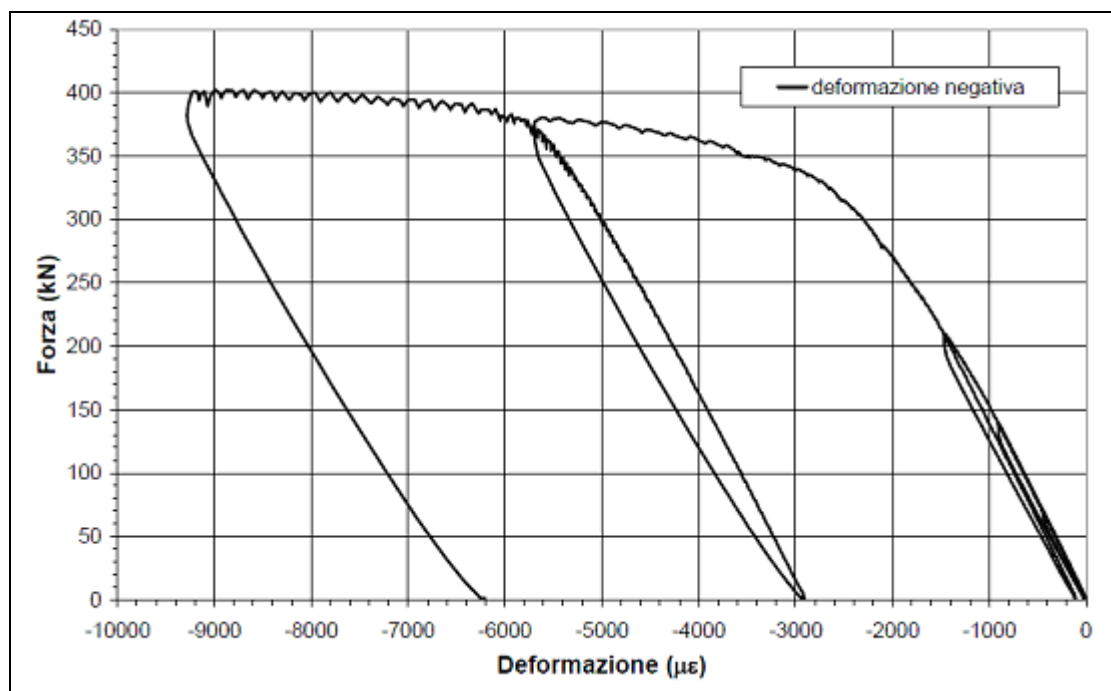


Figura 3.14 –Elemento M1- Deformazione misurata all'estradosso dell'elemento in funzione del carico applicato

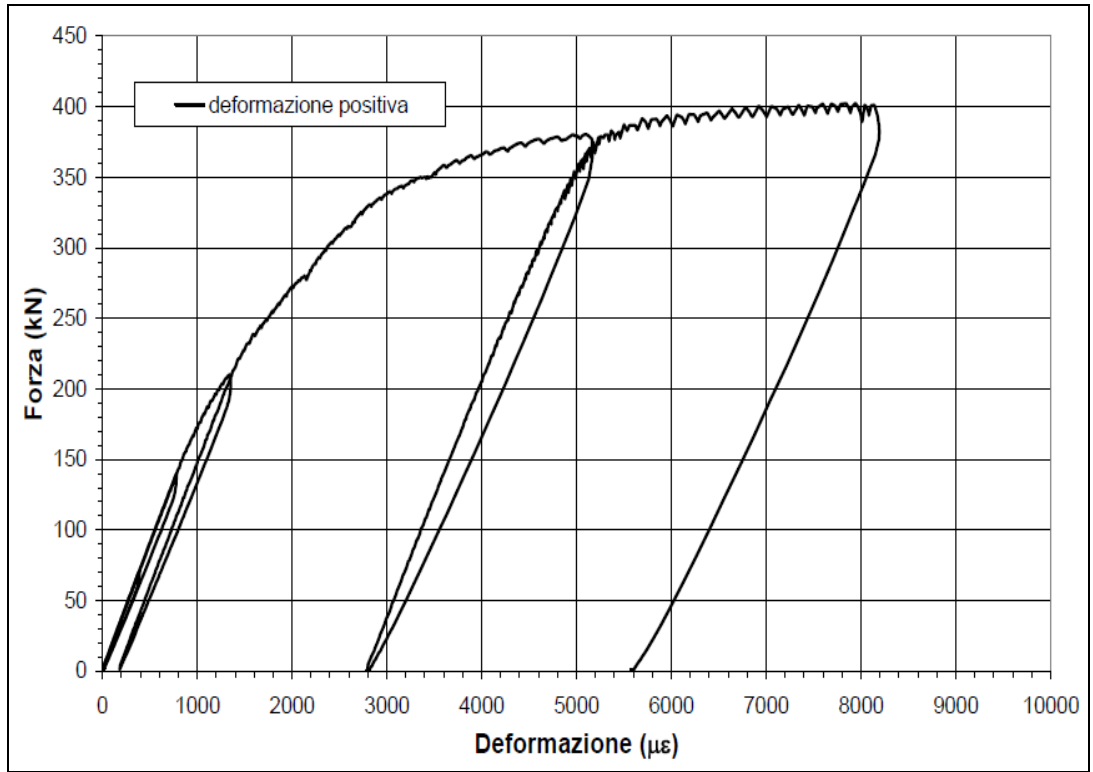


Figura 3.15 –Elemento M1- Deformazione misurata all'intradosso dell'elemento in funzione del carico applicato

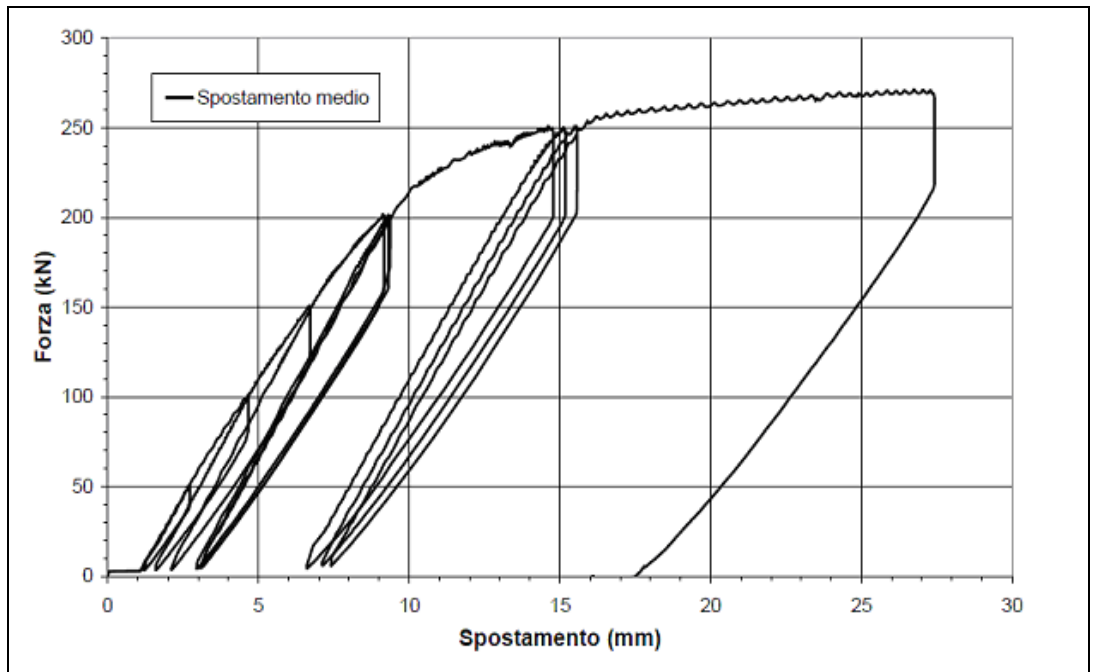


Figura 3.16 – Legame costitutivo Forza- spostamento ricavato sperimentalmente relativo all'elemento M2

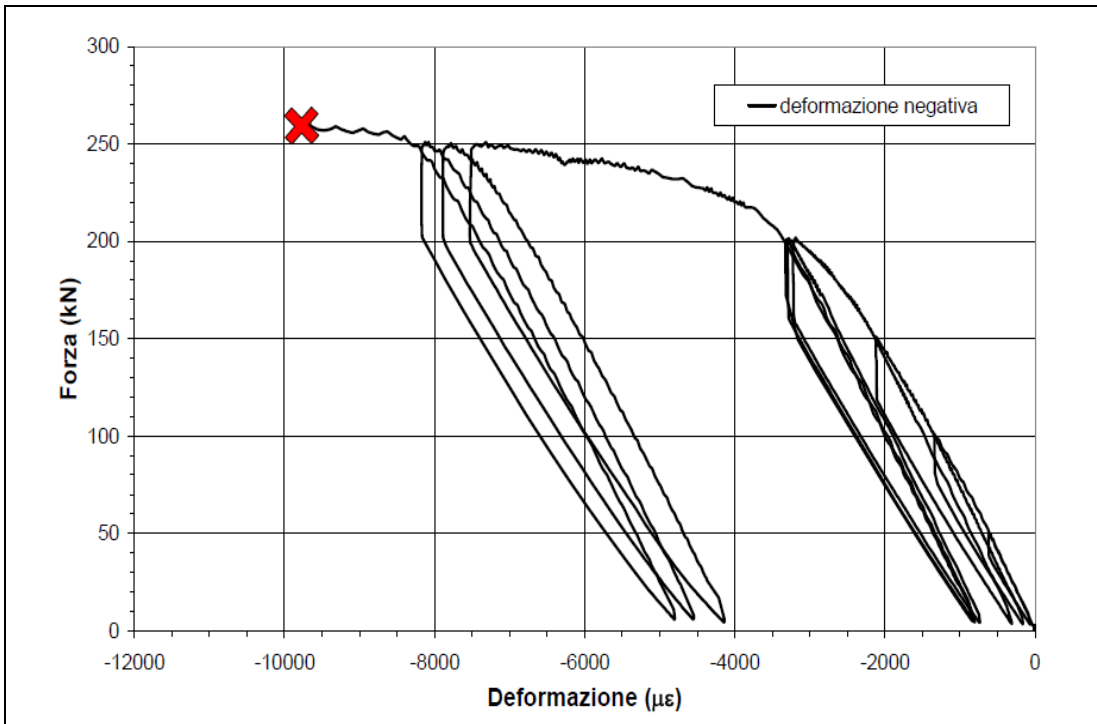


Figura 3.17 –Elemento M2- Deformazione misurata all’estradosso dell’elemento in funzione del carico applicato

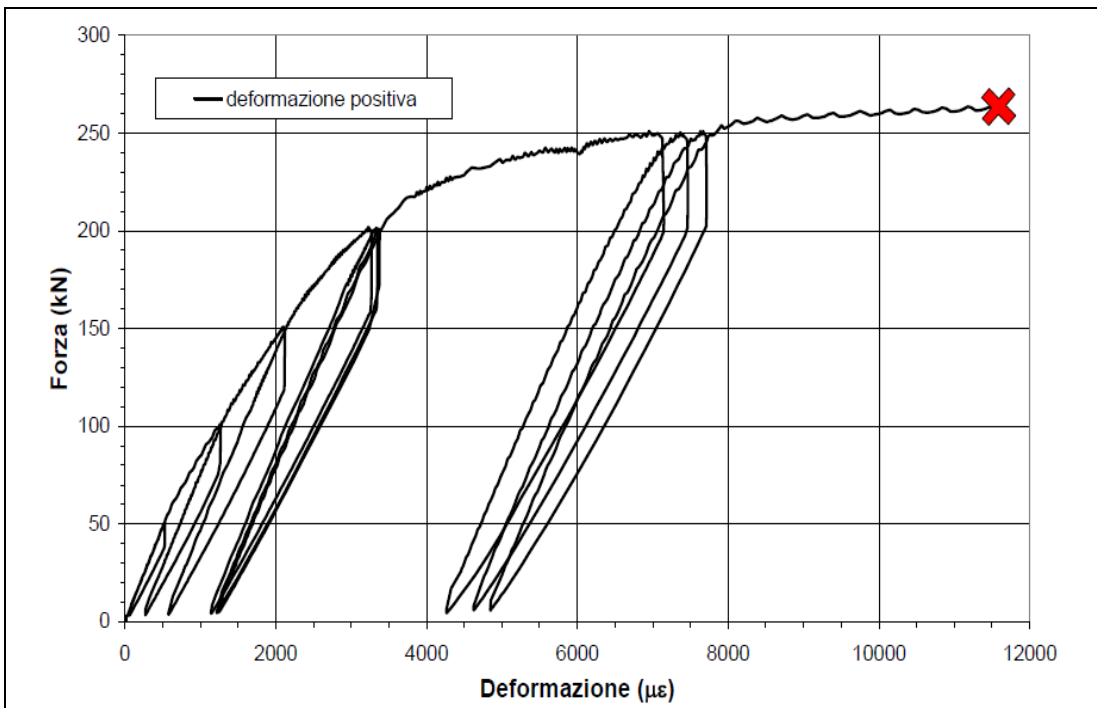


Figura 3.18 –Elemento M2- Deformazione misurata all’estradosso dell’elemento in funzione del carico applicato

3.2.3 Risultati numerici ottenuti con il programma Strauss 7

3.2.3.1 Definizione geometrica del modello e del materiale

Partendo dai risultati delle prove sperimentali è stato costruito un modello agli elementi finiti per effettuare una caratterizzazione completa del comportamento non lineare degli elementi di collegamento.

Si precisa che il modello del singolo elemento è stato realizzato facendo uso di elementi brick. Le articolazioni di estremità sono state modellate in modo che siano rispettivamente considerabili come un carrello ed una cerniera.

Gli elementi hanno una forma sinusoidale, il cui asse è definito attraverso la funzione:

$$y = f \cdot \sin(\pi / 1000 \cdot x)$$

Dove f designa la freccia dell'elemento. Gli elementi sono realizzati in acciaio Fe510, di cui si riporta il legame tensione deformazione (figura 3.19) che è stato implementato nelle analisi numeriche per poter considerare in maniera efficace il comportamento non lineare del materiale.

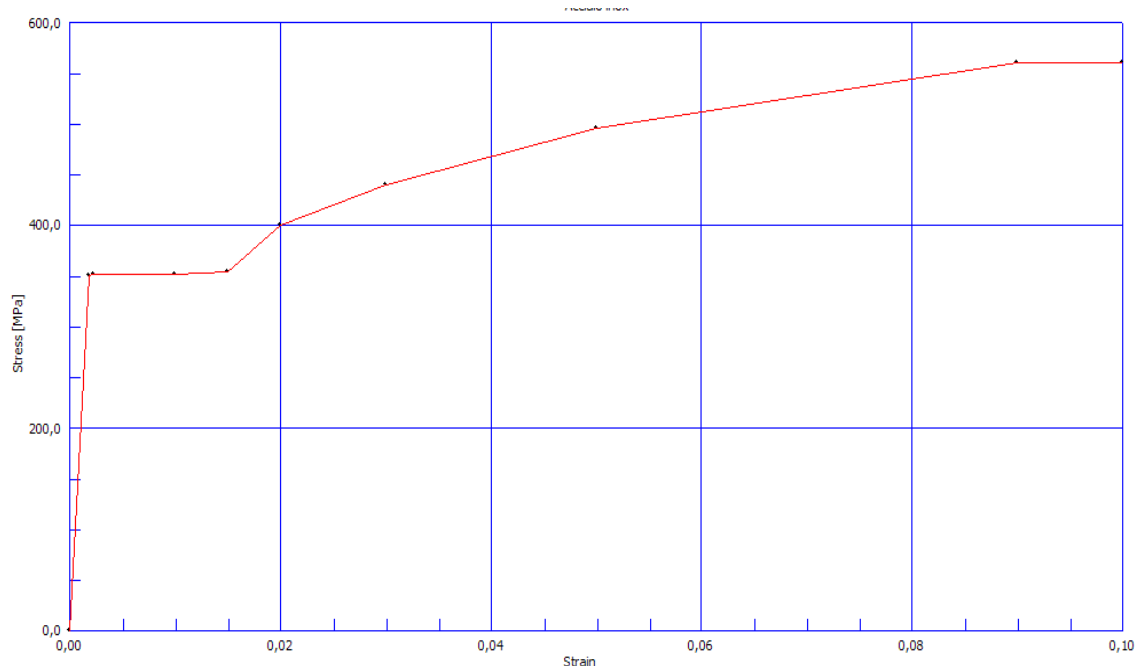


Figura 3.19 – Legame tensione – deformazione per l'acciaio Fe510

Si riporta un'immagine del modello costruito nella figura 3.20, le indicazioni precise sulla sezione e sulla freccia di ciascun elemento sono riportate nella sezione precedente dove è stata descritta la prova sperimentale svolta.

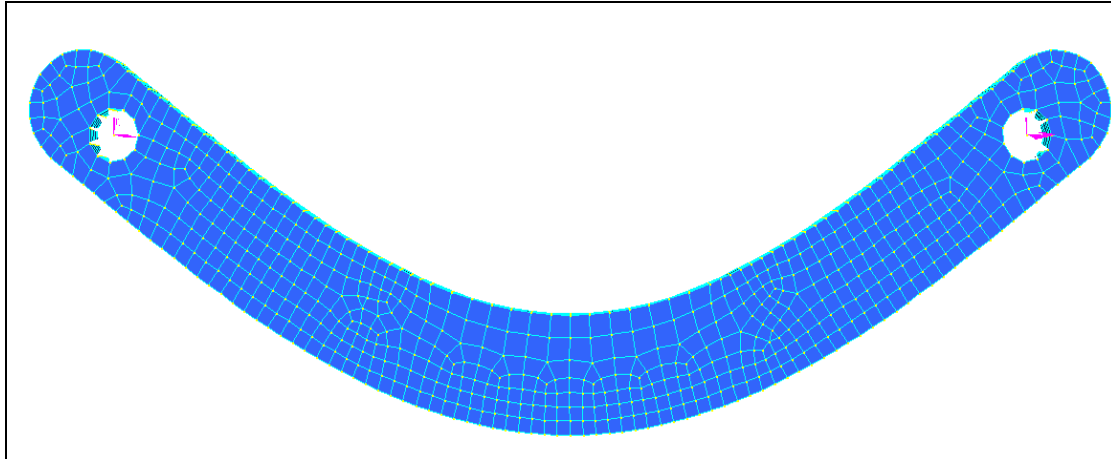


Figura 3.20 –Elemento M1- Rappresentazione del modello tridimensionale

Le analisi sono state svolte riferendosi non solo alle modalità di prova sperimentali, si è modellato il comportamento degli elementi considerandoli come sono effettivamente disposti nella struttura. Infatti il collegamento di ciascun piano è realizzato disponendo due elementi in parallelo, come si riporta nella figura 3.21.

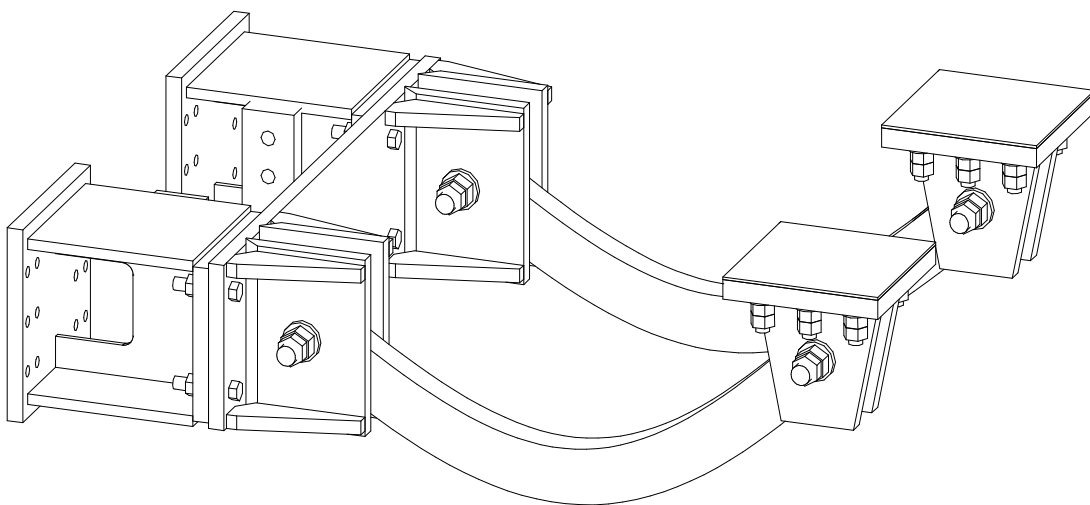


Figura 3.21 –Disposizione degli elementi all'interno della struttura

3.2.3.2 Elemento M1: calibrazione del modello per la definizione del comportamento Forza –spostamento

Si riporta innanzi tutto la prova effettuata sul modello per ripercorrere i risultati della prova sperimentale, l'esito del confronto dei grafici Forza-spostamento ottenuti numericamente e sperimentalmente si assume come testimonianza della bontà del modello assunto (figura 3.22).

L'analisi svolta è un'analisi statica non lineare svolta in controllo di spostamento in cui si considerano le non linearità geometriche e del materiale.

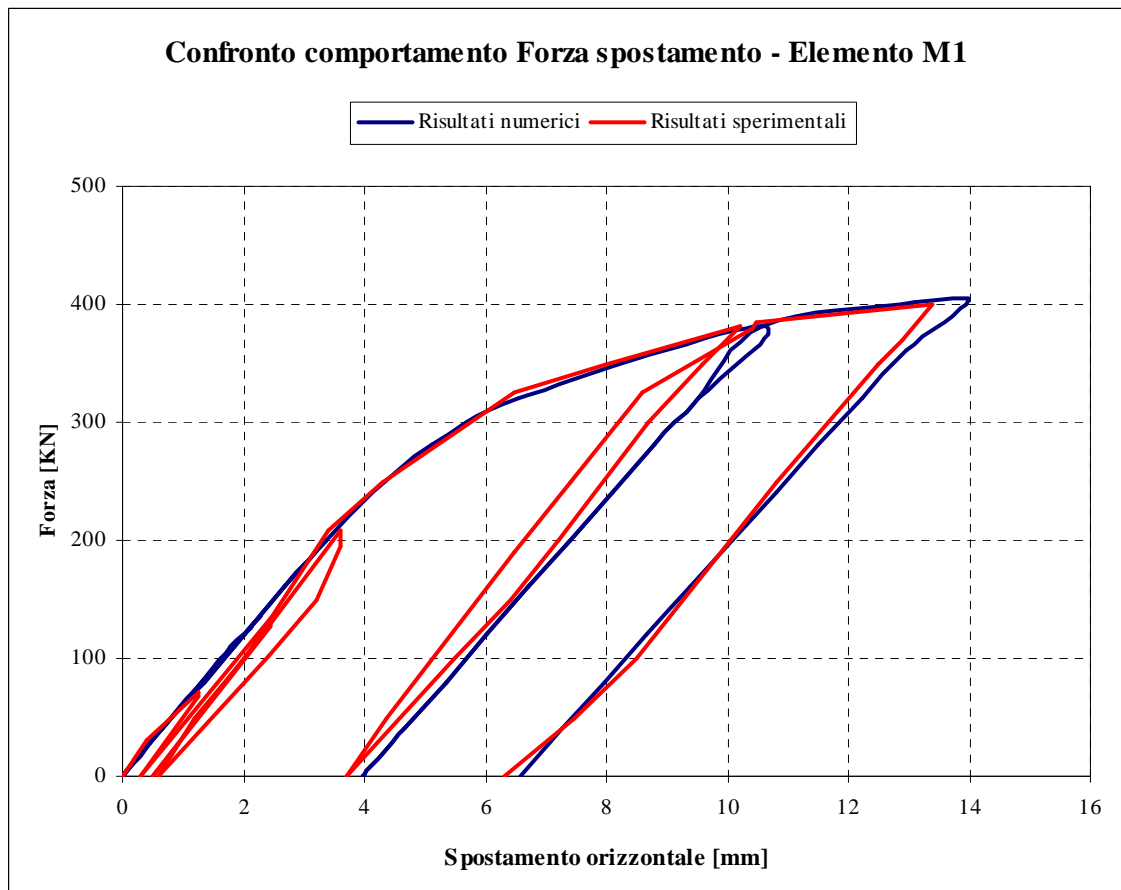


Figura 3.22 –Elemento M1- Calibrazione del modello: confronto del legame Forza-spostamento ricavata per via sperimentale e per via numerica

Il modello coglie con buona approssimazione il comportamento dell'elemento ottenuto sperimentalmente.

Nell'intento di definire completamente il comportamento dell'elemento sia in compressione che in trazione, si è proceduto poi ad una seconda indagine numerica, anche questa svolta in controllo di spostamento. L'analisi effettuata è sempre di tipo non lineare, gli incrementi di spostamento sono stati applicati in corrispondenza del nodo libero di traslare.

Si sono poi riportati i valori ottenuti in un grafico forza – spostamento dove la forza è la reazione vincolare che nasce ad ogni incremento di spostamento in corrispondenza del nodo bloccato.

Si riporta il risultato della prova di compressione e trazione (figg.3.23-3.25):

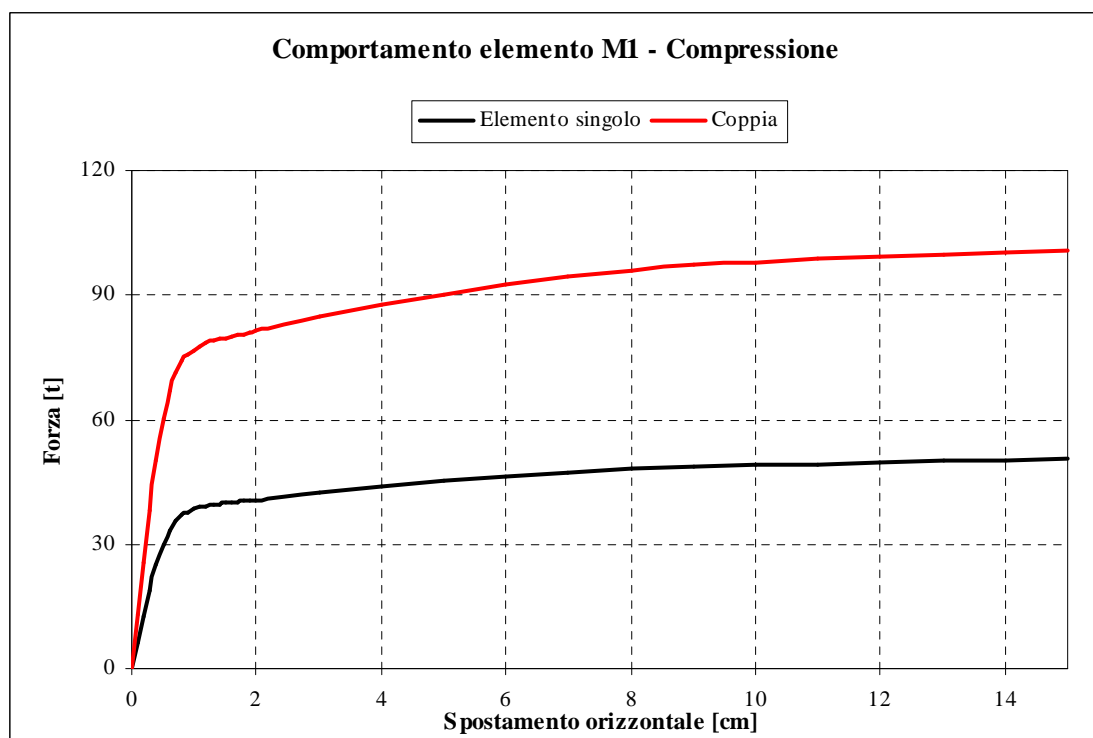


Figura 3.23 –Elemento M1- Comportamento Forza- spostamento in compressione

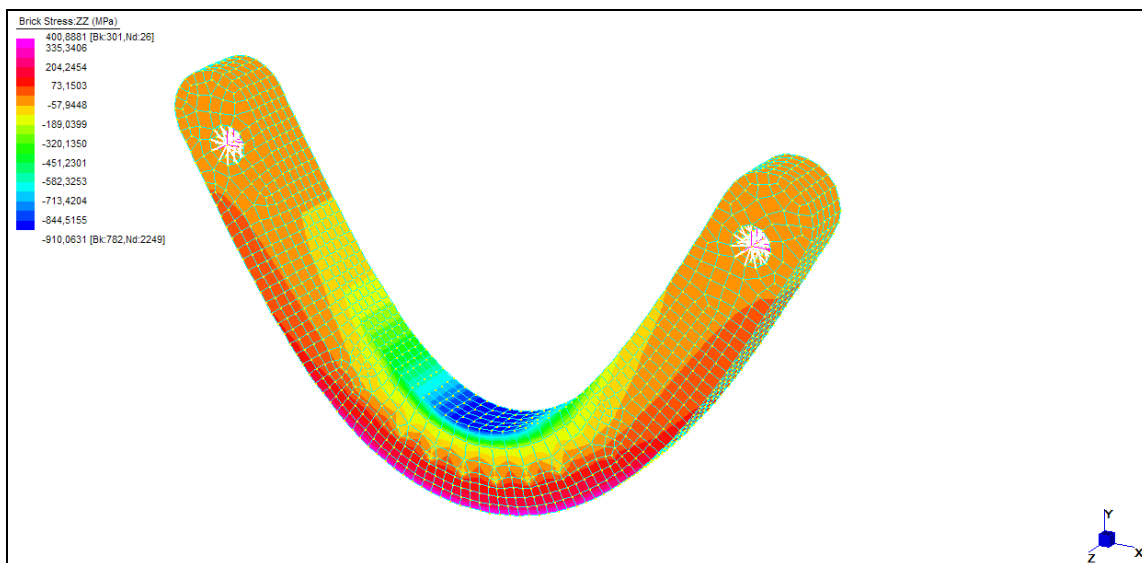


Figura 3.24 –Elemento M1- Deformazione per compressione

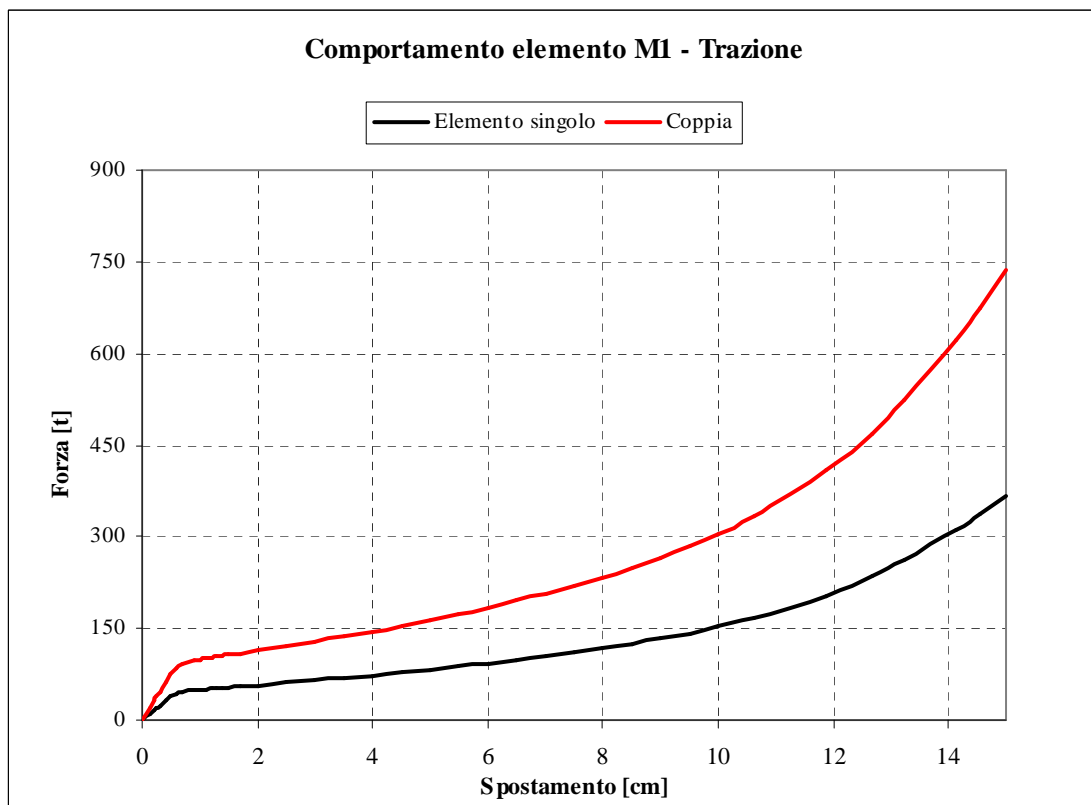


Figura 3.25 –Elemento M1- Comportamento Forza- spostamento in trazione

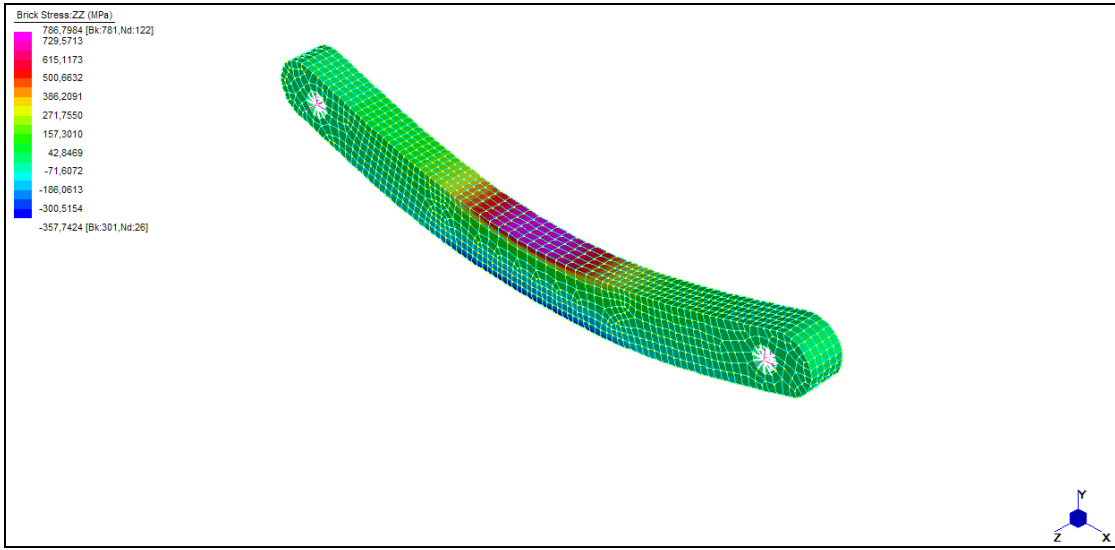


Figura 3.26 –Elemento M1- Deformazione per trazione

3.2.3.3 Elemento M1: cicli di isteresi

Si riportano cicli di isteresi che raggiungono diversi livelli di spostamento, andando poi a calcolare lo smorzamento viscoso equivalente. Le analisi sono condotte in controllo di spostamento.

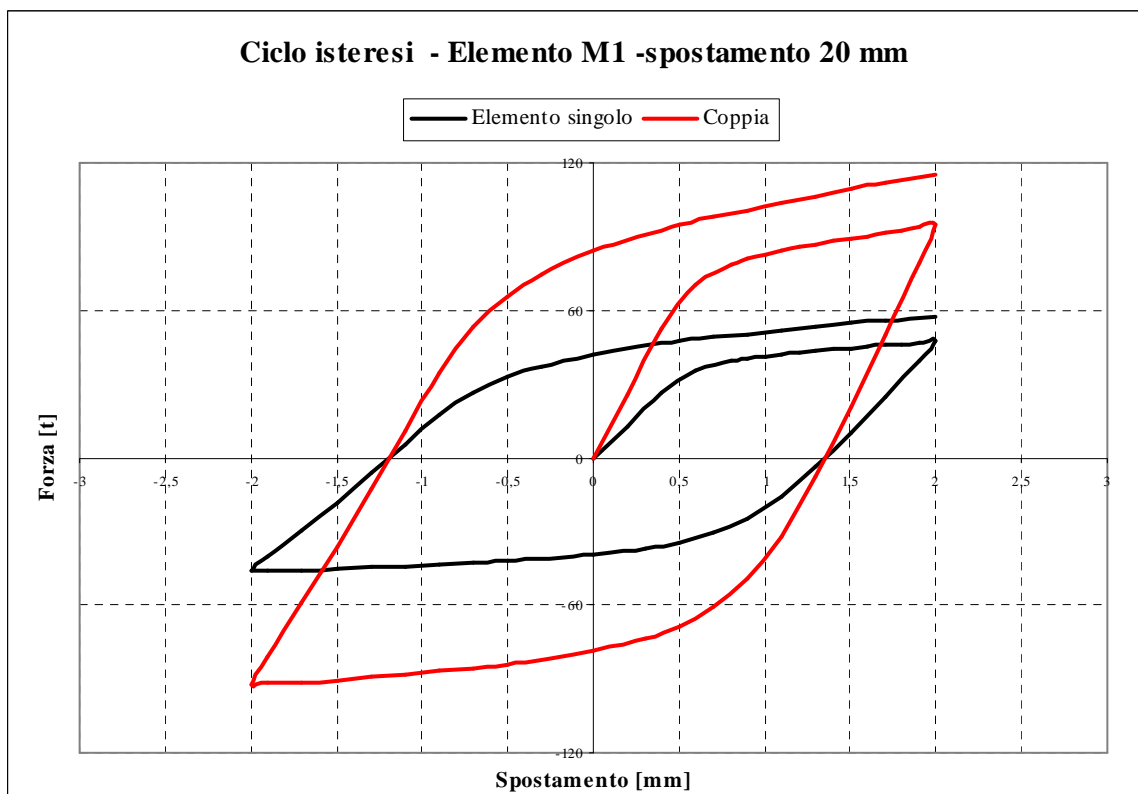


Figura 3.27 –Elemento M1- Cicli di isteresi fino ad uno spostamento di 2 cm

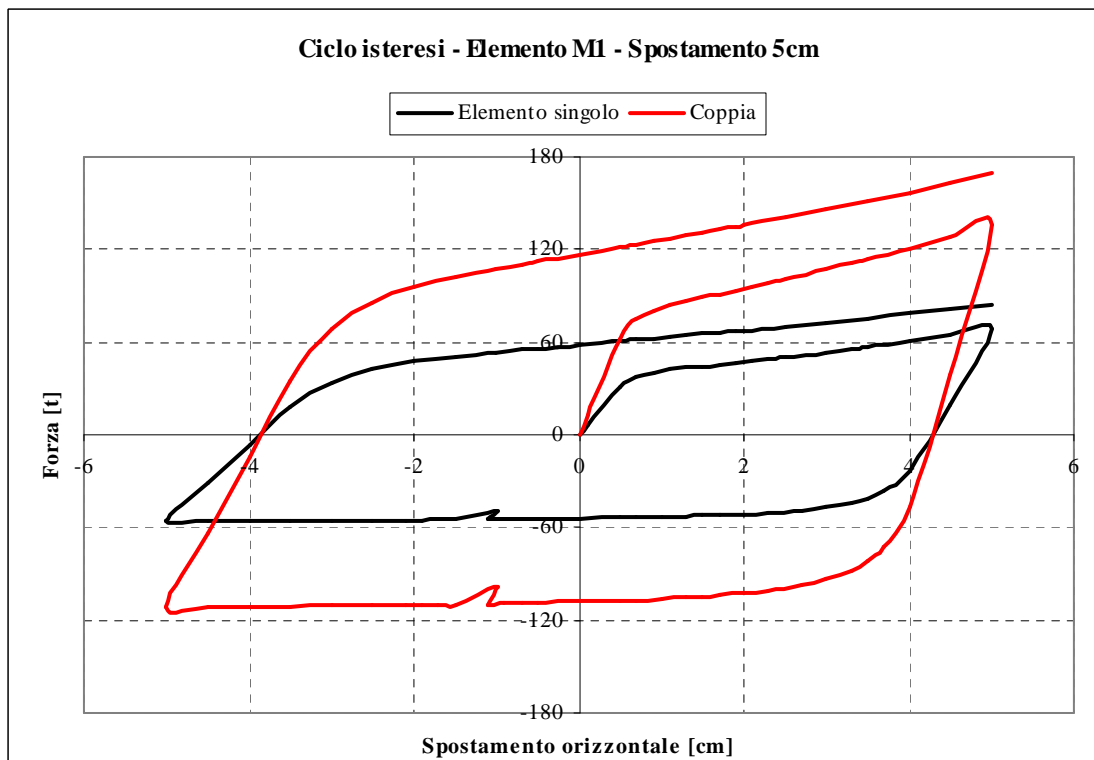


Figura 3.28 –Elemento M1- Cicli di isteresi fino ad uno spostamento di 5 cm

Lo smorzamento viscoso equivalente associato a tale elemento può essere calcolato utilizzando la formula seguente fornita da Priestley, Calvi e Kowalsky. Tale formula è stata di seguito riportata e specificata nei due casi osservati:

$$\xi = \frac{A}{2 \pi F_{\max} \delta_{\max}} \quad (3.17)$$

In cui:

A: è l'area racchiusa nel ciclo isteretico;

F_{\max} : è la massima forza raggiunta nel diagramma Forze – Spostamenti;

δ_{\max} : è il massimo spostamento raggiunto nel diagramma Forze – Spostamenti.

- Spostamento 2 cm

$$\xi = \frac{A}{2 \pi F_{\max} \delta_{\max}} \cong \frac{990}{6,28 \cdot 55 \cdot 20} \cong 0,15\% \quad (3.18)$$

- Spostamento 5 cm

$$\xi = \frac{A}{2 \pi F_{\max} \delta_{\max}} \cong \frac{8800}{6,28 \cdot 65 \cdot 50} \cong 0,35\% \quad (3.19)$$

3.2.3.4 Elemento M2: calibrazione del modello per la definizione del comportamento

Forza –spostamento

Si riporta innanzi tutto la prova effettuata sul modello per ripercorrere i risultati della prova sperimentale, l'esito del confronto dei grafici Forza-spostamento ottenuti numericamente e sperimentalmente si assume come testimonianza della bontà del modello assunto (figura 3.29). L'analisi svolta è un'analisi statica non lineare in cui si considerano le non linearità geometriche e del materiale.

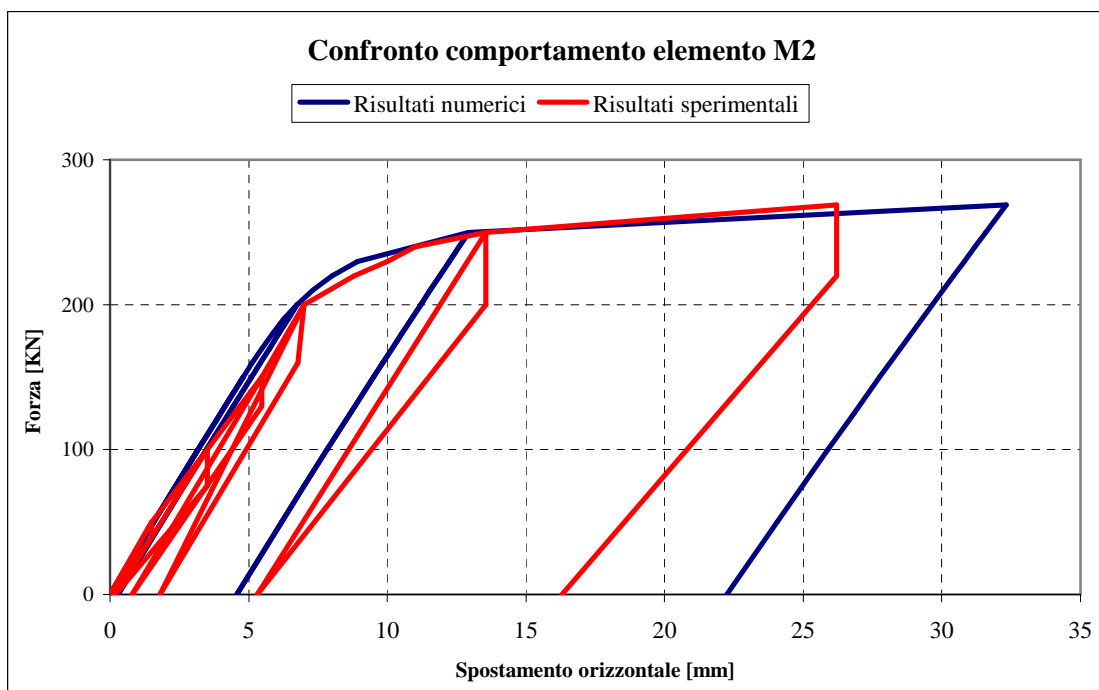


Figura 3.29 –Elemento M2- Calibrazione del modello: confronto del legame Forza-spostamento ricavata per via sperimentale e per via numerica

Successivamente sul singolo elemento sono state svolte delle analisi non lineari in controllo di spostamento per andare a definire le curve di comportamento Forza-spostamento sia in compressione che in trazione (figg.3.30 e 3.31).

Visto che gli elementi verranno disposti accoppiati le curve forza spostamento sono state ricavate sia per l'elemento singolo che per la coppia di elementi che collega il telaio ai nuclei controventanti.

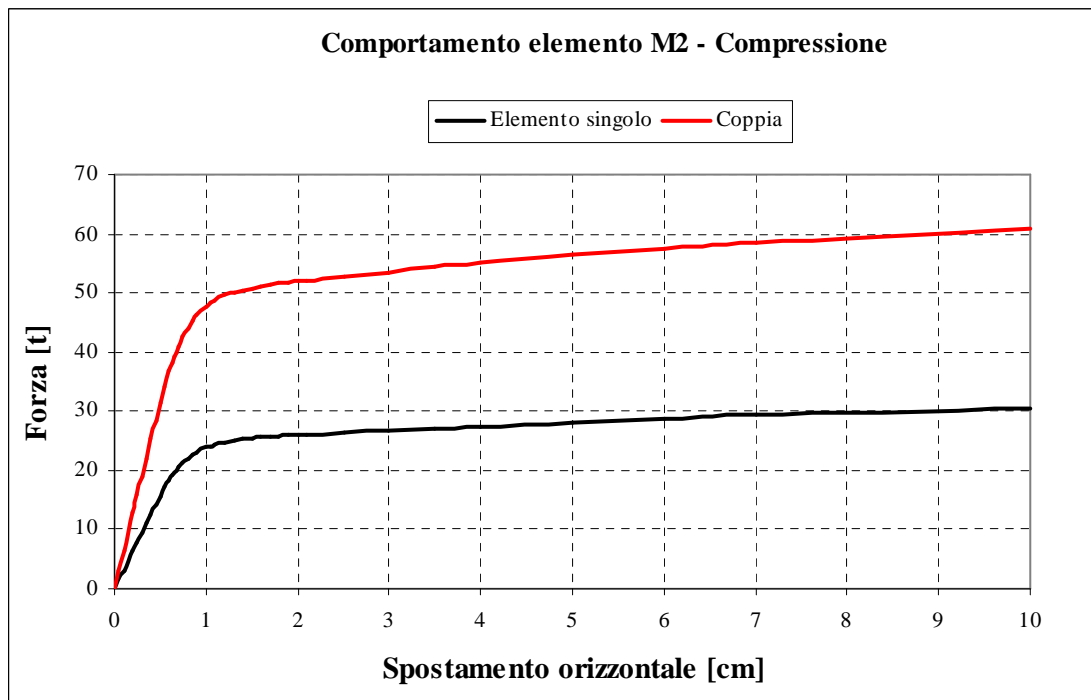


Figura 3.30 –Elemento M2- Comportamento Forza- spostamento in compressione

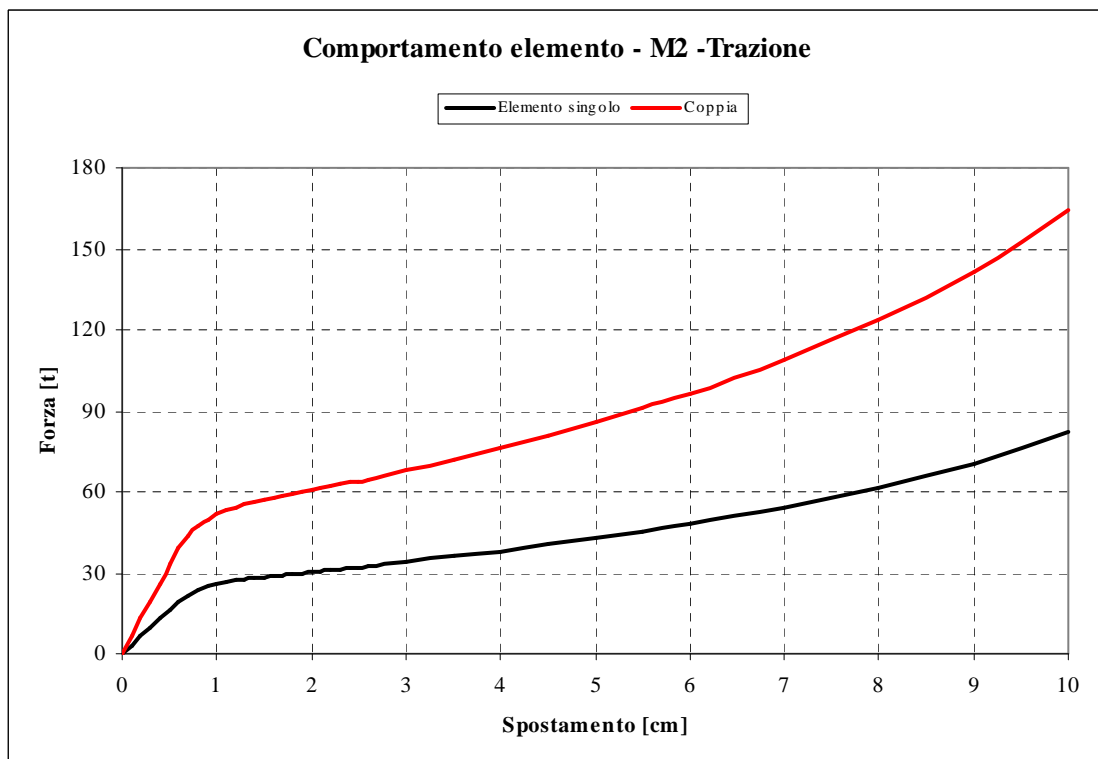


Figura 3.31 –Elemento M2- Comportamento Forza- spostamento in trazione

3.2.3.5 Elemento M2: cicli di isteresi

Si riportano cicli di isteresi che raggiungono diversi livelli di spostamento, andando poi a calcolare lo smorzamento viscoso equivalente. Le analisi sono condotte in controllo di spostamento.

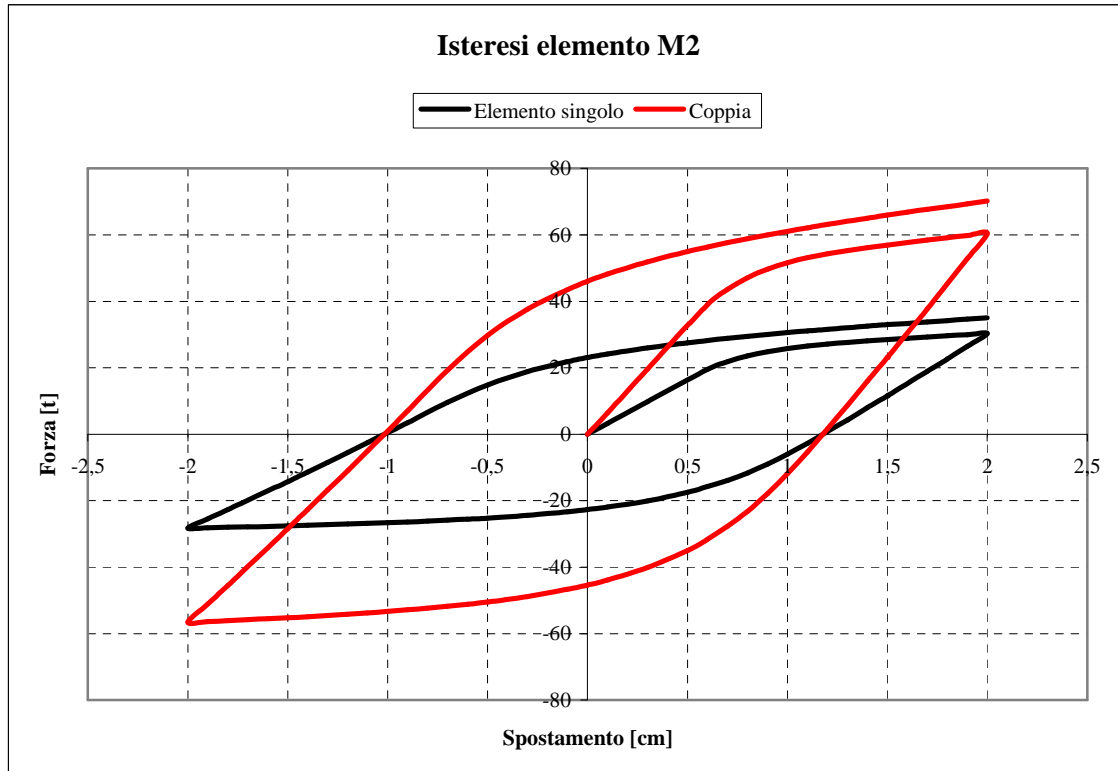


Figura 3.32 –Elemento M2- Cicli di isteresi fino ad uno spostamento di 2 cm

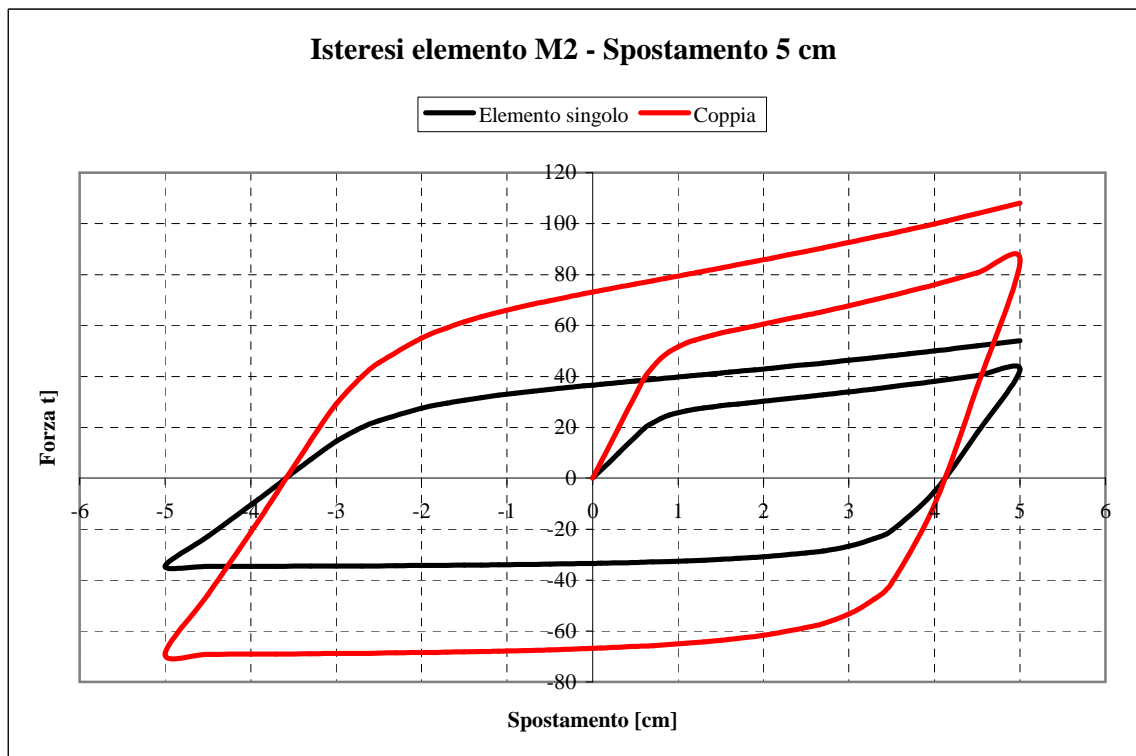


Figura 3.33 –Elemento M2- Cicli di isteresi fino ad uno spostamento di 5 cm

Lo smorzamento viscoso equivalente associato a tale elemento può essere calcolato utilizzando la formula seguente fornita da Priestley, Calvi e Kowalsky [10]. Tale formula è stata di seguito riportata e specificata nei due casi osservati:

$$\xi = \frac{A}{2 \pi F_{\max} \delta_{\max}} \quad (3.20)$$

In cui:

A: è l'area racchiusa nel ciclo isteretico;

F_{\max} : è la massima forza raggiunta nel diagramma Forze – Spostamenti;

δ_{\max} : è il massimo spostamento raggiunta nel diagramma Forze – Spostamenti.

- Spostamento 2 cm

$$\xi = \frac{A}{2 \pi F_{\max} \delta_{\max}} \cong \frac{753}{6,28 \cdot 30 \cdot 20} \cong 0,20\% \quad (3.21)$$

- Spostamento 5 cm

$$\xi = \frac{A}{2 \pi F_{\max} \delta_{\max}} \cong \frac{8800}{6,28 \cdot 65 \cdot 50} \cong 0,40\% \quad (3.22)$$

3.3 Definizione del modello tridimensionale della struttura

Dopo aver caratterizzato il comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento si è passati a definire un modello tridimensionale agli elementi finiti dell'intera struttura sul quale implementare il diagramma forza-deformazione ricavato.

Sul modello così ottenuto verranno svolte analisi Time History per mettere comprendere l'effettivo comportamento non lineare degli elementi studiati contestualizzandolo all'interno della struttura

3.3.1 Modellazione tridimensionale del Corpo 'D' dell'Ospedale Maggiore di Bologna

Abbiamo già inquadrato nella sezione 3.2.1 le caratteristiche geometriche e materiali salienti dell'opera, sulla base delle indicazioni fornite dai disegni di cantiere si è proceduto alla definizione del modello tridimensionale.

Le dimensioni in pianta sono 66,3 m longitudinalmente (direzione Nord-Sud) e 37,3 m trasversalmente (direzione est-Ovest), in particolare la struttura del telaio centrale occupa 1663,2 m².

Dato che la struttura è fondata su una platea su pali di spessore variabile da 1,8 m a 2,5 m, si comprende che la fondazione fornisce un ottimo grado di incastro per la struttura in elevazione.

La struttura a telaio in acciaio prevede pilastri passanti di tipo (HEA/B/M 500, HEA/B 450, HEA/B/M 400, HEA/B 280), a cui sono collegate le travi principali di tipo (HEA/B/M 400, HEA/B 360, HEA/B 300) ordite in direzione est-ovest (trasversale).

Nella direzione Nord – Sud sono previste travi secondarie di tipo IPE 220-200, ortogonali all'orditura principale.

Le travi si considerano incernierate ai pilastri, i collegamenti sono bullonati, mentre per i pilastri, sul nodo con le travi si considera la continuità materiale.

I vari piani possono essere considerati indeformabili nel proprio piano, essendo realizzati in cemento armato gettato su lamiera grecata; oltretutto è previsto anche un controvento di piano per assorbire le azioni trasversali di piano, sono stati utilizzati elementi shell.

Le sezioni dei due nuclei controventanti si possono considerare scatolari, dovendo alloggiare i vani scala e ascensore; la mensola Nord occupa una superficie di 270 m², mentre la mensola Sud occupa una superficie di 190 m².

Per entrambe i nuclei in c.a. lo spessore delle pareti è variabile con l'altezza, in particolare si ha uno spessore di 60 cm fino a quota 11,03 m, 40 cm da quota 11,03 fino a quota 35,93 m, 25 cm fino in sommità (per la parete contigua alla struttura pendolare è mantenuto lo spessore di 40 cm fino in sommità).

Si sono pertanto utilizzati elementi shell per riprodurre il comportamento scatolare dei nuclei in c.a.

Per quanto riguarda i carichi agenti si sono considerati:

- Pesi propri
- Sovraccarichi permanenti
- Carichi accidentali

Per la struttura in acciaio si considerano agenti sui solai 650 Kg/m² comprensivi del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti, a cui va aggiunta l'incidenza delle strutture in acciaio e dei tamponamenti esterni (300 Kg/m²).

Sui solai dei nuclei in c.a. sono previsti agenti oltre al peso proprio 300 Kg/m² relativi ai sovraccarichi permanenti.

Per quanto riguarda i carichi accidentali della struttura pendolare sono previsti due tipi di solaio, denominati "pesante" o "leggero" secondo il tipo d'azione considerata:

- Pesante = 600Kg/m² (piano rialzato, piano atrio, piano 1°, piano 2°, piano 3°, piano 4°, piano 5°, piano 9°, piano 10°, piano 11°, piano 14°)
- Leggero =400 Kg/m² (piano 6°, piano 7°, piano 8°, piano 12°, piano 13°)

Per quanto riguarda l'ultimo piano si sono considerati agenti 750 Kg/m² computando il possibile effetto della neve e dell'azione dell'elicottero.

Per i nuclei controventanti si adottano invece su tutti i solai 400 Kg/m^2 di carico accidentale.

3.3.2 Calcolo della massa totale

Allo scopo di conoscere l'entità della massa dell'edificio, si calcolano innanzitutto le superfici di piano. Il singolo piano è stato suddiviso in quattro parti, corrispondenti ai due nuclei laterali, al telaio centrale ed alla chiostrina. Occorrerà distinguere tra piani "leggeri" e piani "pesanti", nonché tra piani "pieni" e piani con l'apertura in corrispondenza della chiostrina. Non si terrà conto dell'ulteriore telaio laterale.

Le quattro parti individuate risultano avere le seguenti superfici:

- $A_1 = 252 \text{ m}^2$
- $A_2 = 162 \text{ m}^2$
- $A_3 = 1664 \text{ m}^2$
- $A_4 = 136 \text{ m}^2$

Quindi le aree complessive dei piani sono:

$$- \quad A_{\text{tot,p}} = A_1 + A_2 + A_3 = 2078 \text{ m}^2 \quad (3.23)$$

$$- \quad A_{\text{tot,ch}} = A_1 + A_2 + A_3 - A_4 = 1942 \text{ m}^2 \quad (3.24)$$

-

dove $A_{\text{tot,p}}$ è l'area complessiva dei piani "pieni", mentre $A_{\text{tot,ch}}$ è l'area totale dei piani con l'apertura in corrispondenza della chiostrina (figura 3.34).

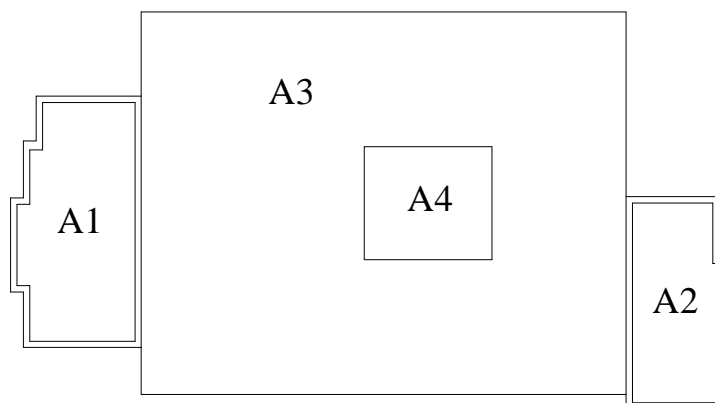


Figura 3.34 - Denominazione delle superfici

Ricordando la suddivisione tra piani “leggeri” e piani “pesanti”, si avranno:

- 7 piani pesanti pieni
- 5 piani pesanti con l’apertura per la chiostrina
- 6 piani leggeri, anch’essi con la stessa apertura.

Oltre ai carichi statici di piano occorre poi considerare anche il peso proprio delle strutture di elevazione. Trascurando il peso proprio delle pilastrate in acciaio, si calcola invece quello delle pareti verticali in c.c.a.. Se si indica con p_1 il perimetro totale di tutte le pareti verticali del nucleo di controventamento di sinistra (nucleo nord), e con p_2 la stessa quantità relativa al nucleo di destra (nucleo sud), si ha:

- $p_1 = 106 \text{ m}$
- $p_2 = 90 \text{ m}$

Le pareti in c.c.a. hanno i seguenti spessori:

- 60 cm per i primi 4 piani
- 40 cm per i successivi 7 piani
- 25 cm per gli ultimi 6 piani

Le altezze per le quali le pareti mantengono uno spessore costante sono:

- $h_1 = 17,33 \text{ m}$ ($s=60\text{cm}$)
- $h_2 = 28,80 \text{ m}$ ($s=40\text{cm}$)
- $h_3 = 18,60 \text{ m}$ ($s=25\text{cm}$)

Inoltre, poiché il valore della massa dell’edificio sarà utile per le considerazioni dinamiche in presenza di sisma, nelle fasi di calcolo della stessa si assumeranno direttamente i valori ridotti dei carichi accidentali. I sovraccarichi accidentali ridotti risultano:

- 200 Kg/m^2 (per i piani “leggeri”)
- 300 Kg/m^2 (per i piani “pesanti”)

In definitiva il peso totale dell’edificio, in prima approssimazione, risulta:

$$P_{\text{TOT}} = 7 \times A_{\text{tot,p}} \times (815 + 300) + 5 \times A_{\text{tot,ch}} \times (815 + 300) + 6 \times A_{\text{tot,ch}} \times (815 + 200) + [(p_1 + p_2) \times (h_1 \times 0,60 + h_2 \times 0,40 + h_3 \times 0,25)] \times 2500 = 51890540 \text{ Kg} = 49891 \text{ t}$$

Quindi la massa totale è:

$$m_{TOT} = \frac{P_{TOT}}{g} = 4990ts^2 / m \quad (3.25)$$

3.3.3 Calcolo approssimativo delle rigidezze dei due nuclei in c.c.a.

Allo scopo di ottenere una stima approssimativa delle rigidezze per carichi orizzontali dei due nuclei in c.c.a., è possibile schematizzarli come nelle figure 3.34 e 3.35. In queste si è indicato con “nucleo 1” il controventamento nord e con “nucleo 2” il controventamento sud. Per quanto riguarda lo spessore delle pareti si considera un valore medio di 41 cm; infatti:

$$s_{medio} = \frac{h_1 \times 60 + h_2 \times 40 + h_3 \times 25}{H_{TOT}} = 41cm \quad (3.26)$$

Si vuole conoscere la rigidezza della struttura per carichi orizzontali applicati sia nella direzione N-S (lungo l'asse x), che nella direzione E-O (lungo l'asse y).

3.3.3.1 Rigidezza alla traslazione nella direzione N-S

Si calcolano, nel seguito, i momenti d'inerzia delle sezioni dei due nuclei di controventamento rispetto all'asse y (vedi figure 3.35 e 3.36):

$$J_y^1 = 2 \times (22,9 \times 0,41 \times 5,15^2) + 4 \times \frac{0,41 \times 10,3^3}{12} = 647,38m^4 \quad (3.27)$$

$$J_y^2 = 2 \times (19,1 \times 0,41 \times 4,25^2) + 3 \times \frac{0,41 \times 8,5^3}{12} = 345,82m^4 \quad (3.28)$$

Quindi l'inerzia totale dei due nuclei vale:

$$J_y^1 + J_y^2 = 993,2m^4 \quad (3.29)$$

Quando sulla struttura viene applicato un momento flettente esterno nel piano x-z, esso si ripartisce tra i due nuclei di controventamento secondo i seguenti rapporti:

$$\frac{J_y^1}{J_y^1 + J_y^2} = 0,65 \quad (3.30)$$

$$\frac{J_y^2}{J_y^1 + J_y^2} = 0,35 \quad (3.31)$$

Pertanto il 65% del momento flettente esterno verrà equilibrato dal nucleo nord (nucleo 1), mentre il restante 35% verrà equilibrato dal nucleo sud (nucleo 2).

Una volta calcolati i momenti d'inerzia delle sezioni dei due nuclei, è possibile ottenere una stima della rigidezza degli stessi per carichi orizzontali, considerandoli come due mensole incastrate alla base.

Quindi si ha:

$$K_y = \frac{12E(J_y^1 + J_y^2)}{H_{TOT}^3} = 109860t / m \quad (3.32)$$

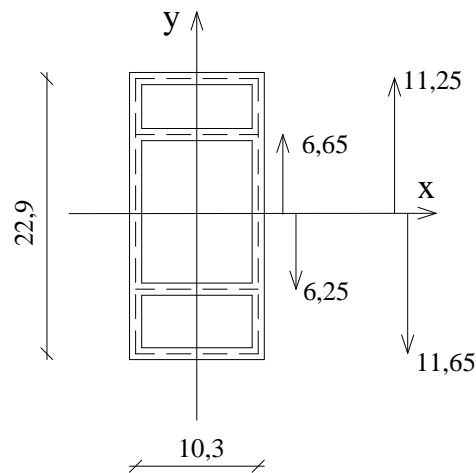


Figura 3.35 - Schematizzazione del nucleo 1

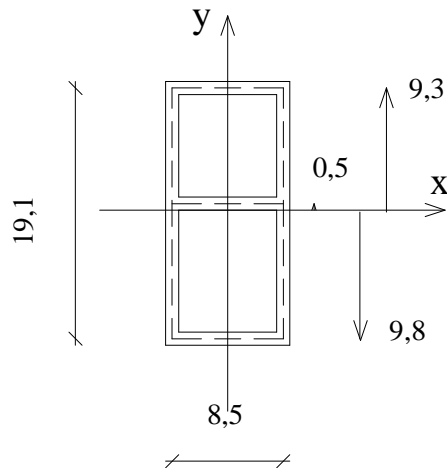


Figura 3.36 - Schematizzazione del nucleo 2

Inoltre si può avere una stima del periodo della struttura nella direzione Nord – Sud:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_y}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{4990}{109860}} \cong 1,33 \text{ sec} \quad (3.33)$$

3.3.3.2. Rigidezza alla traslazione nella direzione E-O

Si calcolano, nel seguito, i momenti d'inerzia delle sezioni dei due nuclei di controventamento rispetto all'asse x:

$$J_x^1 = 10,3 \times 0,41 \times (6,65^2 + 6,25^2 + 11,25^2 + 11,65^2) + 2 \times \frac{0,41 \times 22,9^3}{12} = 2279,96 \text{ m}^4 \quad (3.32)$$

$$J_x^2 = 8,5 \times 0,41 \times (9,8^2 + 0,5^2 + 9,3^2) + 2 \times \frac{0,41 \times 19,1^3}{12} = 2113,13 \text{ m}^4 \quad (3.34)$$

Quindi l'inerzia totale dei due nuclei vale:

$$J_x^1 + J_x^2 = 4393,1 \text{ m}^4 \quad (3.35)$$

Da questo risultato è evidente come la rigidezza dei due nuclei in c.c.a. sia notevolmente superiore nella direzione E-O, piuttosto che in quella N-S.

Quando sulla struttura viene applicato un momento flettente esterno nel piano y-z, esso si ripartisce tra i due nuclei di controventamento secondo i seguenti rapporti:

$$\frac{J_x^1}{J_x^1 + J_x^2} = 0,52 \quad (3.36)$$

$$\frac{J_x^2}{J_x^1 + J_x^2} = 0,48 \quad (3.37)$$

Pertanto il 52% del momento flettente esterno verrà equilibrato dal nucleo nord (nucleo 1), mentre il restante 48% verrà equilibrato dal nucleo sud (nucleo 2). Come sopra è poi possibile ottenere una stima della rigidezza dei due nuclei per carichi orizzontali, considerandoli come due mensole incastrate alla base. Quindi si ha:

$$K_x = \frac{12E(J_x^1 + J_x^2)}{H_{TOT}^3} = 485931 t / m \quad (3.38)$$

Inoltre si può avere una stima del periodo della struttura nella direzione Est-Ovest:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_y}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{4990}{485931}} \cong 0,7 \text{ sec} \quad (3.39)$$

3.3.4 Risultati dell'analisi modale

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale svolta sul modello tridimensionale della struttura per confermare i risultati ottenuti analiticamente sui modi principali di vibrare della struttura.

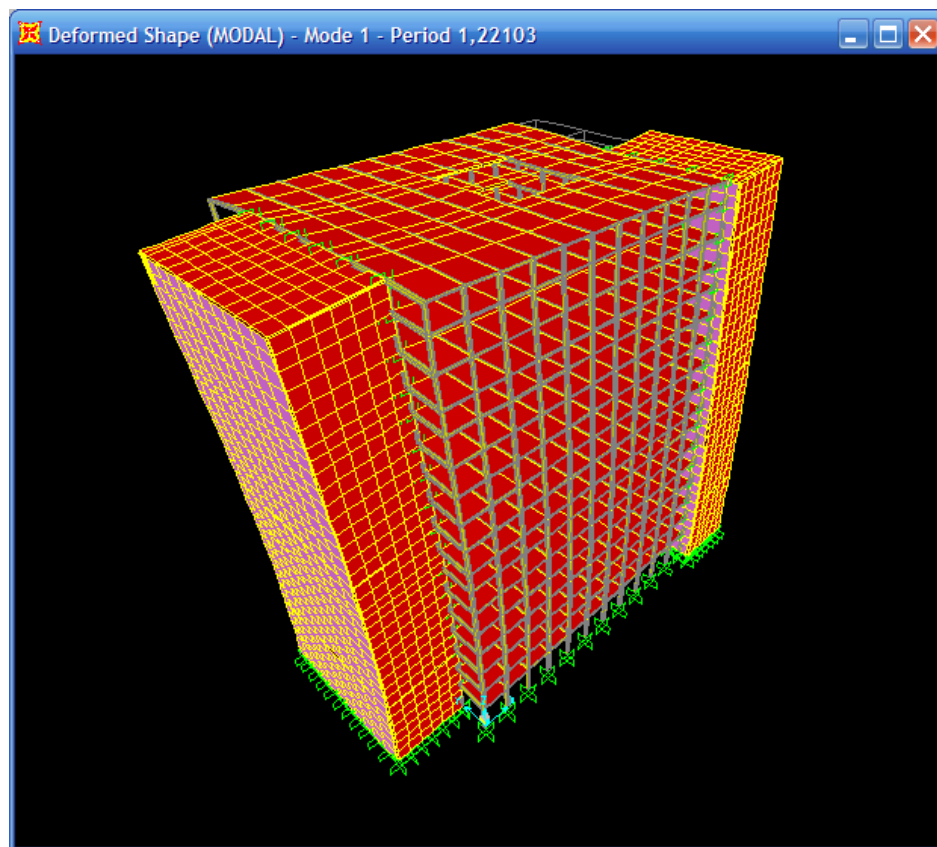


Figura 3.37 – Primo modo di vibrare, direzione Nord-Sud

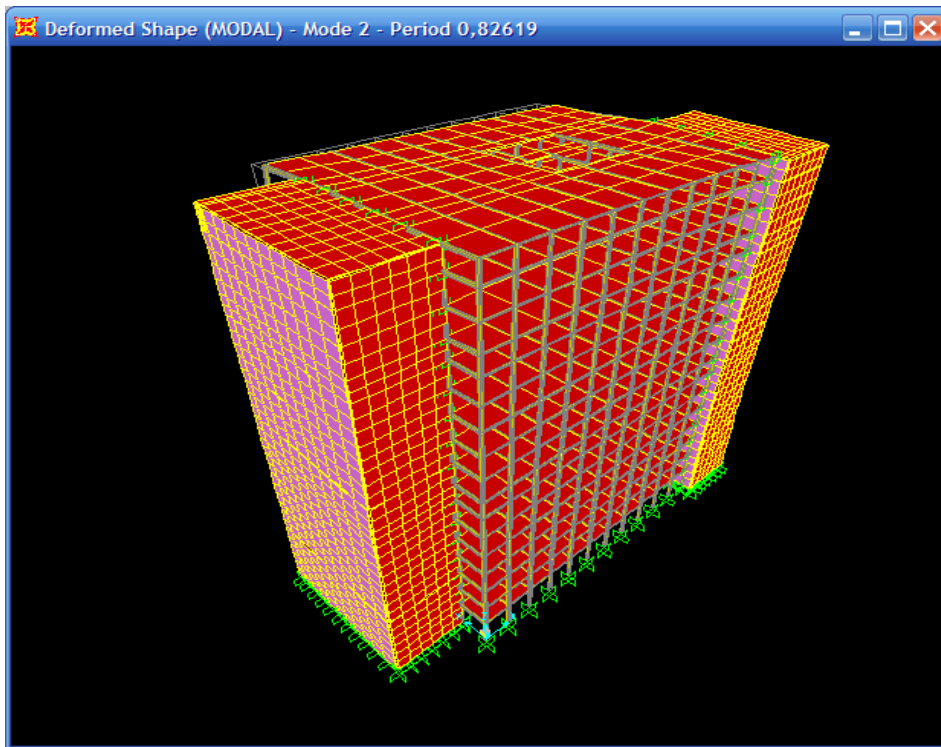


Figura 3.38 – Secondo modo di vibrare, direzione Est - Ovest

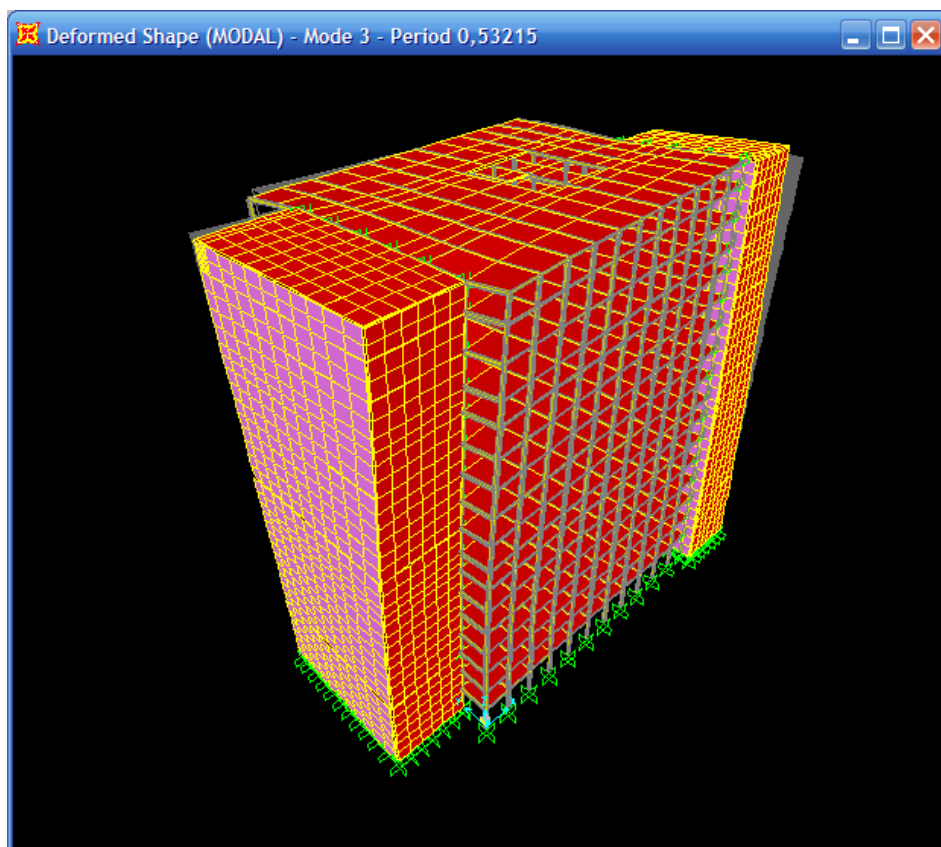


Figura 3.39 – Terzo modo di vibrare

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,22103	0,81898	5,1458	26,479
MODAL	Mode	2	0,826186	1,2104	7,605	57,837
MODAL	Mode	3	0,53215	1,7357	10,906	118,94
MODAL	Mode	4	0,397987	2,5126	15,787	249,24
MODAL	Mode	5	0,386037	2,5904	16,276	264,91
MODAL	Mode	6	0,347853	2,8748	18,063	326,26
MODAL	Mode	7	0,276442	3,6174	22,729	516,59
MODAL	Mode	8	0,237609	4,2086	26,443	699,25
MODAL	Mode	9	0,216419	4,6207	29,033	842,89
MODAL	Mode	10	0,134501	7,4349	46,715	2182,3
MODAL	Mode	11	0,127249	7,8586	49,377	2438,1
MODAL	Mode	12	0,12175	8,2135	51,607	2663,3

Tabella 3.1 – Prospetto dei modi di vibrare

L'analisi modale svolta sul modello tridimensionale sostanzialmente conferma quelli che sono stati i calcolo svolti a mano a conferma della bontà del modello creato.

3.4 Modellazione degli elementi a comportamento non lineare

Il legame forza-spostamento ricavato precedentemente deve essere implementato nel codice di calcolo numerico, a questo scopo si ricorre all'utilizzo di elementi della libreria di SAP 2000 che permettono di considerare il comportamento non lineare del dispositivo.

Tali elementi sono denominati Nllink, e nel caso specifico utilizzeremo elementi nllink a comportamento multilineare plastico, è necessario pertanto procedere ad una linearizzazione del legame precedentemente individuato.

Il criterio con cui si procede alla linearizzazione è quello di uguagliare le aree sottese rispettivamente alla curva ottenuta numericamente e quella sottesa alla sua linearizzazione.

3.4.1 Linearizzazione del comportamento dell'elemento M1

L'osservazione dei risultati ottenuti dalla simulazione numerica mette in evidenza come il comportamento degli elementi sia diverso in compressione ed in trazione, infatti in compressione una volta raggiunto lo snervamento dell'elemento le deformazioni procedono senza un incremento sostanziale di forza, mentre in trazione dopo lo snervamento gli elementi tendono a stendersi e quindi a coinvolgere la rigidità assiali degli elementi stessi.

Tale comportamento si traduce in un progressivo aumento della rigidità post snervamento tanto che nel caso di trazione si possono individuare tre limiti di spostamento 3, 7, 10 cm che individueranno un comportamento complessivo trilineare in trazione, la linearizzazione quindi non può prescindere dal cogliere questo aspetto.

Per quanto riguarda la compressione si mostreranno i risultati di linearizzazioni compiute rispettando i limiti di spostamento individuati per il caso di trazione, i risultati tuttavia mostrano che non si ha una variazione sostanziale della linearizzazione

individuata per cui si può concludere che il comportamento in compressione è con buona approssimazione assimilabile ad una bilineare.

Per raggiungere lo scopo prefissato si è imposto il criterio di uguaglianza delle aree sottese, rispettivamente dalla curva ottenuta numericamente e dalla lineare individuata caso per caso.

Si riporta la linearizzazione per il limite di spostamento a 3 cm (figg. 3.40 e 3.41):

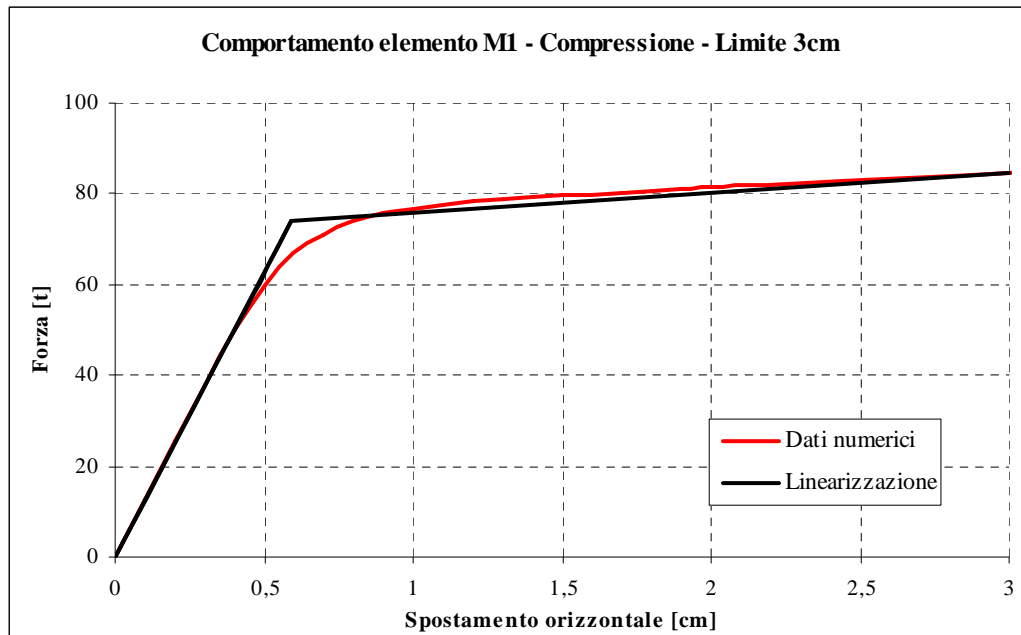


Figura 3.40 - Elemento M1- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 3 cm

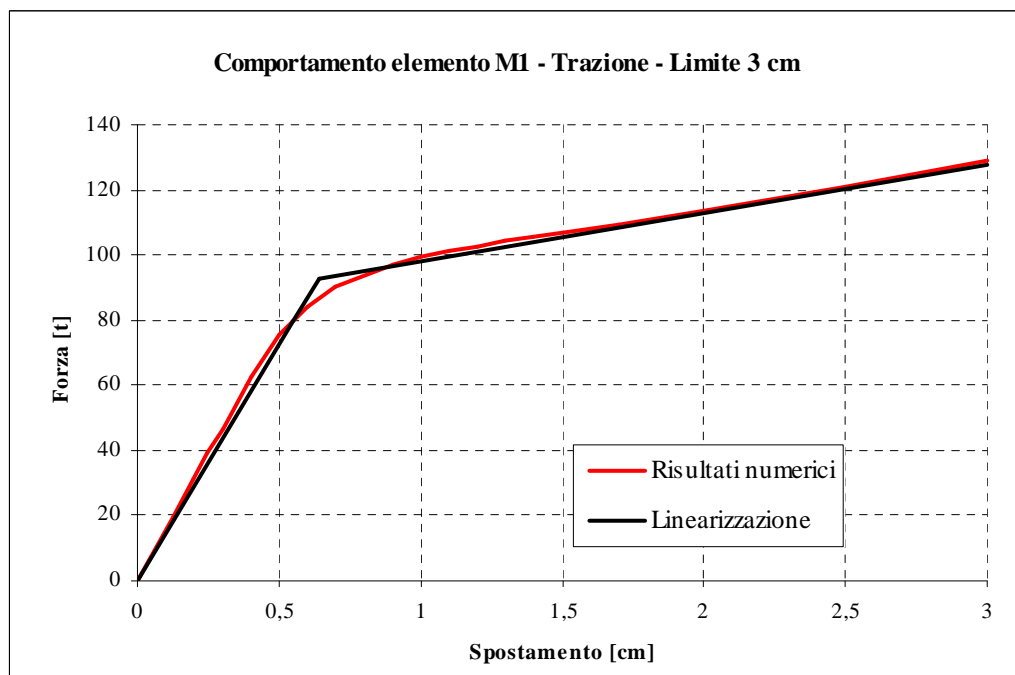


Figura 3.41 - Elemento M1- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 3 cm

La linearizzazione per il limite di spostamento a 7 cm (figg.3.42 e 3.43):

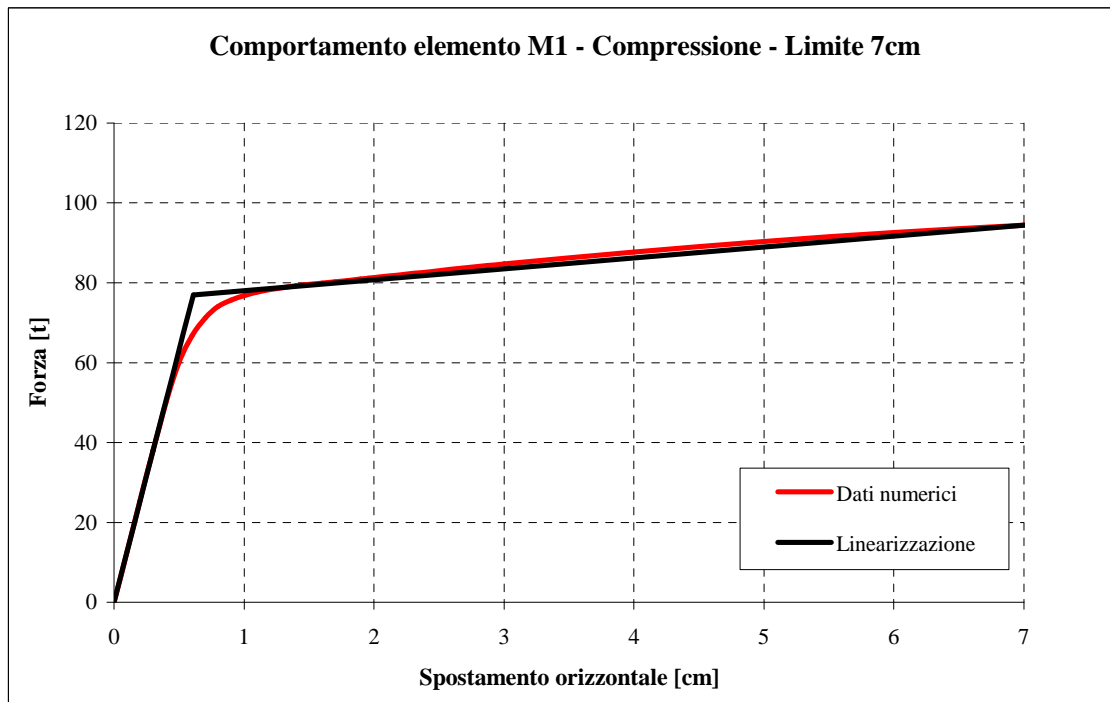


Figura 3.42 - Elemento M1- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 7 cm

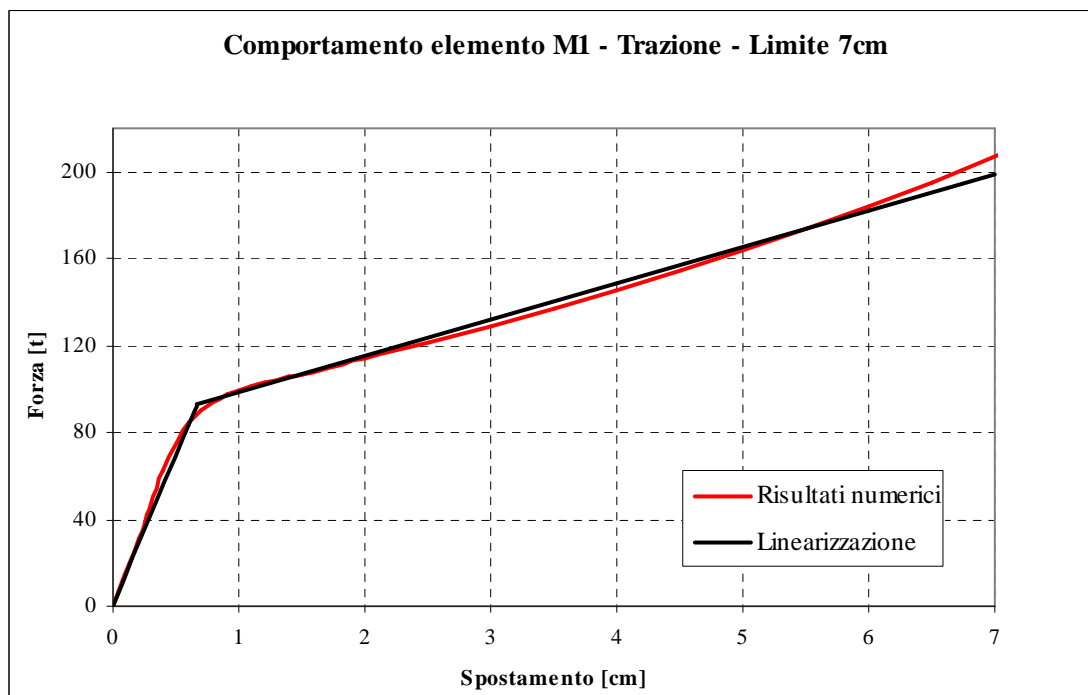


Figura 3.43 - Elemento M1- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 7 cm

La linearizzazione per il limite di spostamento a 10 cm (figg. 3.44 e 3.45):

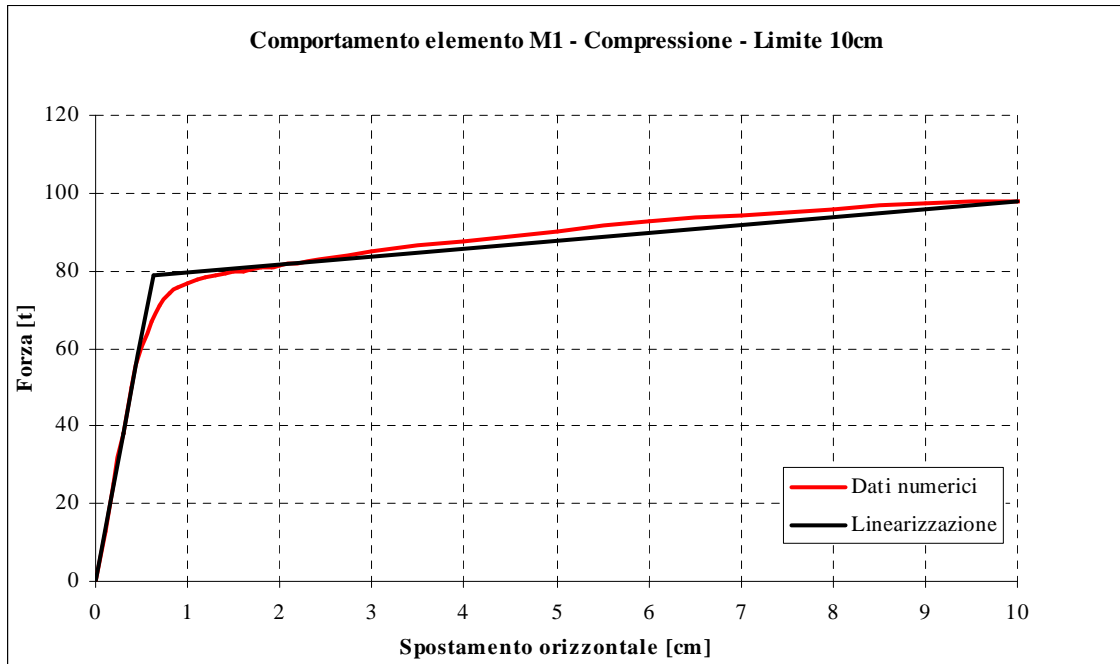


Figura 3.44 - Elemento M1- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 10 cm

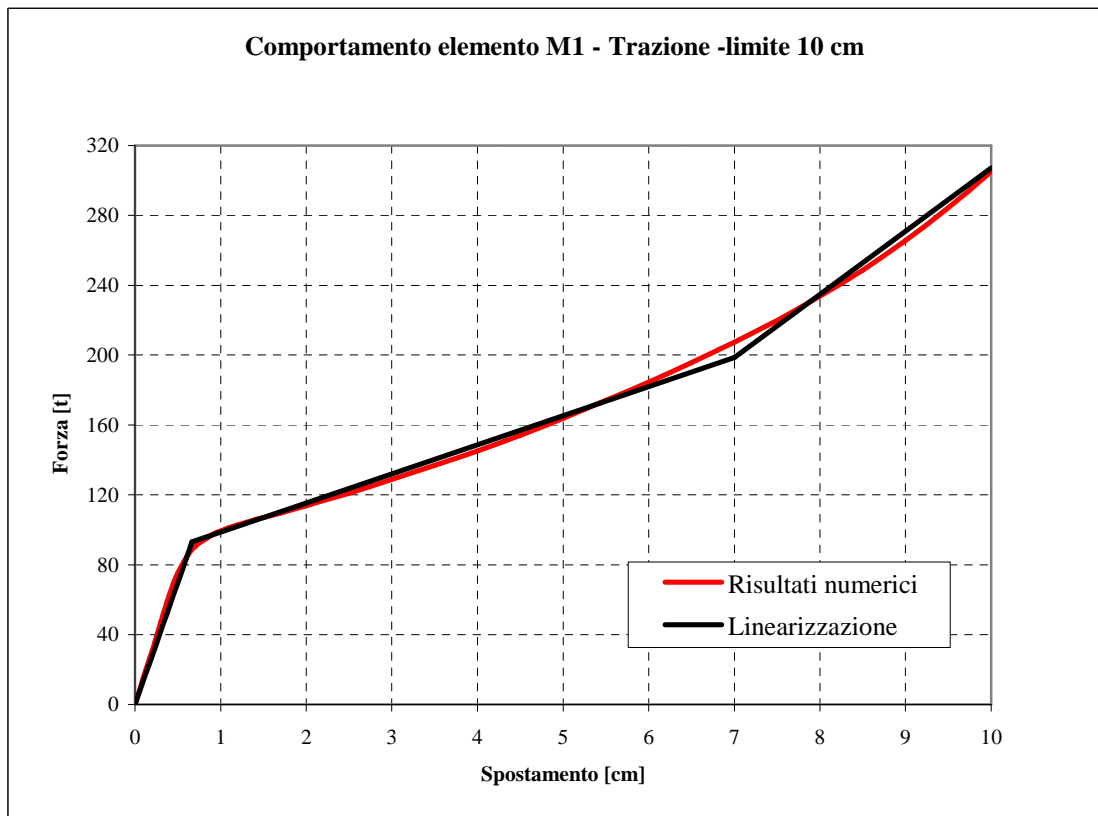


Figura 3.45 - Elemento M1- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 10 cm

3.4.2 Linearizzazione del comportamento dell'elemento M2

Anche per l'elemento M2 sono stati effettuati gli stessi passaggi ottenendo le seguenti linearizzazioni per lo spostamento a 3 cm (figg. 3.46 e 3.47):

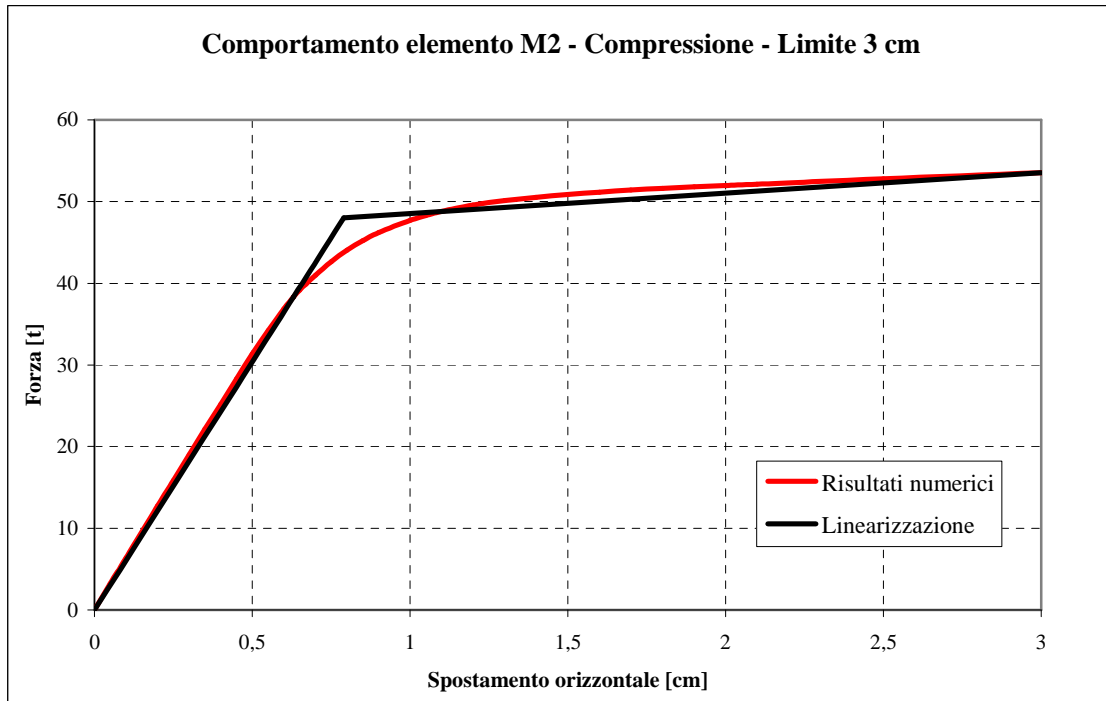


Figura 3.46 - Elemento M2- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 3 cm

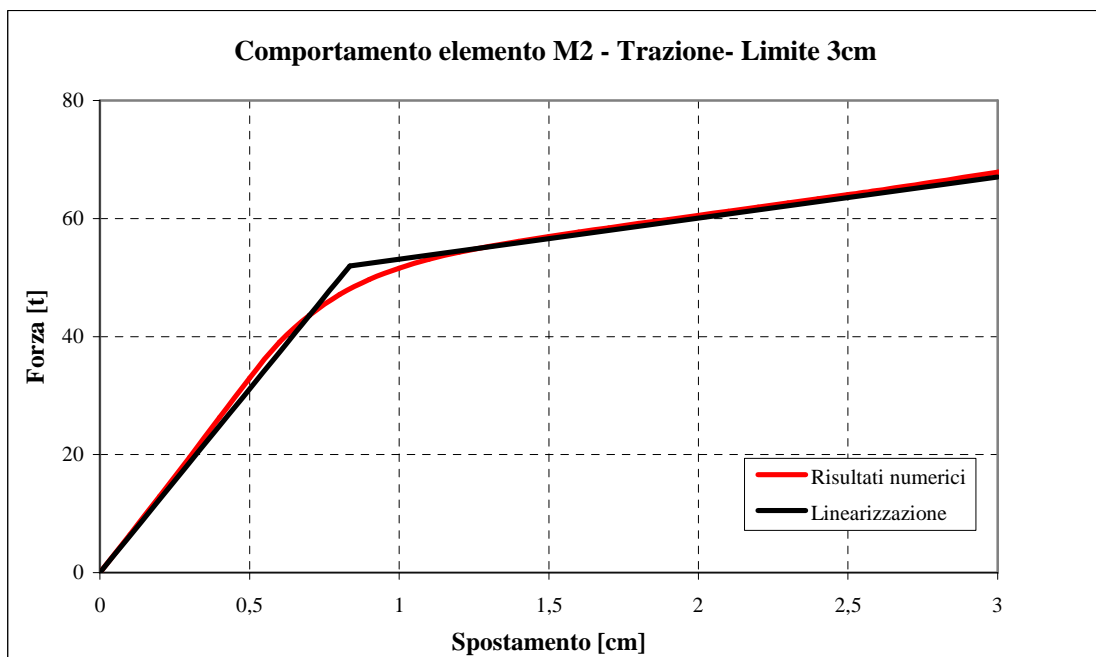


Figura 3.47 - Elemento M2- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 3 cm

Linearizzazioni al limite di spostamento 7 cm (figg. 3.48 e 3.49):

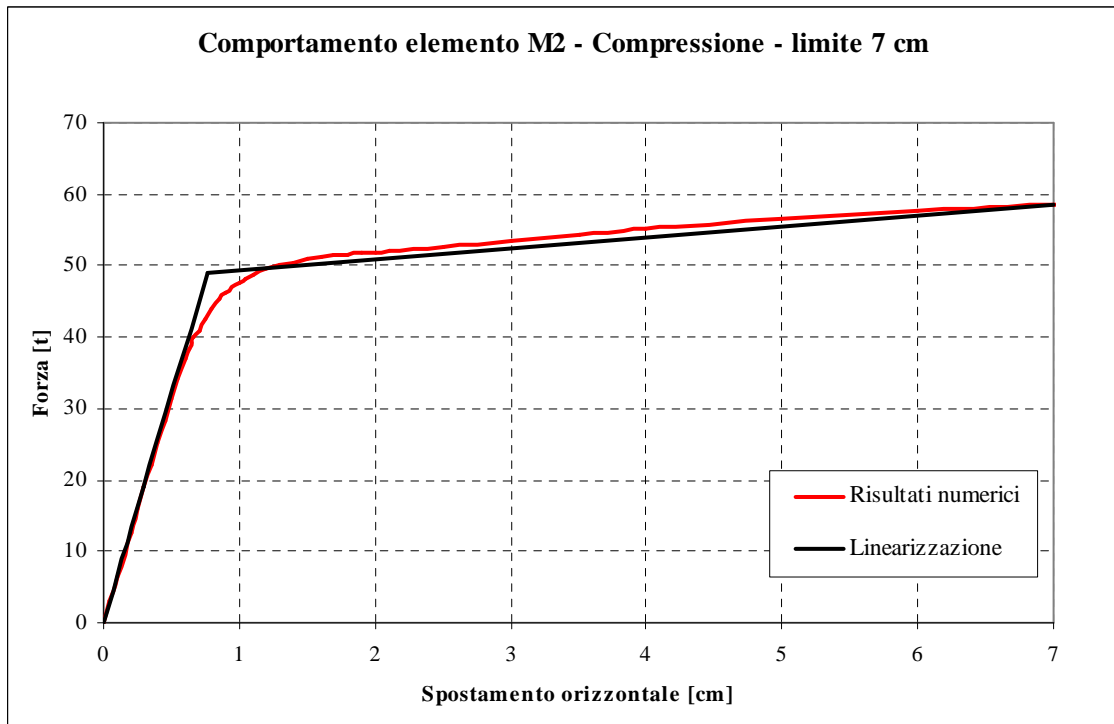


Figura 3.48 - Elemento M2- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 7 cm

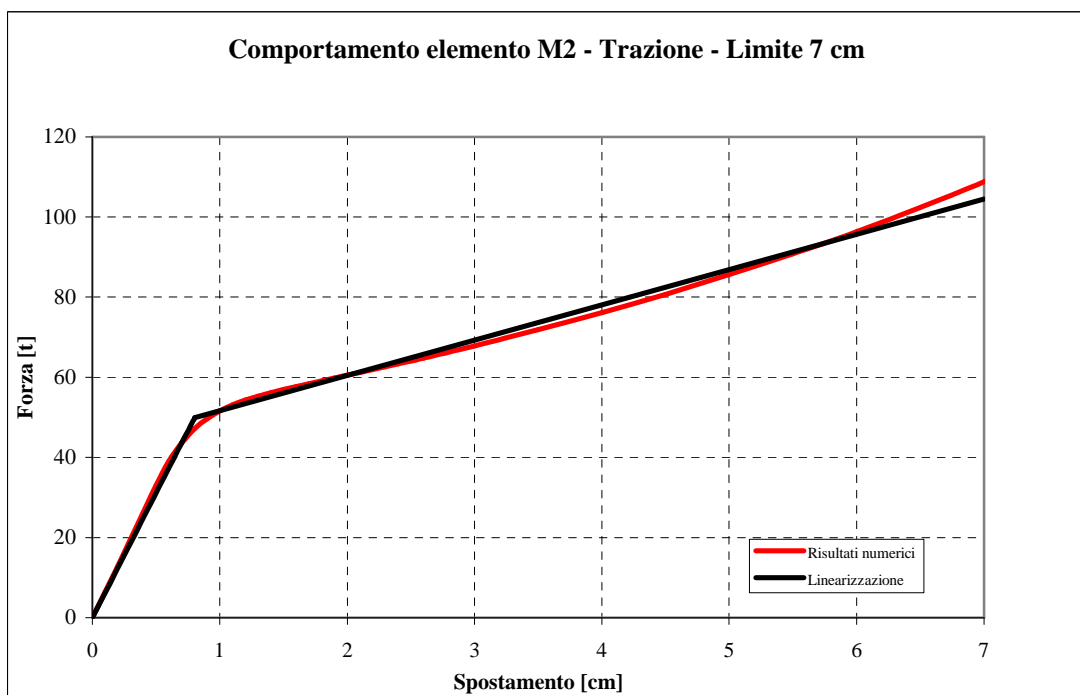


Figura 3.49 - Elemento M2- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 7 cm

Linearizzazioni al limite di spostamento 10 cm (figg. 3.50 e 3.51):

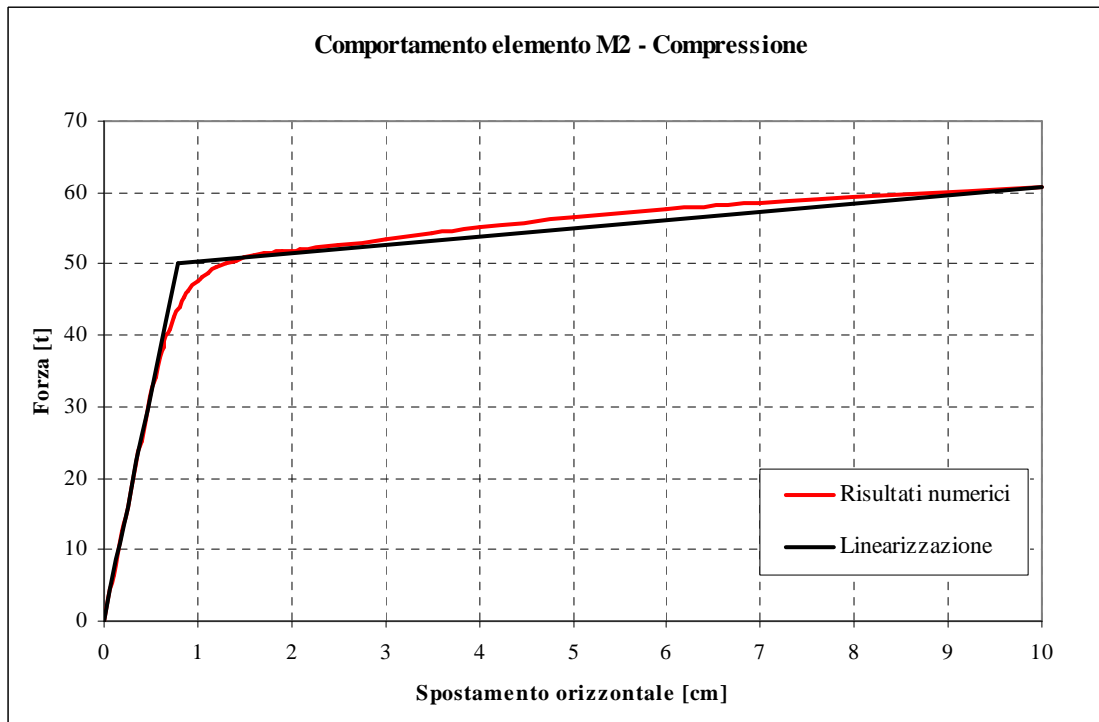


Figura 3.50 - Elemento M2- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 10 cm

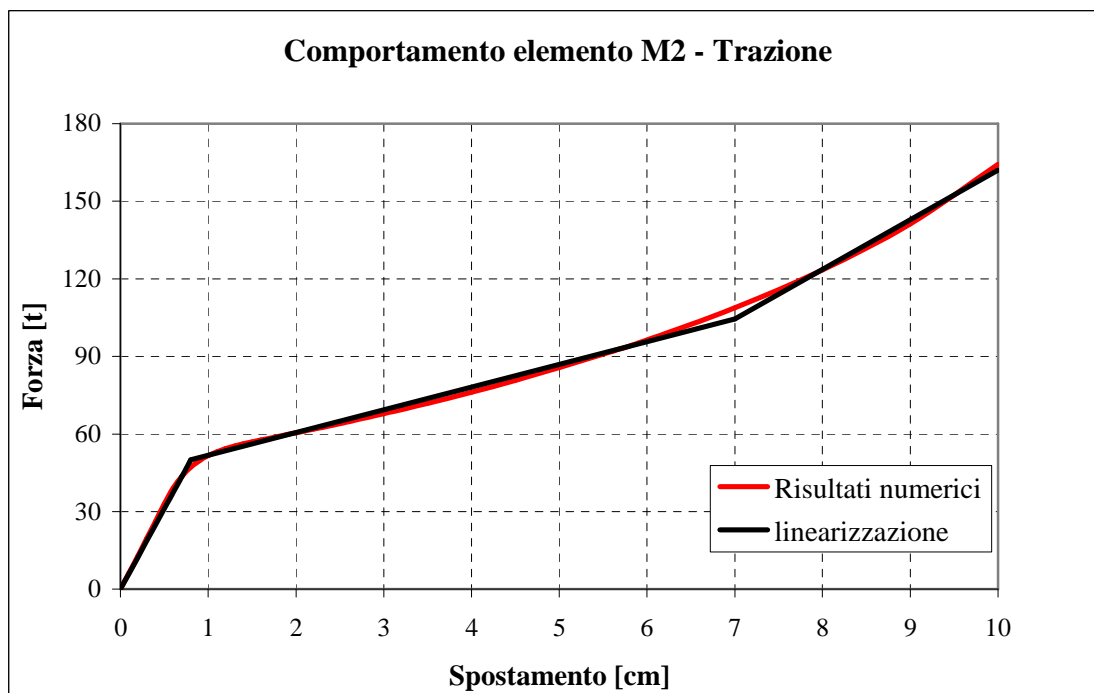


Figura 3.51 - Elemento M2- Linearizzazione della curva Forza - Spostamento a 10 cm

4. ASSESSMENT DELLA STRUTTURA MEDIANTE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Si procede all'assessment del comportamento della struttura implementando nel modello tridimensionale definito il comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento in modo tale da valutare come la risposta complessiva del modello in termini di momento, taglio alla base e spostamento in sommità sia influenzata dalla presenza di dispositivi di collegamento nucleo telaio dotati di capacità di escursione in campo plastico.

L'assessment è svolto alla luce delle indicazioni normative delle Nuove Norme Tecniche D.M. 14.01.08.

4.1 Identificazione delle forme spettrali

Secondo la normativa (*D.M. 08*), al *par. 2.4.3*, le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (4.1)$$

dove:

V_N è la vita nominale dell'opera strutturale (*par. 2.4.1*);

C_U è il valore del coefficiente d'uso definito, al variare della classe d'uso (*par. 2.4.2*), come mostrato in *tabella 2.4.II*;

Nel caso in esame:

- $V_N = 100$ anni (per opere di importanza strategica)
- $C_U = 2$ (classe d'uso IV, per costruzioni di importanza strategica)

$$V_R = 200 \text{anni} \quad (4.2)$$

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica (*par. 3.2 del D.M.08*) è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di sottosuolo A quale definita al *par. 3.2.2*),
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , come definite nel *par. 3.2.1*, nel periodo di riferimento V_R (*forma spettrale*).

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella *Tabella 3.2.1 del D.M. 08* sono indicate le probabilità di superamento del periodo di riferimento, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati.

SLO: $P_{VR} = 81\%$

SLD: $P_{VR} = 63\%$

SLV: $P_{VR} = 10\%$

SLC: $P_{VR} = 5\%$

La normativa fornisce i parametri a_g, F_0, T_c^* in funzione del periodo di ritorno T_R , ottenibile dall'*Allegato A* mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (4.3)$$

la quale esprime il valore del periodo di ritorno in funzione dei due parametri V_R e P_{VR} .

$$\text{SLO:} \quad T_R = -\frac{200}{\ln(1-0.81)} = 120\text{anni} \quad (4.4)$$

$$\text{SLO:} \quad T_R = -\frac{200}{\ln(1-0.63)} = 201\text{anni} \quad (4.5)$$

$$\text{SLV:} \quad T_R = -\frac{200}{\ln(1-0.10)} = 1898\text{anni} \quad (4.6)$$

$$\text{SLO:} \quad T_R = -\frac{200}{\ln(1-0.05)} = 3899\text{anni} \quad (4.7)$$

Nel caso in cui il periodo di ritorno di interesse non corrisponda ad uno di quelli per i quali sono forniti i valori della pericolosità di base è possibile interpolare attraverso la seguente equazione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.8)$$

Dove p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , e T_c^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato mentre T_{R1} e T_{R2} sono i periodi più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

Le mappe di pericolosità sismica definiscono, in base alla latitudine e alla longitudine del sito considerato (Bologna: longitudine 11.317, latitudine 44.515, identificativo 16730, posizione 3569, appartenente alla Zona 3 secondo l'OPCM 3431), e in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico, i parametri spettrali (*Allegato B*).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale, la normativa (*par. 3.2.2*) ci consente di effettuare un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo (*Tab. 3.2.II*) e condizioni topografiche di riferimento (*Tab. 3.2.IV*).

Il terreno del sito considerato appartiene alla categoria C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*), per la quale il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica può essere calcolato in funzione dei valori di F_0 e a_g , mediante le espressioni fornite nella *Tab. 3.2.V*.

$$S_S: \quad 1.00 \leq 1.70 - 0.60F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50 \quad (4.9)$$

La condizione topografica di riferimento è la categoria T1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$*), per la quale il coefficiente S_T di amplificazione topografica è riportato nella *tabella 3.2.IV* ed è pari al valore 1.

4.2. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale (*par. 3.2.3.2 del D.M. 08*).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (*par. 3.2.3.2.1 del D.M. 08*) è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (4.10)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (4.11)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (4.12)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (4.13)$$

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , quindi si valuteranno quattro spettri di risposta elastici nei quattro stati limite considerati.

Lo spettro di risposta elastico degli spostamenti si ricava da quello delle accelerazioni attraverso i seguenti passaggi:

- si rende dimensionale lo spettro elastico in accelerazione moltiplicandolo per l'accelerazione di gravità ($g = 9.81 \text{ m / s}^2$);
- si moltiplica la pseudo-accelerazione S_a per l'inverso della pulsazione naturale ω al quadrato ($S_d = \frac{S_a}{\omega^2}$).

Infatti la relazione che lega lo spostamento alla pseudo-accelerazione è la seguente:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (4.14)$$

$$\text{con } \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4.15)$$

Anche in questo caso si valuteranno quattro spettri di risposta elastici nei rispettivi stati limite considerati.

4.2.1 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per gli stati limite di operatività

Definiamo le grandezze che definiscono lo spettro di risposta in esame:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.47;
- a_g accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.094035g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T = 1.50 \quad (4.16)$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (4.17)$$

dove:

- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.29s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.579 \quad (4.18)$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.579 \cdot 0.29 = 0.458s \quad (4.19)$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.1527s \quad (4.20)$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_{eg}}{g} + 1.6 = 1.638s \quad (4.21)$$

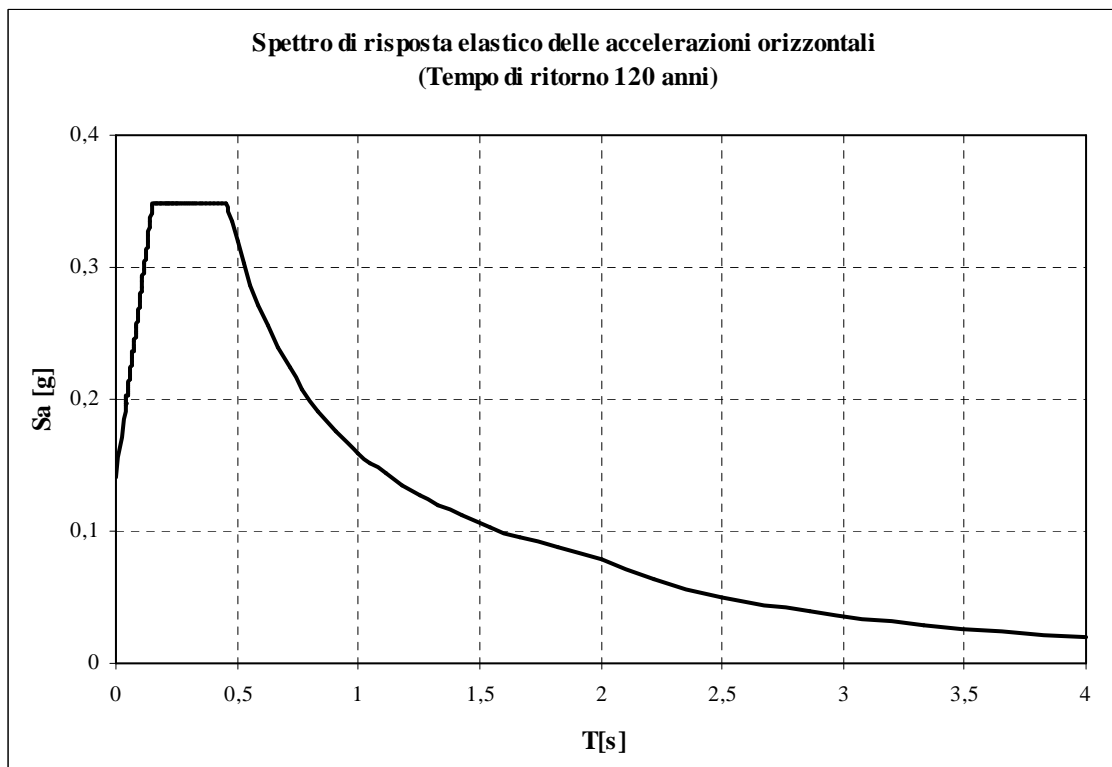


Figura 4.1 - Spettro di risposta delle accelerazioni T_R 120 anni

Noto lo spettro di risposta delle accelerazioni (figura 4.1), è possibile ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo delle relazioni che legano le pseudo- accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo - accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (4.22)$$

dove:

S_a : è la pseudo - accelerazione in m / s^2 ;

S_d : è spostamento in m;

ω : è la pulsazione naturale in rad / s.

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4.23)$$

Si ha che la relazione tra la pseudo – accelerazione e lo spostamento diventa:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad (4.24)$$

Risolviendo l'equazione precedente in termini di S_d , si ha:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.25)$$

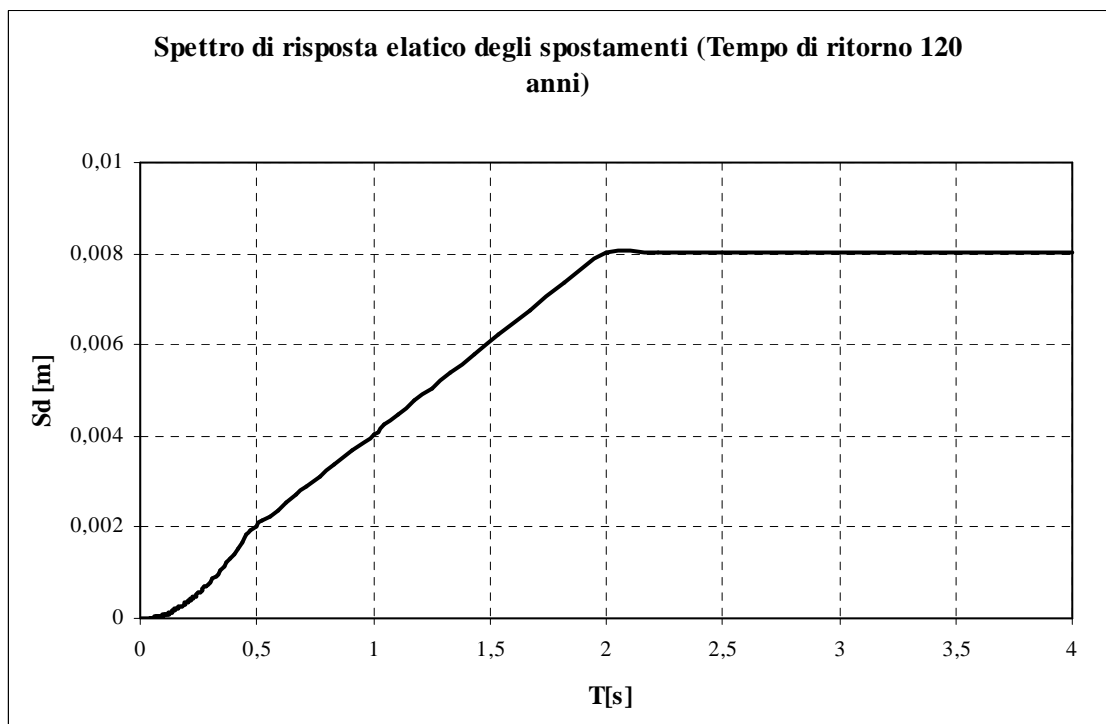


Figura 4.2 - Spettro di risposta degli spostamenti T_R 120 anni

4.2.2 Spettri di risposta elastici per lo stato limite di danno

Definiamo le grandezze che definiscono lo spettro di risposta in esame:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.41;
- a_g accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.1184g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.50 \quad (4.26)$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (4.27)$$

dove:

- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.29s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.579 \quad (4.28)$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.579 \cdot 0.26 = 0.458s \quad (4.29)$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.152s \quad (4.30)$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 1.648s \quad (4.31)$$

Si riportano di seguito gli spettri della pseudo accelerazione e degli spostamenti riferiti ad un tempo di ritorno di 201 anni (figure 4.3 e 4.4).

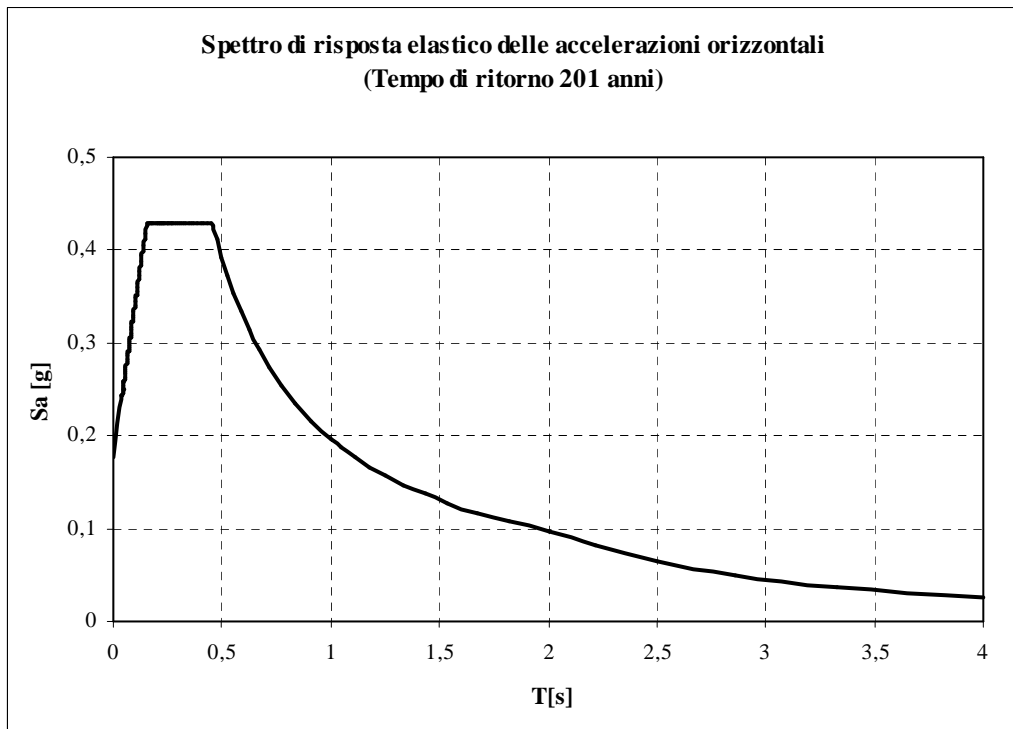


Figura 4.3 - Spettro di risposta delle accelerazioni T_R 201 anni

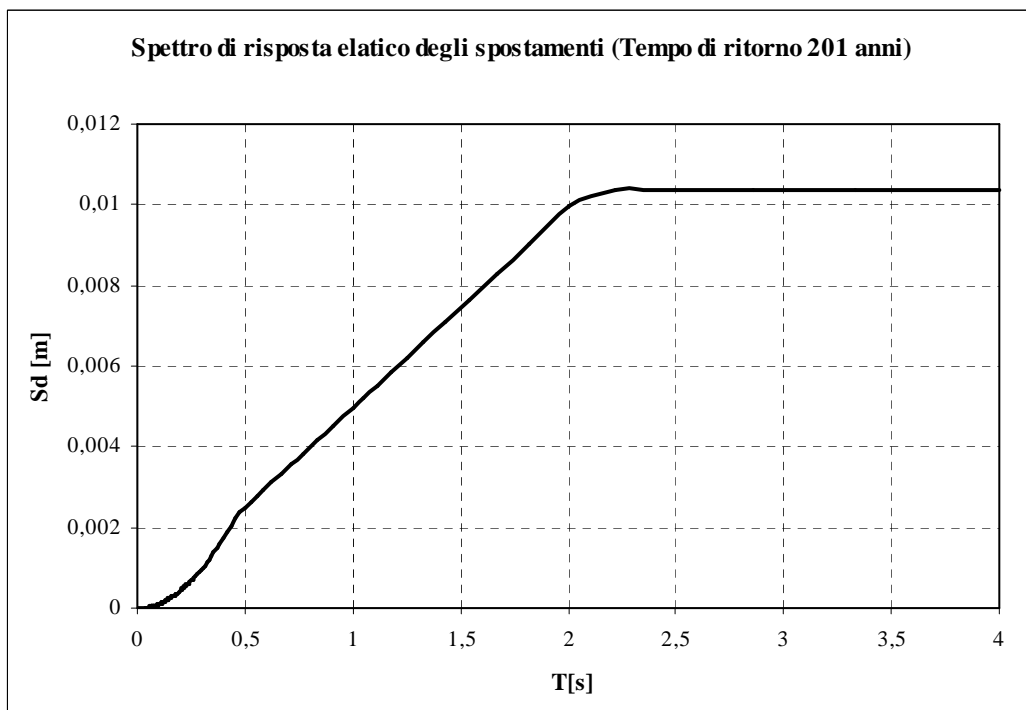


Figura 4.4 - Spettro di risposta degli spostamenti T_R 201 anni

4.2.3 Spettri di risposta elastici per lo stato limite di salvaguardia della vita

Definiamo le grandezze che definiscono lo spettro di risposta in esame:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.41;
- a_g accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.259425g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T = 1.32 \quad (4.32)$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (4.33)$$

dove:

- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.31s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.545 \quad (4.34)$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.579 \cdot 0.31 = 0.479s \quad (4.35)$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3 = 0.159s \quad (4.36)$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 1.706s \quad (4.37)$$

Si riportano di seguito gli spettri della pseudo accelerazione e degli spostamenti riferiti ad un tempo di ritorno di 1898 anni (figure 4.5 e 4.6).

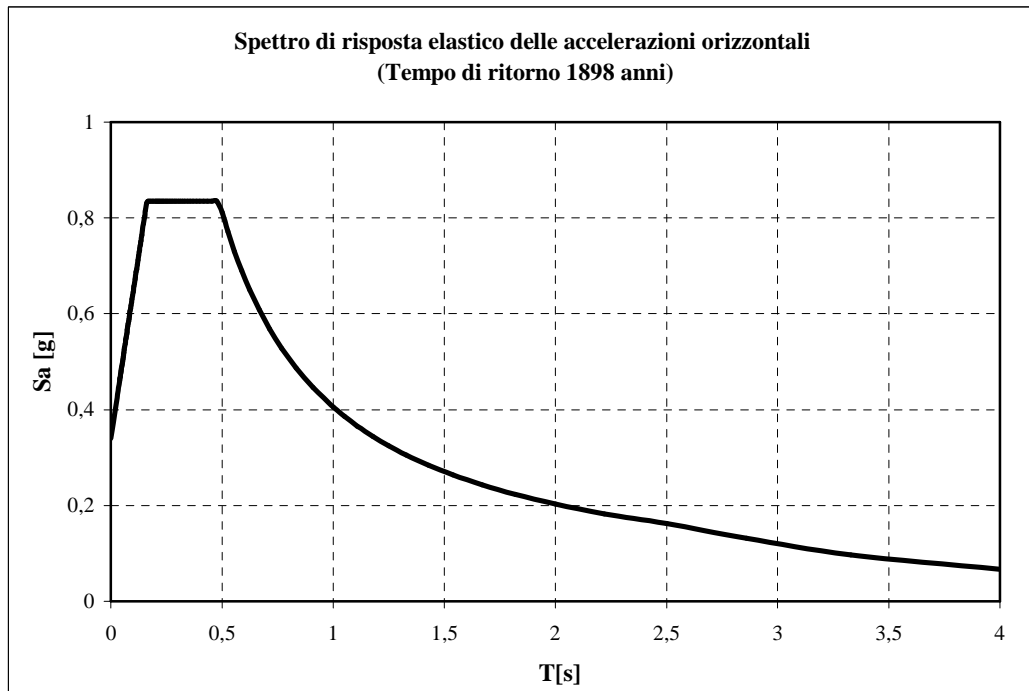


Figura 4.5 - Spettro di risposta delle accelerazioni T_R 1898 anni

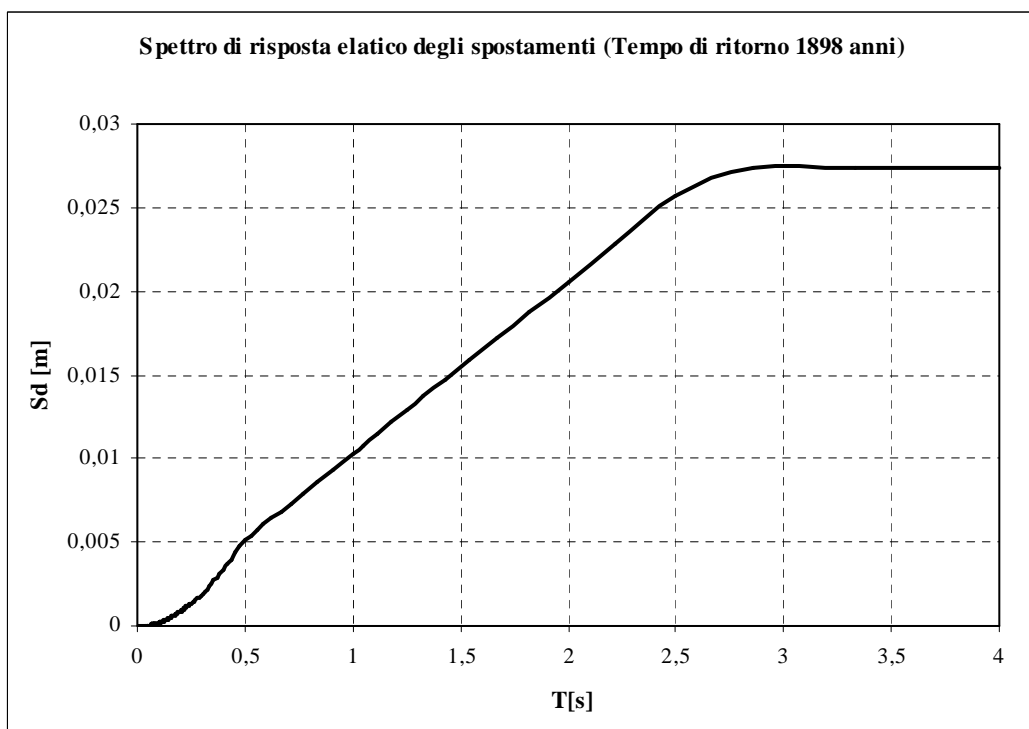


Figura 4.6 - Spettro di risposta degli spostamenti T_R 1898 anni

4.2.4 Spettri di risposta elastici per lo stato limite near collapse

Definiamo le grandezze che definiscono lo spettro di risposta in esame:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.46;
- a_g accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.2819g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T = 1.28 \quad (4.38)$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (4.39)$$

dove:

- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.32s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.529 \quad (4.40)$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.579 \cdot 0.31 = 0.479s \quad (4.41)$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.159s \quad (4.42)$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 1.714s \quad (4.43)$$

Si riportano di seguito gli spettri della pseudo accelerazione e degli spostamenti riferiti ad un tempo di ritorno di 2475 anni (figg. 4.7 e 4.8).

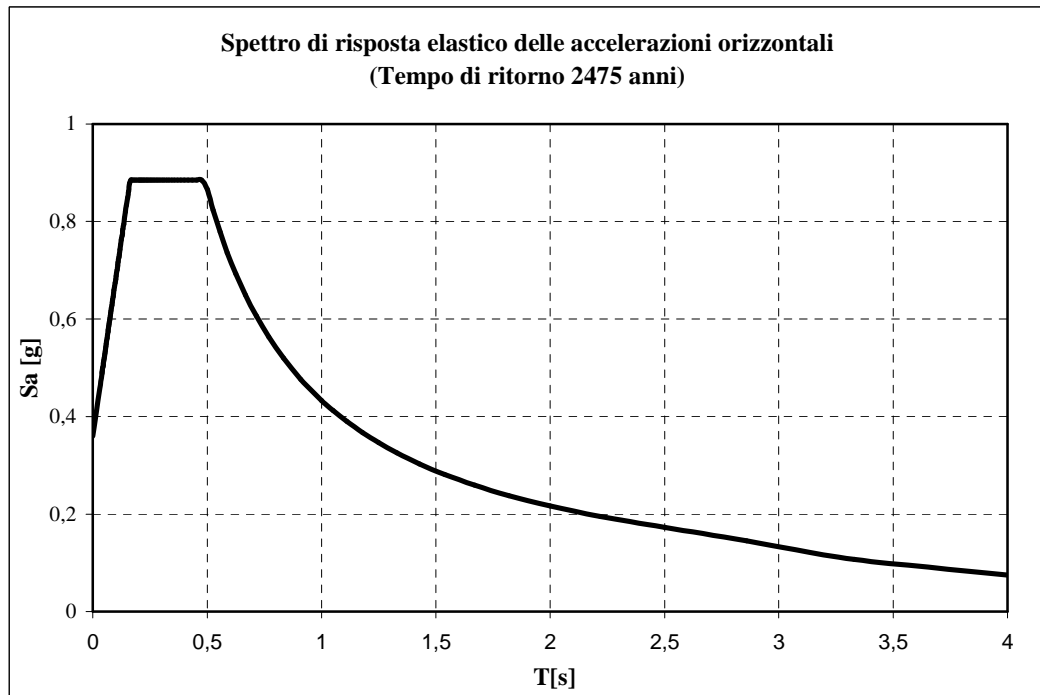


Figura 4.7 - Spettro di risposta delle accelerazioni T_R 2475 anni

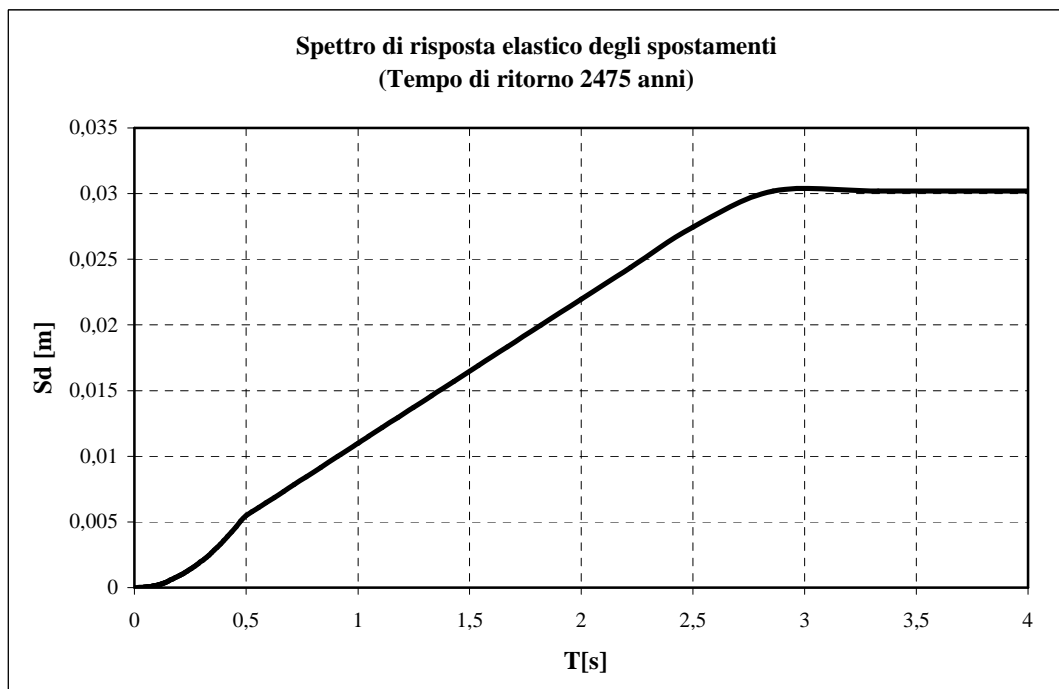


Figura 4.8 - Spettro di risposta degli spostamenti T_R 2475 anni

4.3 Definizione degli accelerogrammi

Il modello tridimensionale verrà sollecitato con accelerogrammi spettro - compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame.

Gli accelerogrammi spettro - compatibili sono stati individuati tramite il software *REXEL v 2.6 beta* che permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC) e dell’*Eurocodice 8* (EC8), che possono anche rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo e distanza epicentrale. Le registrazioni accelerometriche a cui si fa riferimento sono quelle dello *European Strong-Motion Database* (ESD).

4.3.1 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLO

Gli accelerogrammi spettro - compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura 4.9.

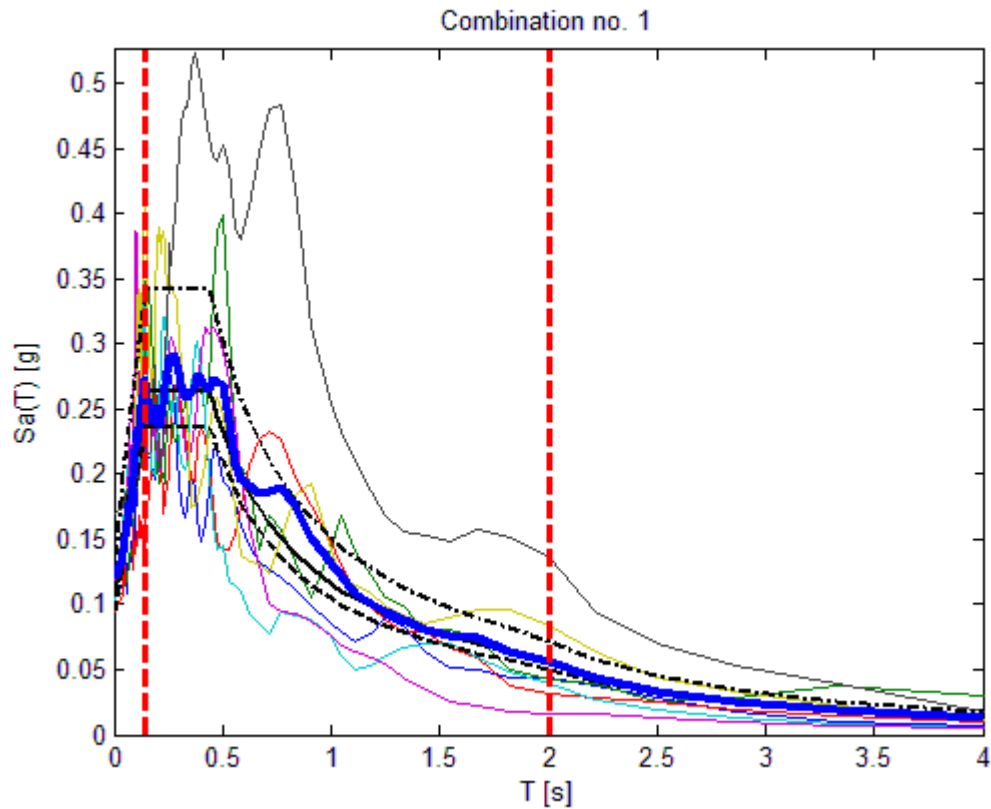


Figura 4.9 – Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica SLO

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella 4.1:

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism
1314	474	ST1101	Ano Liosia	07/09/1999	6	normal
600	286	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	6	normal
133	63	ST33	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust
1708	474	ST1253	Ano Liosia	07/09/1999	6	normal
1314	474	ST1101	Ano Liosia	07/09/1999	6	normal
147	65	ST28	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust
334	157	ST122	Alkion	24/02/1981	6.06	normal

Tabella 4.1 – Informazioni sugli accelerogrammi selezionati per lo SLO

4.3.2 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLD

Gli accelerogrammi spettro - compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura 4.10.

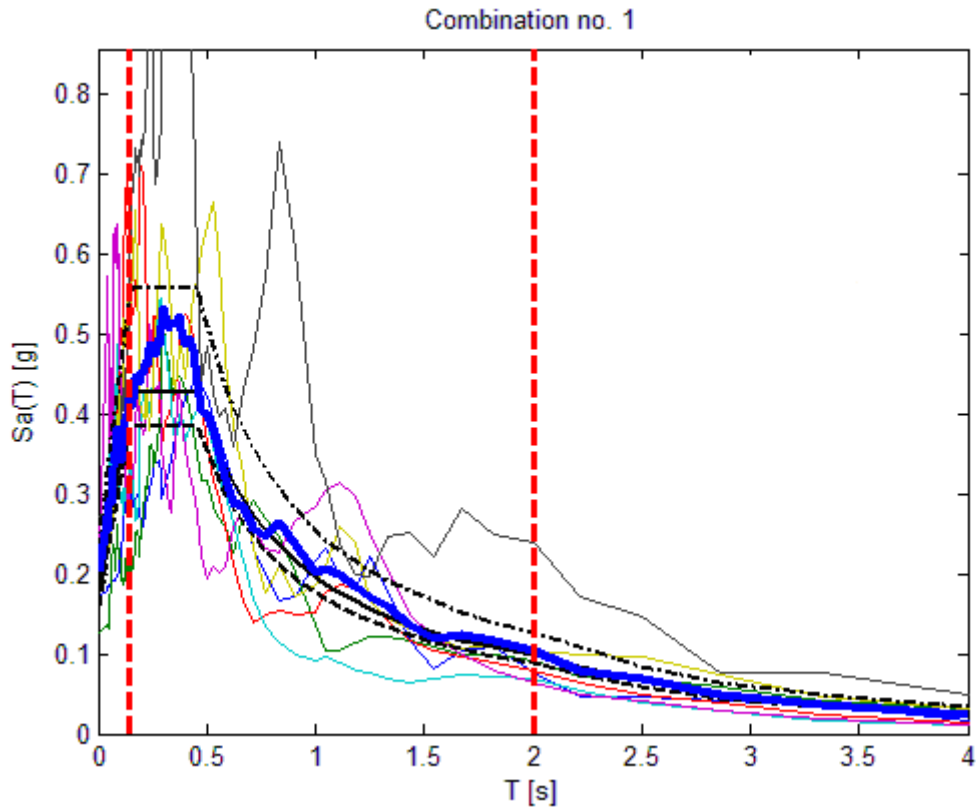


Figura 4.10 – Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica SLD

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente:

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism
600	286	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	6	normal
6335	2142	ST2557	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.04	strike slip
147	65	ST28	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust
1714	474	ST1258	Ano Liosia	07/09/1999	6	normal
592	286	ST221	Umbria Marche	26/09/1997	6	normal
198	93	ST64	Montenegro	15/04/1979	6.09	thrust
879	349	ST271	Dinar	01/10/1995	6.04	normal

Tabella 4.2 – Informazioni sugli accelerogrammi selezionati per lo SLD

4.3.3 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLV

Gli accelerogrammi spettro - compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura 4.11:

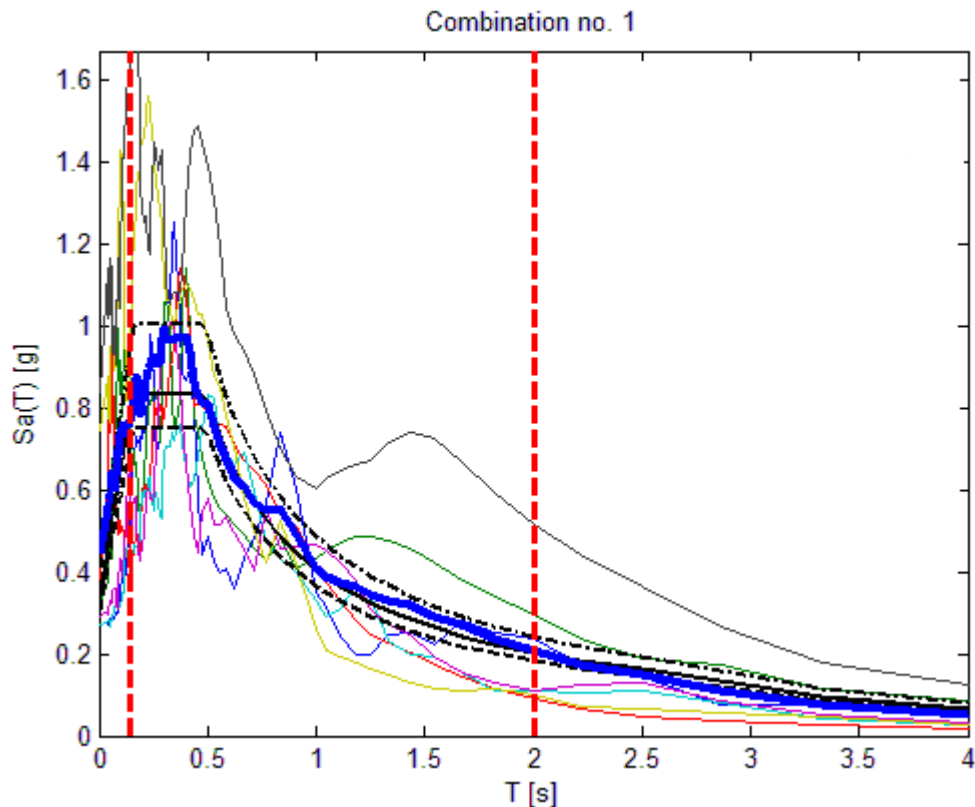


Figura 4.11 – Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica SLV

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente:

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism
879	349	ST271	Dinar	01/10/1995	6.04	normal
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/2000	6.05	strike slip
7329	2343	ST87	Faial	09/07/1998	6.01	strike slip
1726	561	ST549	Adana	27/06/1998	6.03	strike slip
334	157	ST122	Alkion	24/02/1981	6.06	normal
6349	2142	ST2558	South Iceland	21/06/2000	6.04	strike slip
6349	2142	ST2558	South Iceland	21/06/2000	6.04	strike slip

Tabella 4.3 – Informazioni sugli accelerogrammi selezionati per lo SLV

4.3.4 Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica corrispondente allo SLC

Gli accelerogrammi spettro - compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura 4.12:

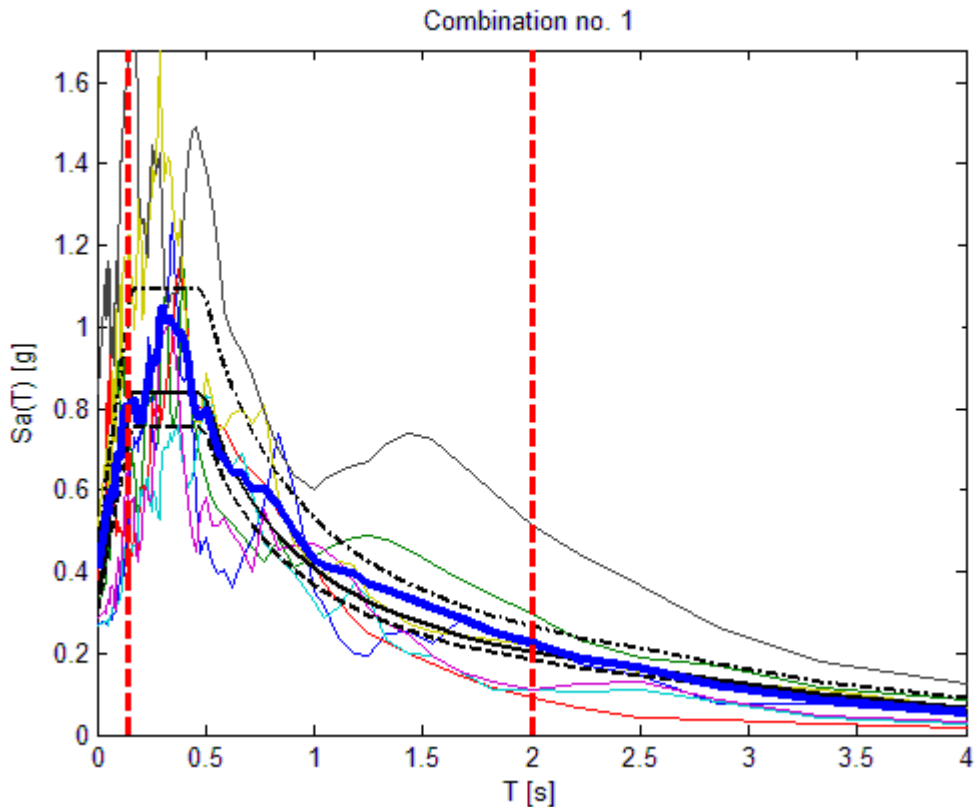


Figura 4.12 – Accelerogrammi spettro compatibili con il livello di intensità sismica SLC

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente:

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism
879	349	ST271	Dinar	01/10/1995	6.04	normal
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/2000	6.05	strike slip
7329	2343	ST87	Faial	09/07/1998	6.01	strike slip
1726	561	ST549	Adana	27/06/1998	6.03	strike slip
334	157	ST122	Alkion	24/02/1981	6.06	normal
6263	1635	ST2484	South Iceland	17/06/2000	6.05	strike slip
6349	2142	ST2558	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.04	strike slip

Tabella 4.4 – Informazioni sugli accelerogrammi selezionati per lo SLC

4.4 Stima del momento flettente e del taglio alla base

Nell'intento di essere in grado di interpretare correttamente i risultati delle analisi dinamiche non lineari è necessario essere in grado di stimare gli ordini di grandezza delle sollecitazioni complessive agenti sulla struttura, ovvero il taglio ed il momento flettente alla base.

Per determinare tali sollecitazioni si ricorre a formule relativamente semplici, ma ad ogni modo efficaci a cogliere la sostanza del problema.

Allo scopo di conoscere l'entità della massa dell'edificio, si calcolano innanzitutto le superfici di piano. Il singolo piano è stato suddiviso in quattro parti, corrispondenti ai due nuclei laterali, al telaio centrale ed alla chiostrina. Occorrerà distinguere tra piani "leggeri" e piani "pesanti", nonché tra piani "pieni" e piani con l'apertura in corrispondenza della chiostrina. Come precedentemente accennato non si terrà conto dell'ulteriore telaio laterale.

Le quattro parti individuate risultano avere le seguenti superfici:

- $A_1 = 252 \text{ m}^2$
- $A_2 = 162 \text{ m}^2$
- $A_3 = 1664 \text{ m}^2$
- $A_4 = 136 \text{ m}^2$

Quindi le aree complessive dei piani sono:

$$- \quad A_{\text{tot,p}} = A_1 + A_2 + A_3 = 2078 \text{ m}^2 \quad (4.44)$$

$$- \quad A_{\text{tot,ch}} = A_1 + A_2 + A_3 - A_4 = 1942 \text{ m}^2 \quad (4.45)$$

dove $A_{\text{tot,p}}$ è l'area complessiva dei piani "pieni", mentre $A_{\text{tot,ch}}$ è l'area totale dei piani con l'apertura in corrispondenza della chiostrina (figura 4.13).

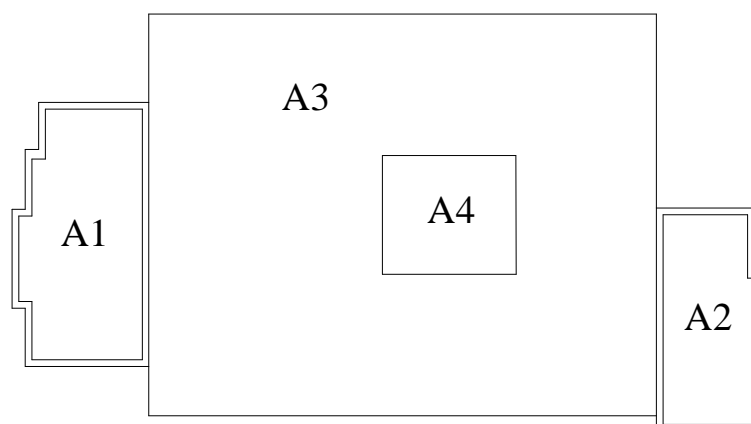


Figura 4.13 – Denominazione delle superfici

Ricordando la suddivisione tra piani “leggeri” e piani “pesanti”, si avranno:

- 7 piani pesanti pieni
- 5 piani pesanti con l’apertura per la chiostrina
- 6 piani leggeri, anch’essi con la stessa apertura.

Oltre ai carichi statici di piano occorre poi considerare anche il peso proprio delle strutture di elevazione. Trascurando il peso proprio delle pilastrate in acciaio, si calcola invece quello delle pareti verticali in c.c.a.. Se si indica con p_1 il perimetro totale di tutte le pareti verticali del nucleo di controventamento di sinistra (nucleo nord), e con p_2 la stessa quantità relativa al nucleo di destra (nucleo sud), si ha:

- $p_1 = 106$ m
- $p_2 = 90$ m

Le pareti in c.c.a. hanno i seguenti spessori:

- 60 cm per i primi 4 piani
- 40 cm per i successivi 7 piani
- 25 cm per gli ultimi 6 piani

Le altezze per le quali le pareti mantengono uno spessore costante sono:

- $h_1 = 17,33 \text{ m}$ (s=60cm)
- $h_2 = 28,80 \text{ m}$ (s=40cm)
- $h_3 = 18,60 \text{ m}$ (s=25cm)

Inoltre, poiché il valore della massa dell'edificio sarà utile per le considerazioni dinamiche in presenza di sisma, nelle fasi di calcolo della stessa si assumeranno direttamente i valori ridotti dei carichi accidentali. Pertanto i sovraccarichi accidentali ridotti risultano:

- 120 Kg/m^2 (per i piani "leggeri")
- 180 Kg/m^2 (per i piani "pesanti")

In definitiva il peso totale dell'edificio, in prima approssimazione, risulta:

$$P_{TOT} = 7 \times A_{tot,p} \times (950 + 180) + 5 \times A_{tot,ch} \times (950 + 180) + 6 \times A_{tot,ch} \times (950 + 120) + [(p_1 + p_2) \times (h_1 \times 0,60 + h_2 \times 0,40 + h_3 \times 0,25)] \times 2500 = 55663640 \text{ Kg} = 49890 \text{ t}$$

Quindi la massa totale è:

$$m_{TOT} = \frac{P_{TOT}}{g} = 5090 \text{ ts}^2 / m \quad (4.46)$$

Il taglio totale alla base verrà stimato mediante la seguente formula:

$$T_{base} = \frac{\bar{a}}{g} \lambda \cdot W_{TOT} \quad (4.47)$$

Dove:

\bar{a} è l'ordinata dello spettro di risposta considerato

W_{tot} il peso totale dell'edificio

g l'accelerazione di gravità

λ un coefficiente pari ad 1 per edifici con più di quattro piani

Per quanto riguarda il momento flettente alla base, la sua stima viene fatta considerando il taglio alla base precedentemente calcolato applicato a 2/3 dell'altezza, considerando cioè una distribuzione pressoché triangolare con l'altezza delle forze orizzontali agenti sulla struttura (figura 4.14), è necessario notare che questa è un'approssimazione in quanto i nuclei non hanno sezione costante con l'altezza, pertanto il baricentro della struttura sarà più spostato verso il basso.

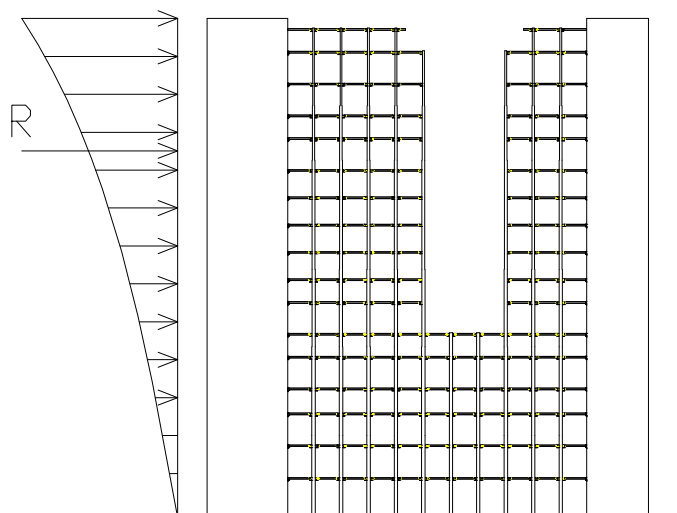


Figura 4.14 – Distribuzione indicativa delle forze sismiche con relativa risultante

Nella tabella 4.5 si riportano i valori calcolati rispettivamente per taglio e momento flettente alla base nei quattro casi considerati, ovvero SLO, SLD, SLV, SLC.

	Sa(g)	T base [t]	M base [tm]
SLO	0,12766	6280	251200
SLD	0,156872	7827	318298
SLV	0,324711	16200	658800
SLC	0,346387	17284	702882

Tabella 4.5 – Prospetto riassuntivo dei risultati delle stime di taglio e momento

4.5 Risultati delle analisi dinamiche non lineari Time History

Si riportano i risultati delle analisi dinamiche non lineari svolte sul modello tridimensionale mettendo a confronto due casi: il primo considera un collegamento rigido fra nuclei controventanti e telaio in acciaio, il secondo invece considera l'effettivo comportamento non lineare del collegamento fra i nuclei ed il telaio.

I risultati riportati sono relativi alla direzione Nord – Sud, direzione nella quale sono disposti i link di collegamento, nella direzione Est – Ovest il collegamento è di tipo rigido e non si riscontrano diminuzioni delle sollecitazioni dovute alla presenza del sistema di collegamento.

Per calcolare la base reaction di ciascun nucleo e calcolare il momento alla base dei due controventamenti risultanti da ciascuna analisi si è proceduto calcolando la somma delle reazioni orizzontali alla base dei due nuclei per quanto riguarda il taglio; per il momento alla base dei nuclei sono stati considerati gli sforzi assiali presenti nelle pareti, trovando poi l'asse neutro delle sezioni delle mensole controventanti è stato possibile determinare l'azione flettente che agisce alla base delle sezioni in c.a.

Per quanto riguarda lo spostamento in sommità si è riportato lo spostamento massimo dell'ultimo piano dell'edificio in direzione Nord - Sud.

4.5.1 Risultati dell' SLO

Risultati relativi alla modellazione con link rigidi:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Alkion	9495	316290	0,095
Ano Liosia	4053	99558	0,033
Ano Liosia 2	4900	151323	0,045
Ano Liosia 3	4241	124707	0,029
Friuli	6594	154470	0,053
Friuli 2	5725	176690	0,057
Umbria Marche	4900	196860	0,067
MEDIA	5700	174271	0,061

Tabella 4.6 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLO sulla struttura con link infinitamente rigidi

Risultati relativi alla modellazione con link deformabili, ovvero l'assessment della struttura:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Alkion	6600	291383	0,095
Ano Liosia	4954	100861	0,032
Ano Liosia 2	4200	138688	0,043
Ano Liosia 3	4560	104595	0,03
Friuli	4862	154387	0,049
Friuli 2	5495	144860	0,057
Umbria Marche	5490	191269	0,063
MEDIA	5165	160867	0,053

Tabella 4.7 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLO sulla struttura considerando l'effettivo comportamento non lineare dei link

Si riportano le diminuzioni percentuali di taglio e momento alla base dovute alla considerazione del comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento (figg.4.15 e 4.16).

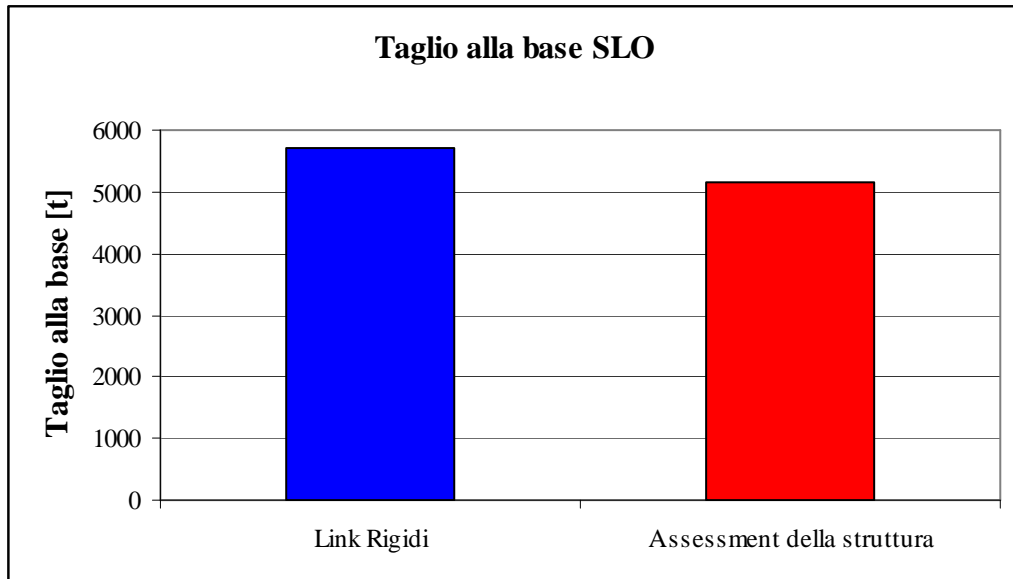


Figura 4.15 – Confronto dei risultati del taglio alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLO

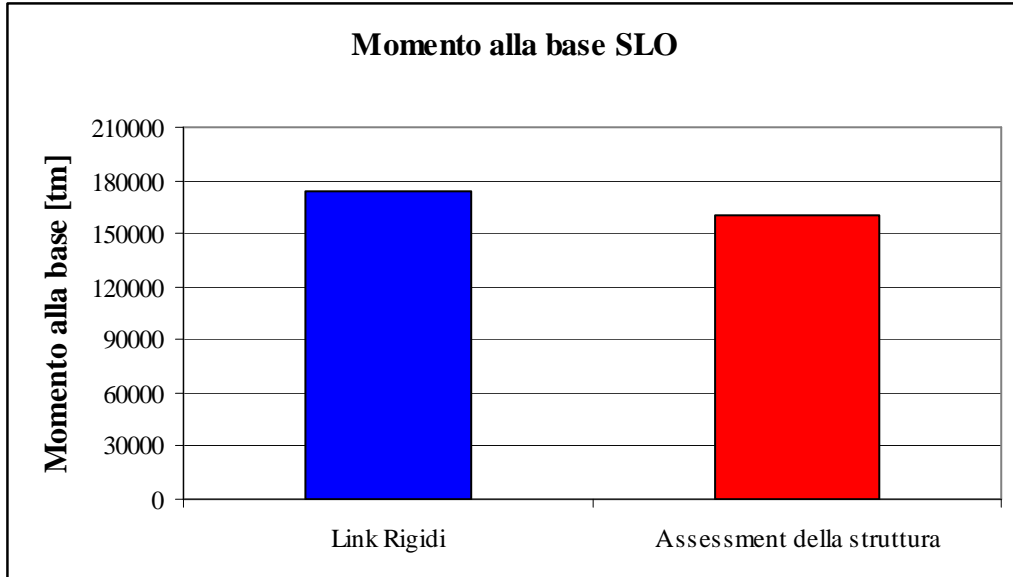


Figura 4.16 – Confronto dei risultati del momento flettente alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLO

La riduzione del valore medio del taglio alla base è di circa il 9%, per quanto riguarda il momento alla base la riduzione è dell'8%. Lo spostamento in sommità non fa registrare variazioni sostanziali del valore.

4.5.2 Risultati dello SLD

Risultati relativi alla modellazione con link rigidi:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Ano Liosia	8549	143965	0,04
Dinar	10710	245091	0,09
Friuli	7015	263559	0,09
Montenegro	10120	307038	0,075
South Iceland (aftershock)	6877	221222	0,060
Umbria Marche	13116	470364	0,15
Umbria Marche 2	7119	318223	0,10
MEDIA	8358	282636	0,095

Tabella 4.8 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLD sulla struttura con link infinitamente rigidi

Risultati relativi alla modellazione con link deformabili:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Ano Liosia	5063	108691	0,04
Dinar	8438	232025	0,08
Friuli	8309	270000	0,095
Montenegro	9177	300248	0,10
South Iceland (aftershock)	4571	147226	0,06
Umbria Marche	9392	409926	0,14
Umbria Marche 2	7164	320000	0,03
MEDIA	7444	255445	0,09

Tabella 4.9 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLD sulla struttura con link a comportamento non lineare

Si riportano le diminuzioni percentuali di taglio e momento alla base dovute alla considerazione del comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento (figg. 4.17 e 4.18).

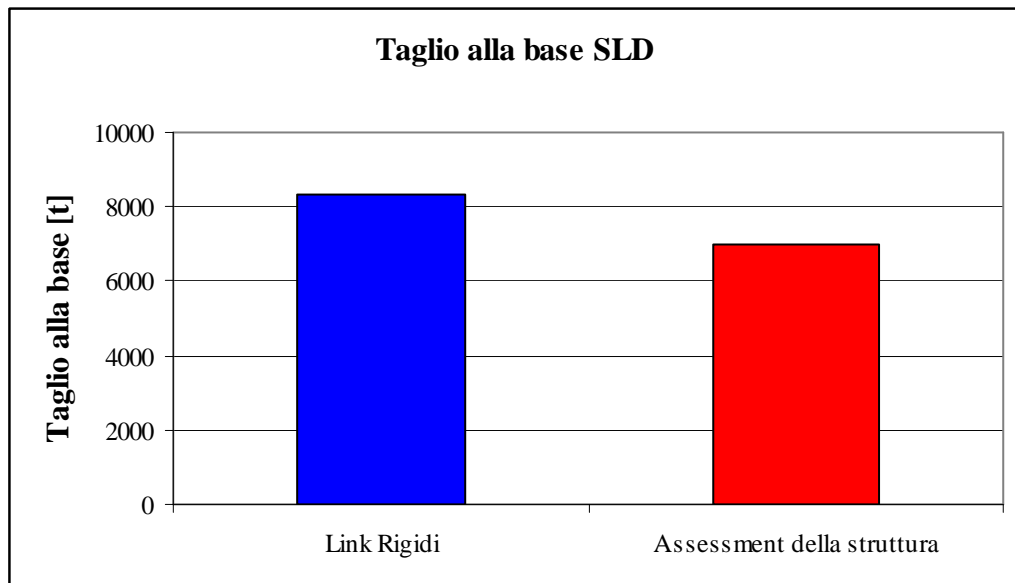


Figura 4.17 – Confronto dei risultati del taglio alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLD

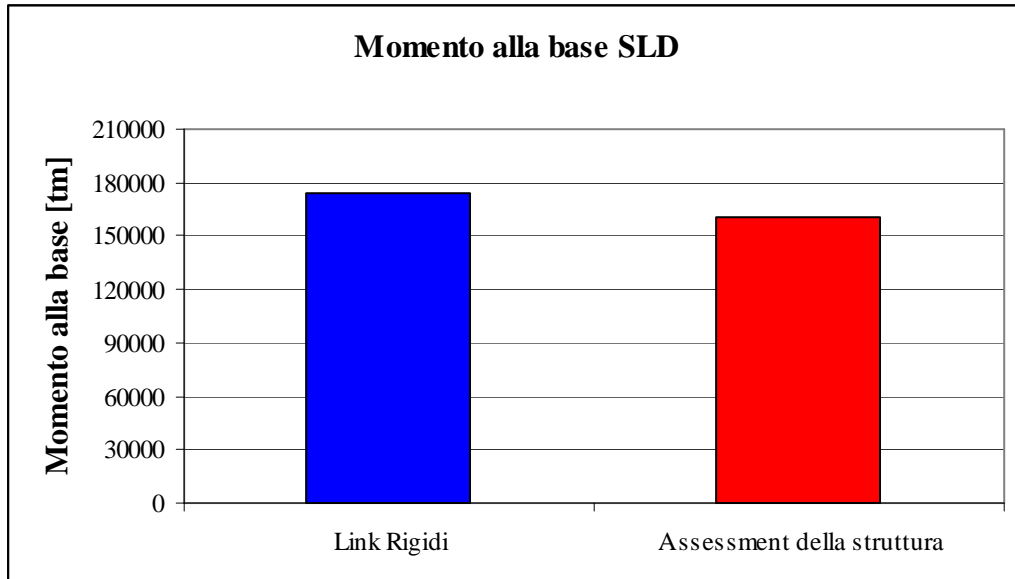


Figura 4.18 – Confronto dei risultati del momento flettente alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLD

Si osserva una riduzione di circa il 11 % del valore medio del taglio e del 10% del valore medio del momento alla base, lo spostamento di sommità anche in questo caso non fa registrare variazioni sostanziali.

4.5.3 Risultati SLV

Risultati relativi alla modellazione con link rigidi:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Dinar	20230	583500	0,19
South Iceland	15080	393100	0,1
Faial	16300	633000	0,18
Adana	23880	815600	0,26
Alkion	18750	344100	0,09
South Iceland	36880	1152000	0,37
South Iceland	17450	460400	0,15
MEDIA	19224	625957	0,19

Tabella 4.10 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLV sulla struttura con link infinitamente rigidi

Risultati relativi alla modellazione con link deformabili:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Dinar	13060	515600	0,19
South Iceland	10350	322100	0,1
Faial	14800	556200	0,18
Adana	21030	741500	0,26
Alkion	12930	252300	0,09
South Iceland	27470	1118000	0,37
South Iceland	14220	404400	0,15
MEDIA	14965	558585	0,19

Tabella 4.11 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLV sulla struttura con link deformabili

Si rappresenta la diminuzione percentuale di taglio e momento alla base dovute alla considerazione del comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento (figg. 4.19 e 4.20).

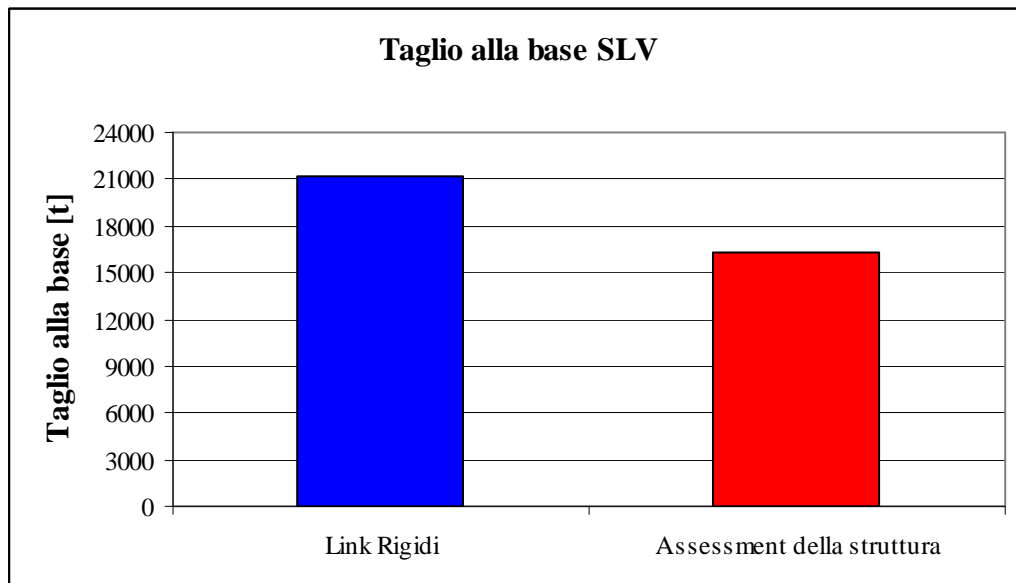


Figura 4.19 – Confronto dei risultati del taglio alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLV

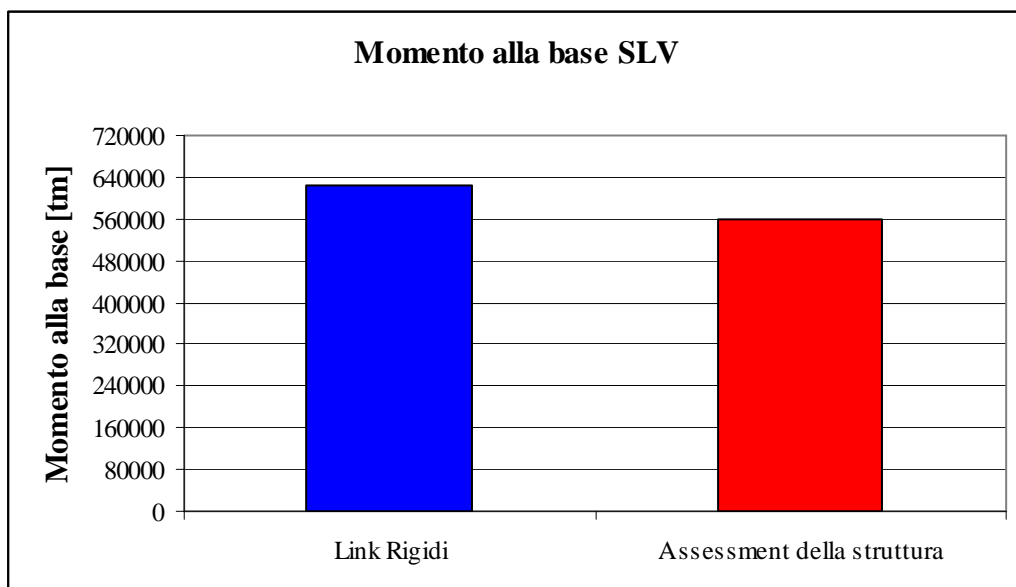


Figura 4.20 – Confronto dei risultati del momento flettente alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLV

Si osserva una riduzione del 23% del valore medio del taglio e di circa del 12% del valore medio del momento, lo spostamento di sommità non fa registrare diminuzioni.

4.5.4 Risultati SLC

Risultati relativi alla modellazione con link rigidi:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Adana	16889	621690	0,19
Alkion	21749	567526	0,18
Dinar	15098	325245	0,1
Faial	15723	465702	0,14
South Iceland - 1	24081	783943	0,26
South Iceland - 2	28615	703681	0,21
South Iceland - 3	39725	1127567	0,36
MEDIA	23125	656479	0,21

Tabella 4.12 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLC sulla struttura con link infinitamente rigidi

Risultati relativi alla modellazione con link deformabili:

SISMA	Taglio alla base [t]	Momento alla base [tm]	Spostamento sommità [m]
Adana	13943	597660	0,19
Alkion	12340	517329	0,17
Dinar	10381	332025	0,09
Faial	12651	421373	0,13
South Iceland - 1	18150	739343	0,24
South Iceland - 2	19718	617739	0,19
South Iceland - 3	25635	1116327	0,34
MEDIA	16117	600256	0,19

Tabella 4.13 – Risultati delle analisi non lineari Time History per lo SLC sulla struttura con link deformabili

Si rappresenta la diminuzione percentuale di taglio e momento alla base dovute alla considerazione del comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento (figg. 4.21 e 4.22).

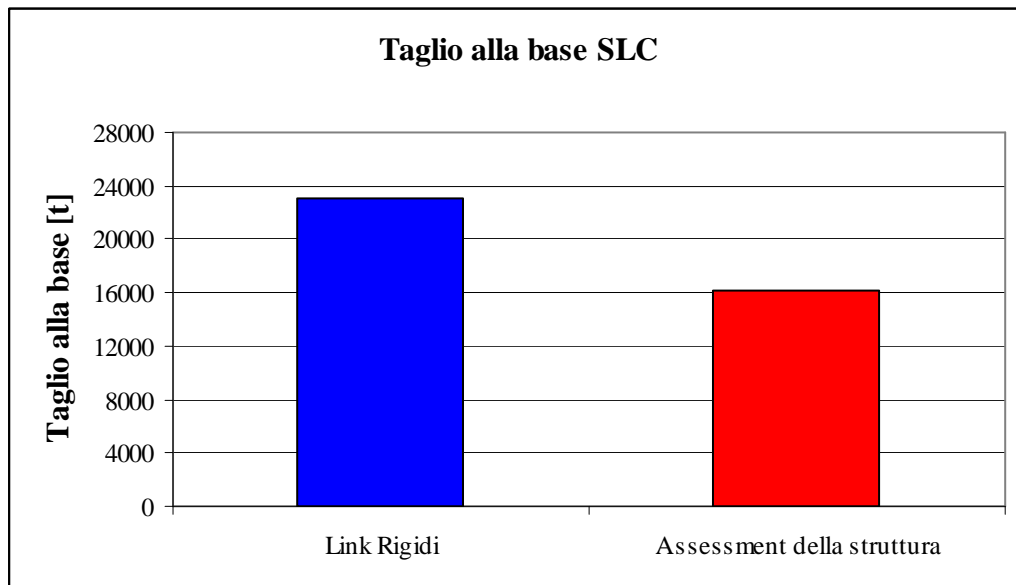


Figura 4.21 – Confronto dei risultati del taglio alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLC

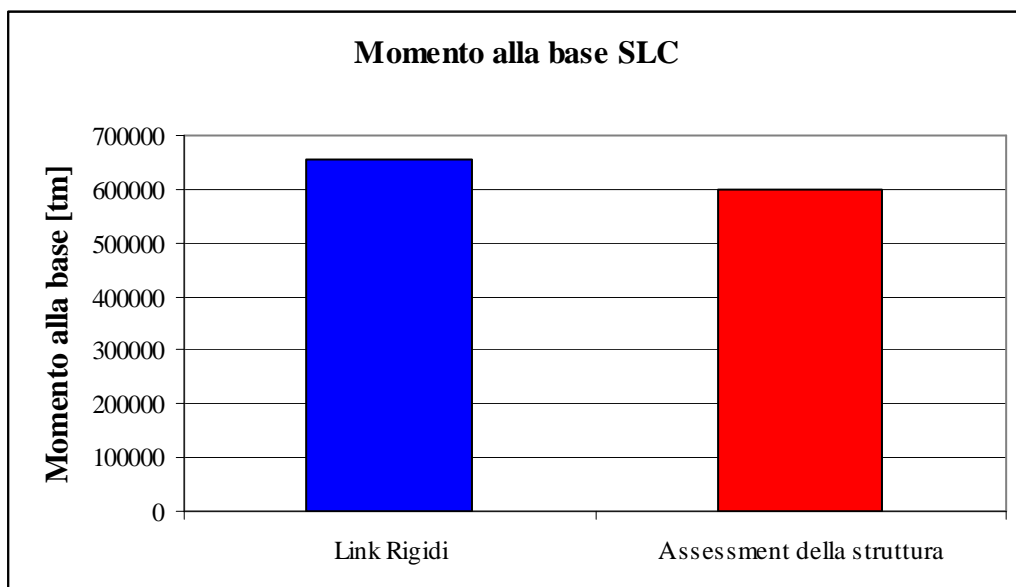


Figura 4.22 – Confronto dei risultati del momento flettente alla base ottenuto dalle analisi Time History svolte allo SLC

Si osserva una riduzione del 30% del valore medio del taglio e di circa del 10% del valore medio del momento, lo spostamento di sommità non fa registrare diminuzioni sostanziali.

Per lo SLO e lo SLD la diminuzione del taglio e del momento è pressoché uguale, si può pensare che al progredire dello stato di deformazione dei dispositivi di collegamento si ottenga una diminuzione dello stato di sollecitazione complessivo sulla struttura, allo SLV-SLC si nota una diversa riduzione del momento rispetto al taglio.

La diminuzione registrata allo SLD è dovuta anche al time shift della struttura dovuto all'aumento del periodo di vibrazione della struttura in direzione Nord Sud.

La riduzione percentuale del taglio alla base allo SLV-SLC è quasi doppia rispetto a quella del momento, un comportamento inaspettato che necessita una più approfondita comprensione del comportamento dinamico della struttura.

I risultati ottenuti mostrano comunque una diminuzione del momento e del taglio se si considera l'effettivo comportamento non lineare del sistema di collegamento, questo conferma il fatto che il dimensionamento della struttura è stato svolto a favore di sicurezza assumendo un collegamento rigido fra nuclei ed impalcati.

4.5.5 Profili di deformazione nel sistema di collegamento

Si riportano di seguito gli spostamenti relativi fra nuclei controventanti e telaio ad ogni piano, tali profili di spostamento rappresentano quelli che di fatto sono gli spostamenti che coinvolgono e deformano il sistema di collegamento, la loro analisi ci permette di capire lo stato de formativo dei link. Nelle figure seguenti si mostrano i profili di deformazione relativi allo SLD ed allo SLV rispettivamente per gli elementi disposti fra nucleo Nord e telaio e fra Nucleo Sud e telaio.

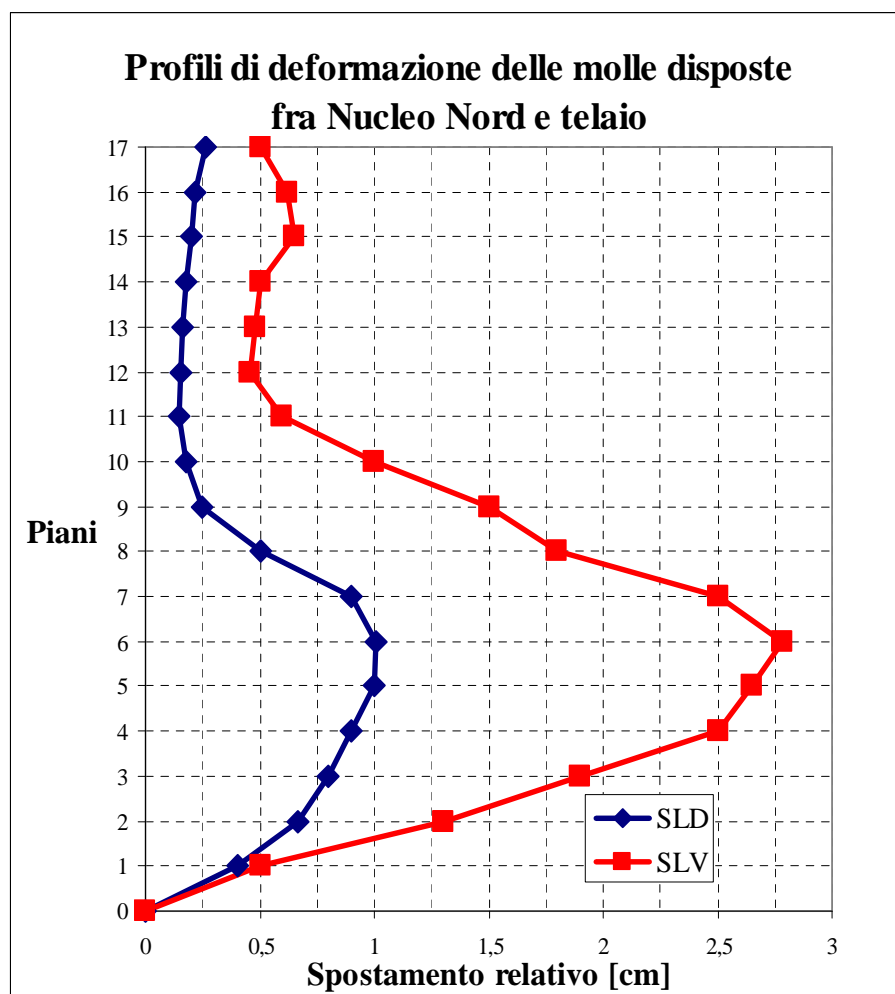


Figura 4.23 – Profilo di deformazione degli elementi link fra nucleo nord e telaio per gli stati limite di salvaguardia della vita e di danno.

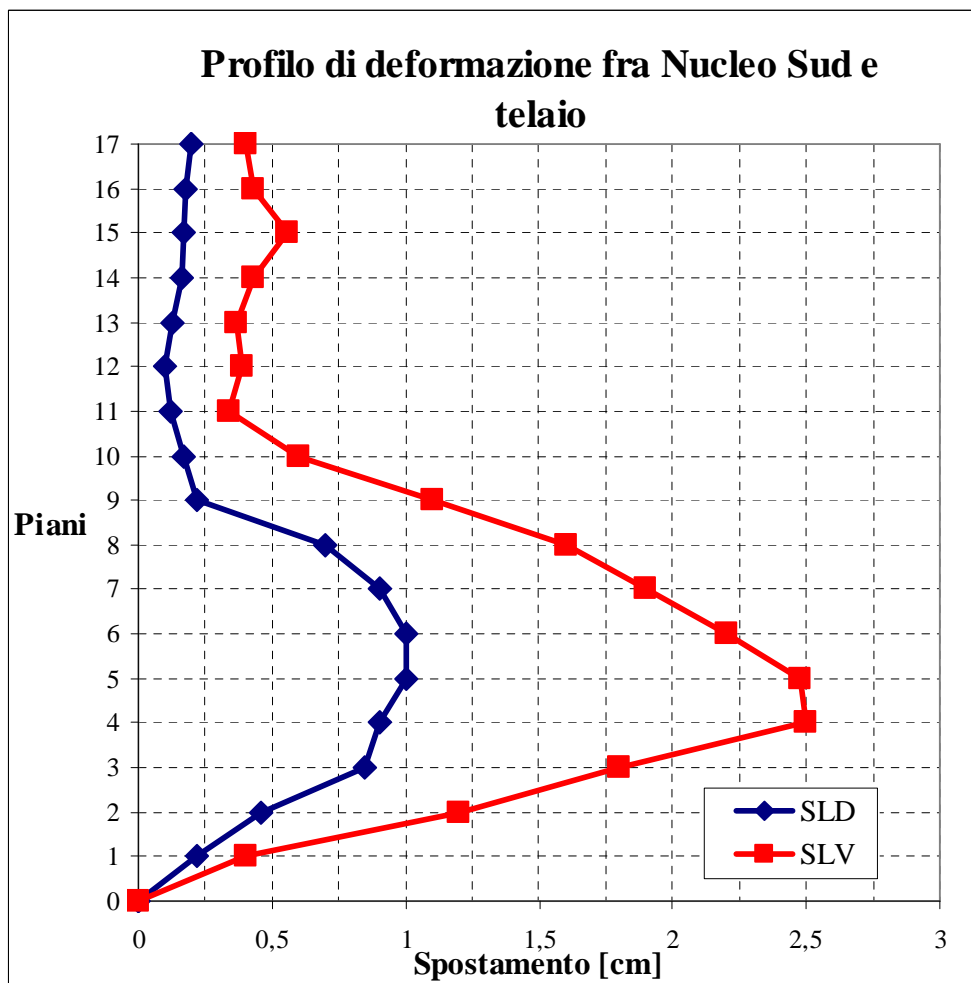


Figura 4.24 – Profilo di deformazione degli elementi link fra nucleo sud e telaio per gli stati limite di salvaguardia della vita e di danno.

Le figure 4.23 e 4.24 riportano l'andamento degli spostamenti relativi, si osserva come gli spostamenti maggiori siano stati registrati ai piani bassi in entrambe i casi, ciò è dovuto a diverse cause:

1. I due nuclei sono a sezione variabile e presentano una sezione maggiore (60 cm) alla base pertanto sono molto più rigidi rispetto alla sommità dove la sezione delle pareti è di 25 cm
2. Il comportamento deformativo dei controventamenti e del telaio sotto azioni orizzontali è diverso, infatti il telaio, assimilabile ad un telaio con comportamento shear type, si deformerà maggiormente a taglio, mentre i nuclei avranno una caratteristica deformata a mensola, pertanto, come è ricordato nel

Pozzati – Ceccoli [11], sarà il telaio ai piani bassi ad appoggiarsi ai nuclei e viceversa ai piani alti.

3. Ai piani bassi sono disposti elementi di rigidità inferiore, la metà di quelli disposti ai piani alti, infatti gli elementi studiati sono stati disposti per gestire le deformazioni termiche degli impalcati, in particolare ai piani bassi .

Osservando i dati delle deformazioni e confrontandoli con il comportamento forza spostamento degli elementi M1 ed M2 si nota evidentemente che gli elementi M1 non arrivano allo snervamento nemmeno allo SLV, rimanendo quindi in campo elastico.

Per quanto riguarda invece gli elementi M2 allo SLD si arriva al limite di snervamento, mentre allo SLV l'elemento comincia a sviluppare deformazioni plastiche e a compiere cicli di isteresi. Le maggiori deformazioni si sviluppano ai piani bassi dove gli elementi di tipologia meno rigida dissipano compiendo cicli di isteresi.

Questa osservazione ci può condurre alla seguente considerazione, ovvero i due nuclei risentiranno poco della deformazione del telaio ai piani bassi, mentre invece il collegamento ai piani sarà molto più resistente e quindi lo stato deformativo a flessione dei nuclei sarà maggiore di quello a taglio.

Si può quindi trovare una prima interpretazione dei risultati delle Time History, infatti la diversa riduzione di taglio e momento è probabilmente imputabile alla disposizione di elementi di diversa rigidità sulla'altezza della struttura.

Tale affermazione necessita di indagini ulteriori.

4.6 Analisi della struttura sottoposta a livelli di intensità sismica crescente

Si è voluto approfondire lo studio della struttura sottoponendola a livelli di intensità sismica crescenti per avere un quadro completo del comportamento della struttura non limitandosi ai quattro stadi di intensità sismica individuati precedentemente.

A tale scopo sono stati scalati i sette accelerogrammi selezionati per lo SLV a livelli crescenti di intensità sismica partendo da un minimo di 0,1g procedendo per incrementi di 0,05g fino a 0,5 g.

Si riportano di seguito gli accelerogrammi utilizzati:

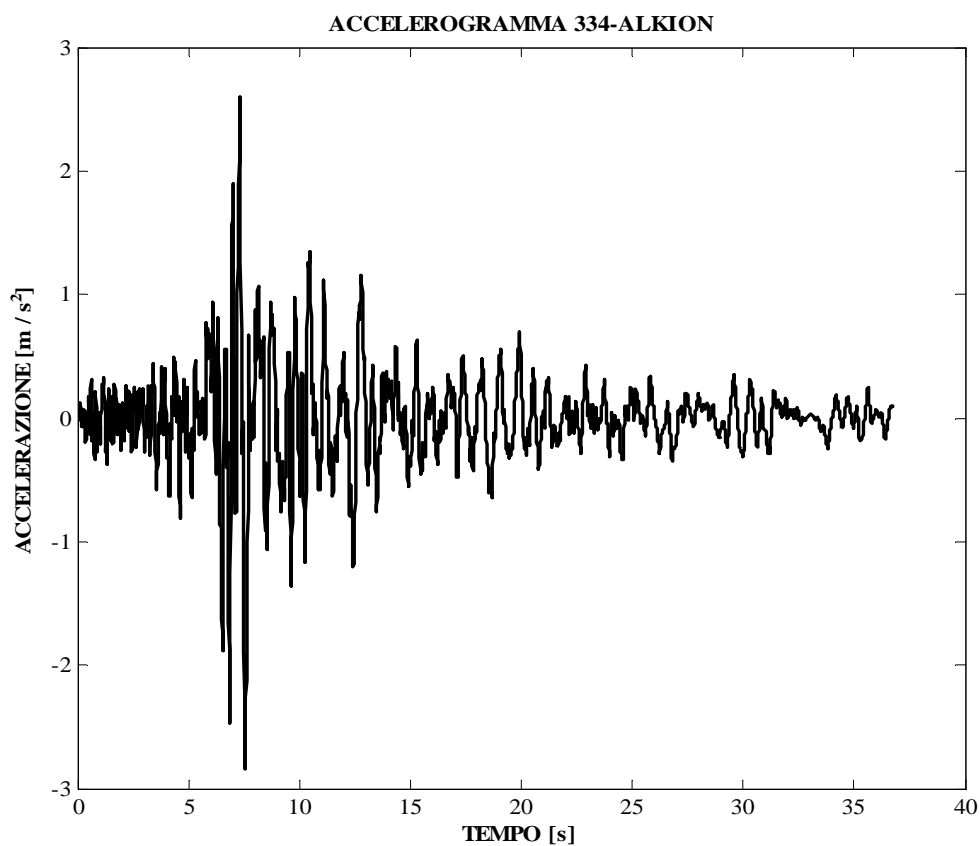


Figura 4.25 – Accelerogramma 334 - Alkion

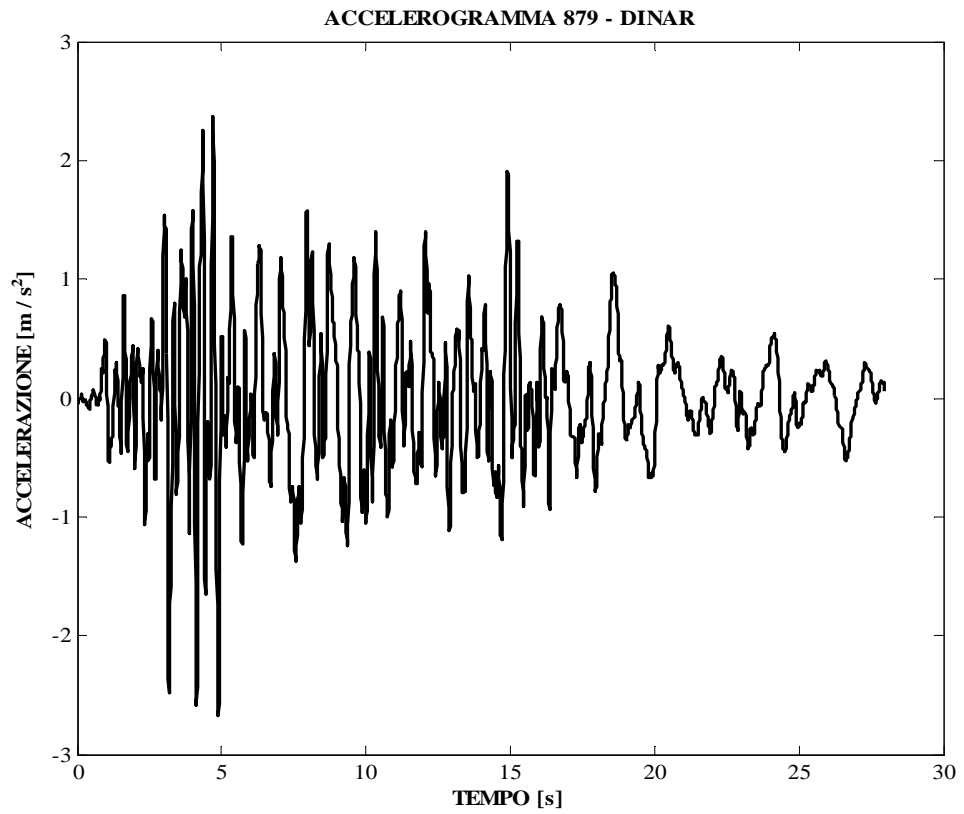


Figura 4.26 – Accelerogramma 879 - Dinar

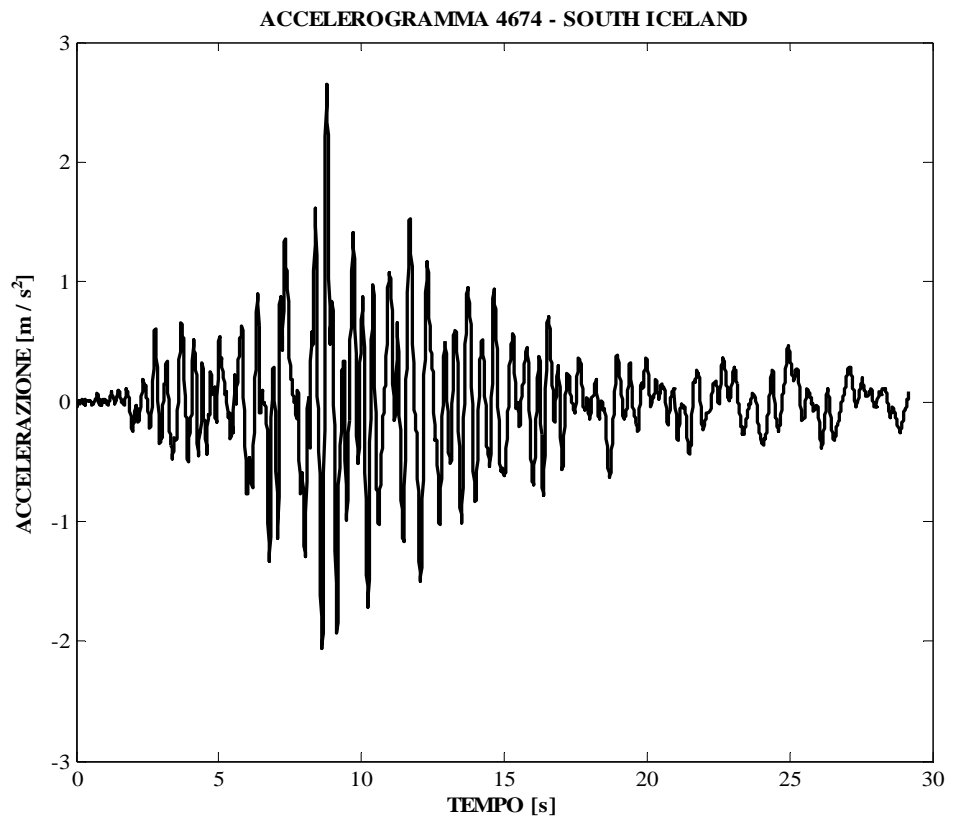


Figura 4.27 – Accelerogramma 4674 – South Iceland

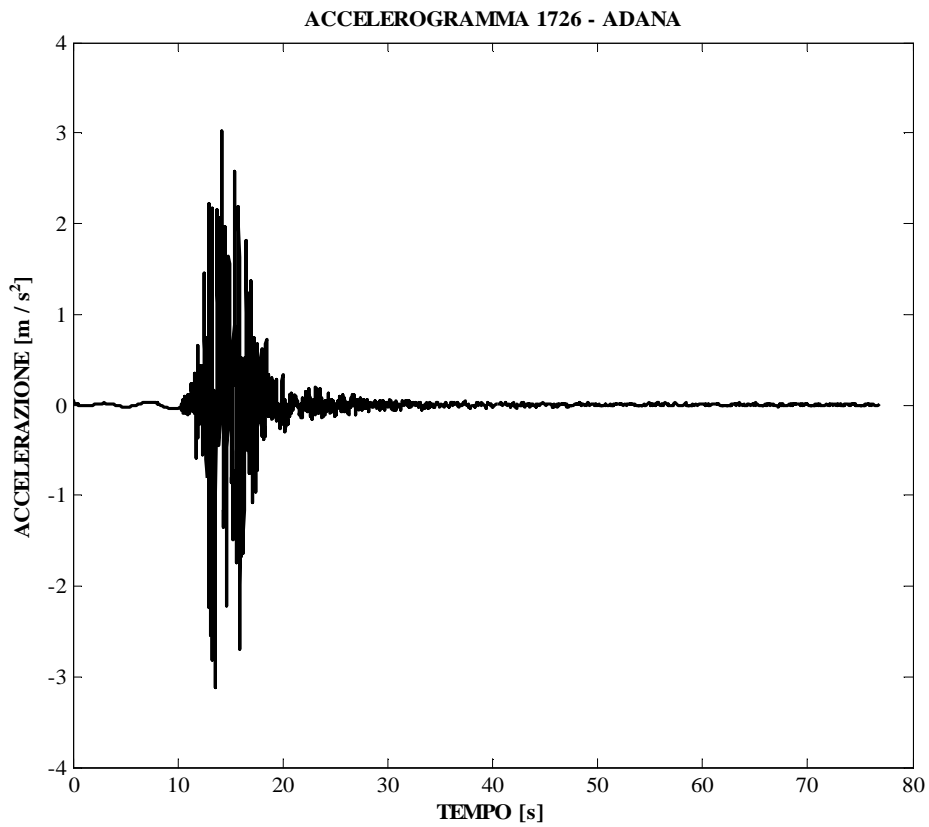


Figura 4.28 - Accelerogramma 1726 – Adana

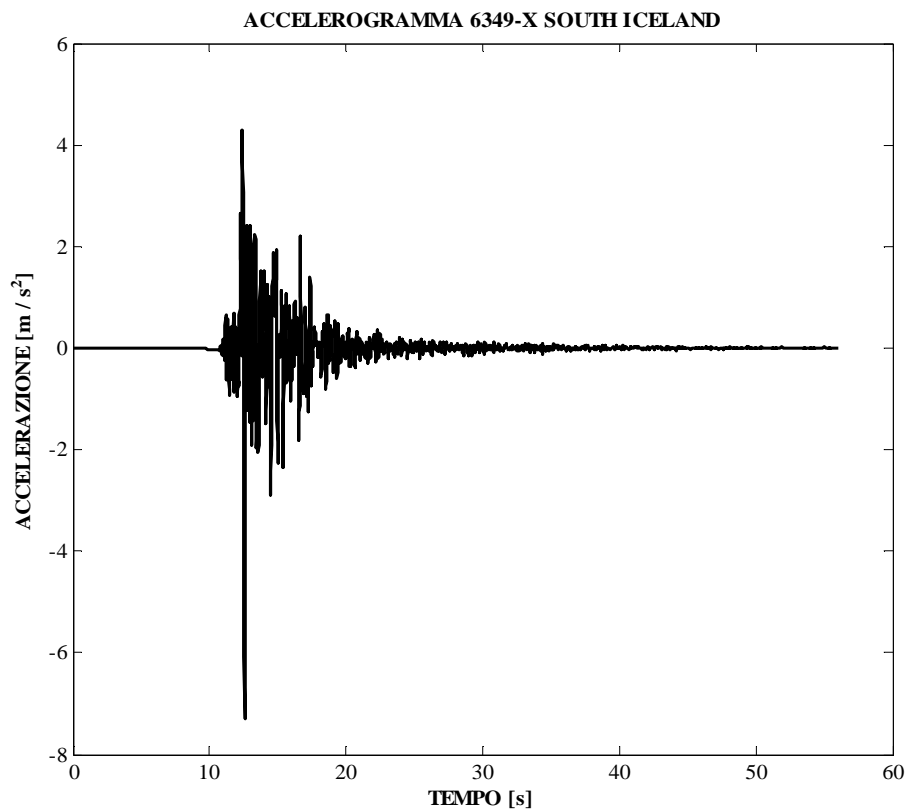


Figura 4.29 - Accelerogramma – 6349 – 1 South Iceland

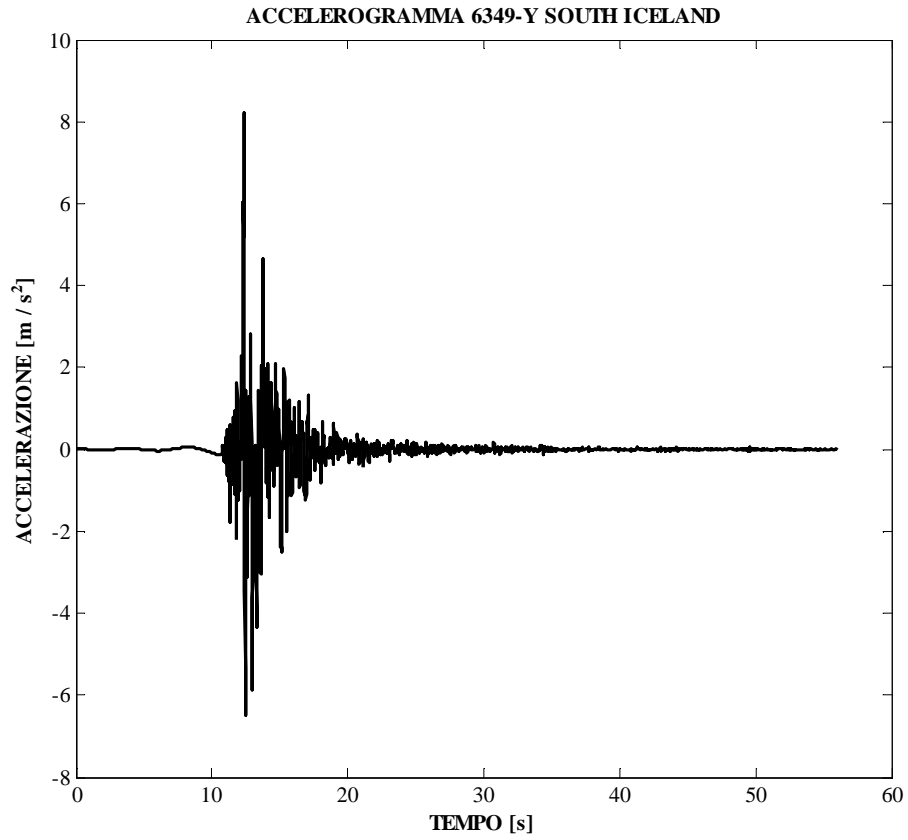


Figura 4.30 - Accelerogram – 6349 – 2 South Iceland

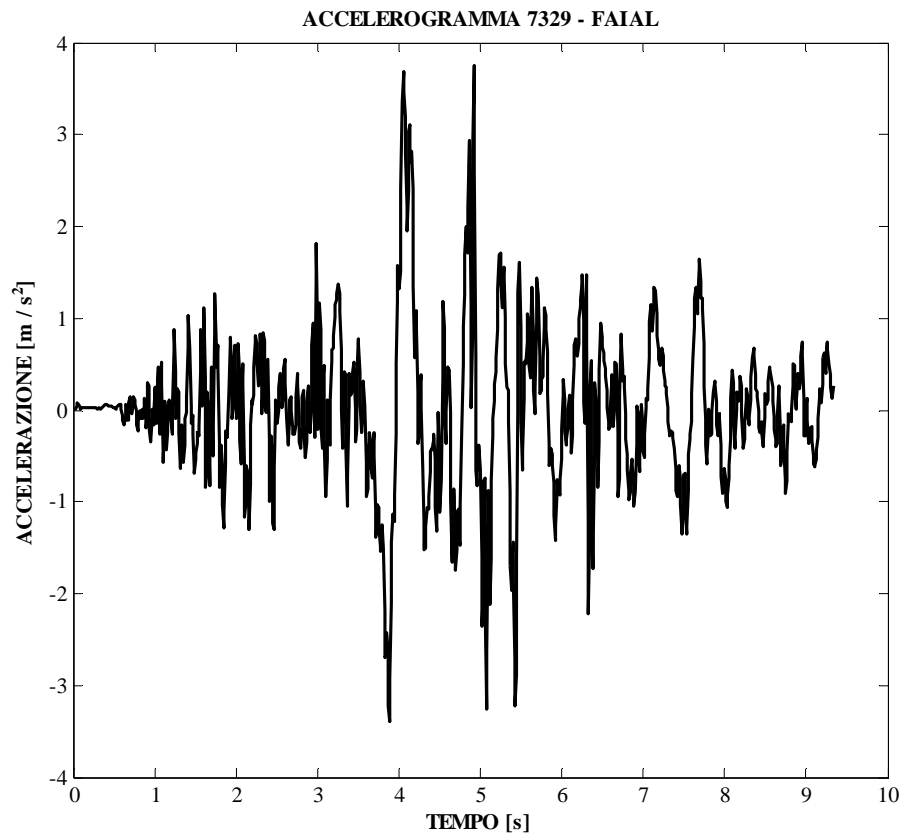


Figura 4.31 - Accelerogram – 7329 – Faial

Sono stati quindi rilevati gli andamenti del taglio e del momento alla base in funzione del livello di intensità sismica crescente riferiti rispettivamente ad un modello strutturale con link disposti fra nucleo e telaio infinitamente rigidi ed all'assessment del comportamento della struttura considerando i link deformabili.

Il taglio ed il momento alla base sono stati calcolati relativamente ai due nuclei controventanti, infatti sono i due nuclei che assorbono la quota parte maggiore di momento e taglio alla base provocati dall'azione dinamica del sisma.

E' stato stimato, dato poi confermato dai risultati delle analisi, che circa l'85% del complessivo taglio e momento alla base provocati dall'azione sismica è affidato ai due nuclei di controventamento.

Il calcolo dei momenti e dei tagli sui due nuclei è stato effettuato registrando le reazioni vincolari sugli incastri alla base dei due elementi.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti rappresentando l'andamento delle grandezze osservate all'aumentare dell'intensità sismica.

I risultati osservati confermano l'andamento che era stato intuito dalle precedenti simulazioni, si registra uno scostamento dall'andamento riferito al modello con collegamento infinitamente rigido in corrispondenza di un'intensità di circa 0,15g, corrispondente allo SLD. Si può pertanto concludere che a questo livello si ha l'inizio dello snervamento del sistema di collegamento.

Tuttavia per il taglio alla base si osserva una diminuzione percentuale di circa il 30% ai livelli di intensità sismica maggiori, mentre il momento flettente alla base si attesta su riduzioni di circa il 12% (figg. 4.32 e 4.33).

La spiegazione del diverso comportamento a taglio e flessione del sistema si può trovare nella disposizione del sistema di collegamento come già messo in evidenza nel paragrafo 4.3.5.

I risultati del caso con link infinitamente rigidi hanno un andamento lineare crescente in quanto si considera che i due nuclei abbiano un comportamento indefinitamente elastico lineare, non raggiungendo mai lo snervamento.

E' importante ricordare che i link sono di due categorie, M1 ed M2, e che i link della tipologia M2 sono disposti dal primo piano fino al sesto piano, mentre i link della tipologia M1 sono disposti dal sesto piano fino all'ultimo.

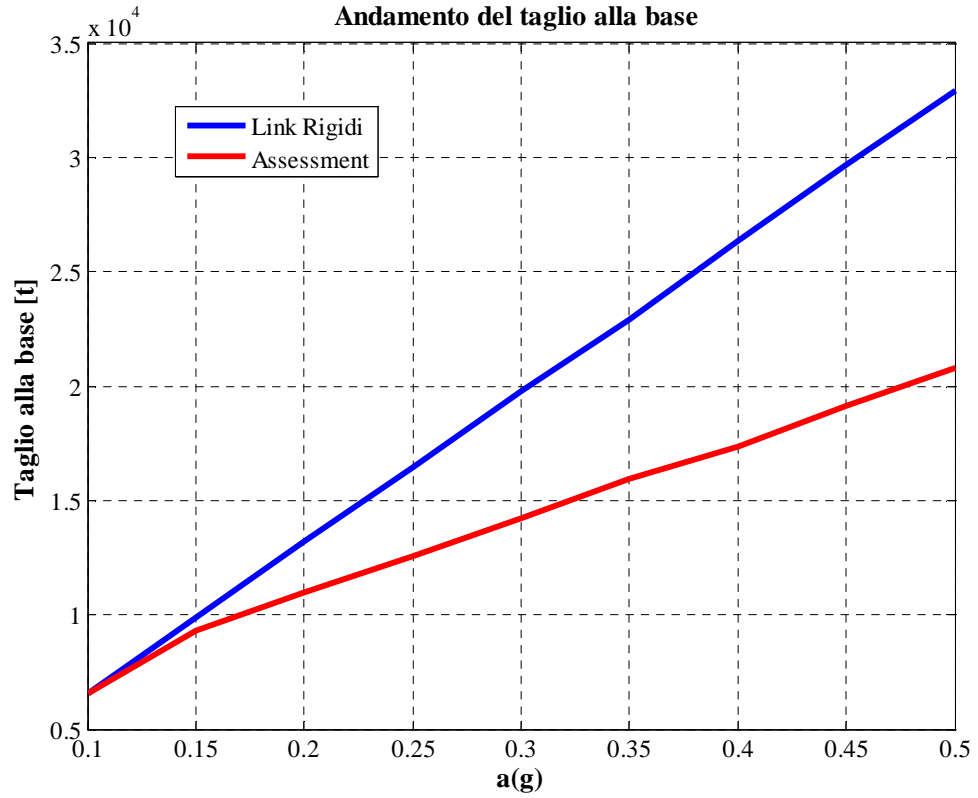


Figura 4.32 – Andamento del taglio alla base

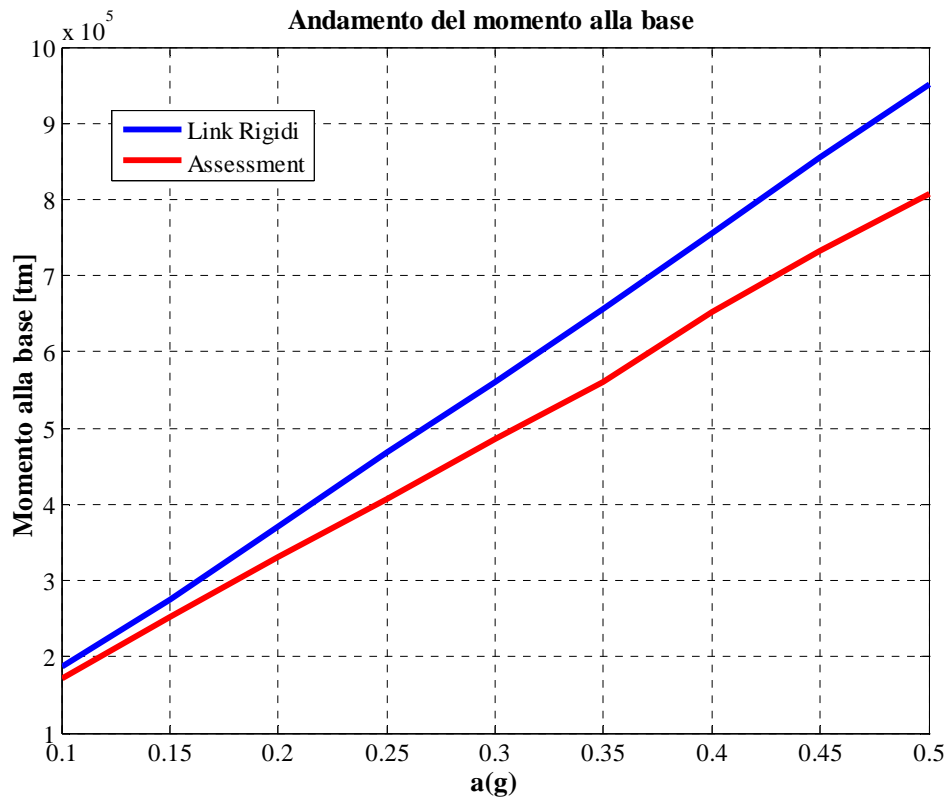


Figura 4.33 – Andamento del momento alla base

4.6.1 Miglioramento del comportamento sismico della struttura: confronto dei risultati dell'assessment con altre disposizioni dei link di collegamento

Nell'intento di definire un sistema di collegamento che incida in maniera sostanziale nella riduzione delle sollecitazioni alla base della struttura, si procede a svolgere le stesse analisi time history con incremento dell'intensità sismica considerando però diverse configurazioni della disposizione dei collegamenti fra nuclei controventanti e telaio.

I casi studiati sono i seguenti:

- Disposizione su tutta l'altezza dei connettori di tipo M2
- Disposizione invertita rispetto al caso originale, quindi connettori di tipologia M1 disposti ai piani bassi e connettori tipologia M2 ai piani alti.

L'osservazione dei risultati mostra che la disposizione dei link incide sulla risposta sismica della struttura (figg. 4.34, 4.35 e 4.36); si riportano i risultati di taglio, momento alla base e spostamento in sommità:

- Nel caso di disposizione di soli connettori M2 a tutti i piani il taglio alla base non fa registrare variazioni sostanziali rispetto alla disposizione originale, mentre il momento alla base fa registrare una riduzione percentuale doppia rispetto al caso precedente.

La riduzione del taglio è del 30% a 0,35g, quella del momento è del 25%. La riduzione di taglio e momento si riallinea a valori confrontabili fra loro rispetto al caso della soluzione progettuale originale.

- Nel caso di disposizione invertita dei connettori il momento alla base diminuisce del 22% e il taglio del 19%.

Ciò si può spiegare alla luce del fatto che avendo disposto i connettori più resistenti alla base i nuclei sono maggiormente deformati a taglio dal telaio che trasmette forze più alte ai piani inferiori.

Si può pertanto giungere alla conclusione che disporre tipologie di rigidità diversa di connettori sull'altezza di connessione comporta una riduzione diversa del momento e del taglio alla base, in particolare la riduzione del taglio alla base dei nuclei è governata dai connettori disposti ai piani bassi mentre il momento alla base delle mensole di controventamento è determinato dai connettori disposti ai piani più alti.

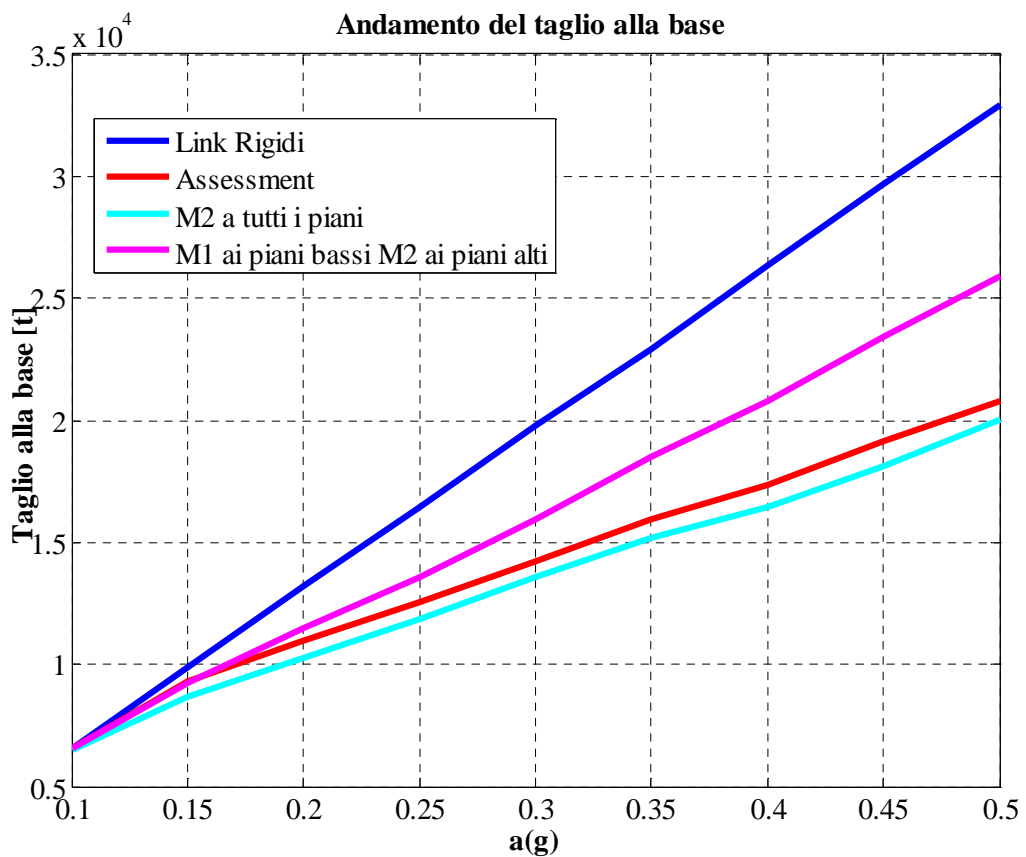


Figura 4.34 – Andamento del taglio alla base, confronto di tipologie diverse di disposizione sull'altezza dei link di collegamento

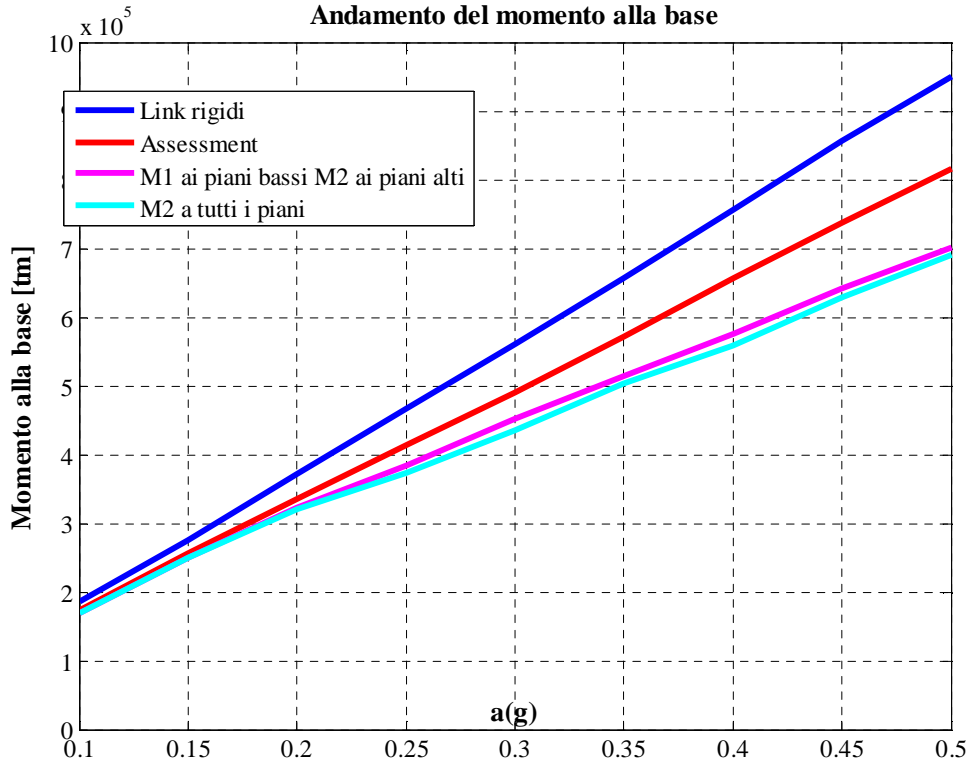


Figura 4.35 – Andamento del momento alla base, confronto di tipologie diverse di disposizione sull'altezza dei link di collegamento

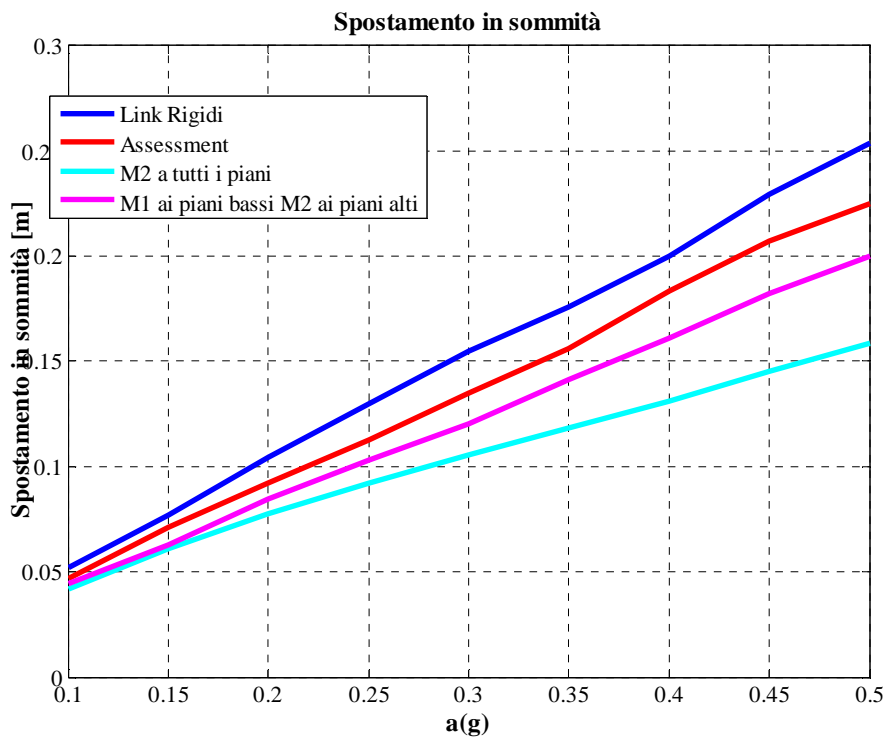


Figura 4.36 – Andamento dello spostamento in sommità, confronto di tipologie diverse di disposizione sull'altezza dei link di collegamento

Nelle seguenti tabelle si traduce in numeri la diminuzione percentuale delle grandezze di taglio e momento alla base che sono state riportate nei grafici precedenti.

Link nella loro configurazione originale			
a(g)	Riduzione percentuale del taglio	Riduzione percentuale del momento alla base	Riduzione percentuale dello spostamento in sommità
0,1	0	7	4
0,15	6	7	4
0,2	17	10	9
0,25	24	12	13
0,3	28	13	13
0,35	30	13	11
0,4	34	13	8
0,45	35	14	10
0,5	37	14	11

Tabella 4.14 – Riduzioni percentuali di taglio e momento alla base della soluzione progettuale originale rispetto alla soluzione con link infinitamente rigidi in funzione dei livelli di intensità sismica crescente

Link M2 disposti su tutta l'altezza			
a(g)	Riduzione percentuale del taglio	Riduzione percentuale del momento alla base	Riduzione percentuale dello spostamento in sommità
0,1	1	9	9
0,15	12	9	10
0,2	22	14	14
0,25	28	20	29
0,3	31	22	32
0,35	34	24	32
0,4	38	26	32
0,45	39	27	35
0,5	39	27	36

Tabella 4.15 – Riduzioni percentuali di taglio e momento alla base della soluzione progettuale con link di tipologia M2 disposti su tutta l'altezza rispetto alla soluzione con link infinitamente rigidi in funzione dei livelli di intensità sismica crescente

Link Invertiti			
a(g)	Riduzione percentuale del taglio	Riduzione percentuale del momento alla base	Riduzione percentuale dello spostamento in sommità
0,1	0	9	12
0,15	6	9	15
0,2	13	13	11
0,25	18	18	9
0,3	19	19	11
0,35	19	22	9
0,4	21	24	12
0,45	21	25	12
0,5	21	26	11

Tabella 4.16 – Riduzioni percentuali di taglio e momento alla base della soluzione progettuale con link invertiti rispetto alla soluzione con link infinitamente rigidi in funzione dei livelli di intensità sismica crescente

4.6.2 Profili di deformazione nel sistema di collegamento nel caso di disposizione di link M2 su tutta l'altezza

Abbiamo individuato un possibile miglioramento della risposta sismica della struttura agendo sul sistema di collegamento ed in particolare disponendo elementi di tipologia M2 su tutta l'altezza dell'edificio.

L'analisi dei profili di spostamento nel sistema di collegamento sarà un'utile indicazione per comprendere meglio e confermare i risultati precedentemente esposti, si riportano gli spostamenti relativi fra nuclei e telaio (figg. 4.37 e 4.38).

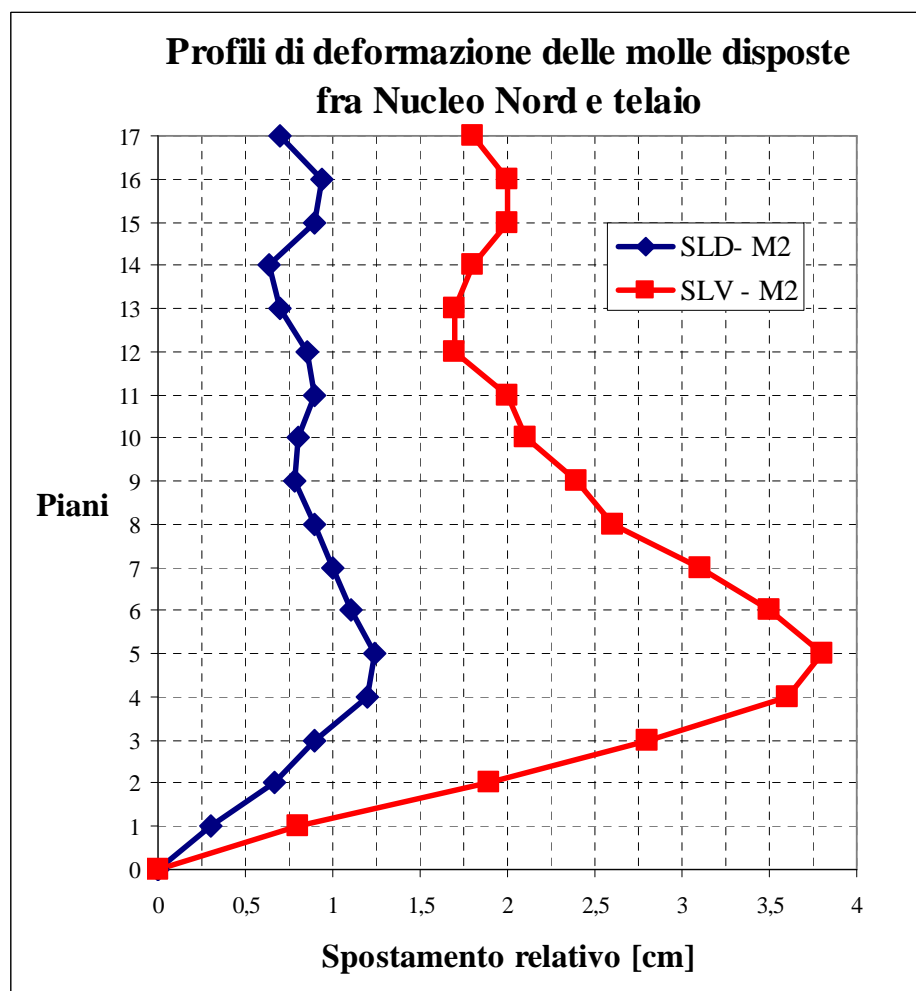


Figura 4.37 – Andamento dello spostamento relativo fra nucleo nord e telaio nel caso di disposizione di link M2 su tutta l'altezza

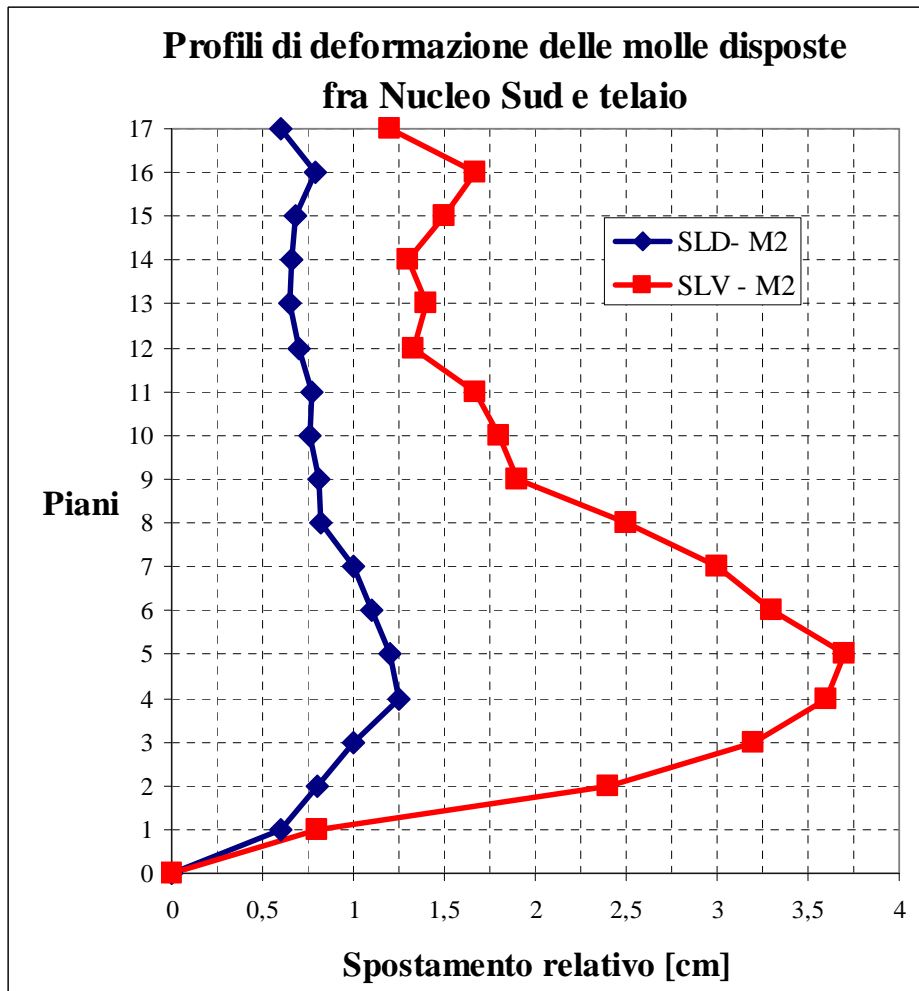


Figura 4.38 – Andamento dello spostamento relativo fra nucleo sud e telaio nel caso di disposizione di link M2 su tutta l'altezza

Anche in questo caso i massimi spostamenti si hanno ai piani bassi per la notevole rigidità del nucleo rispetto al telaio, tuttavia si può notare che ai piani alti gli elementi cominciano a deformarsi in maniera più significativa, in tal modo anche gli elementi di sommità compiono cicli di isteresi contribuendo a dissipare energia e garantendo una diminuzione delle sollecitazioni alla base.

Per quanto riguarda lo SLV tutti gli elementi del collegamento raggiungono e superano lo snervamento, per quanto riguarda lo SLD gli elementi sono al limite dello snervamento.

E' utile riportare il confronto fra i profili di spostamento ottenuti nel caso dell'assessment e nel caso di disposizione di link M2 su tutta l'altezza (figg. 4.39 e 4.40).

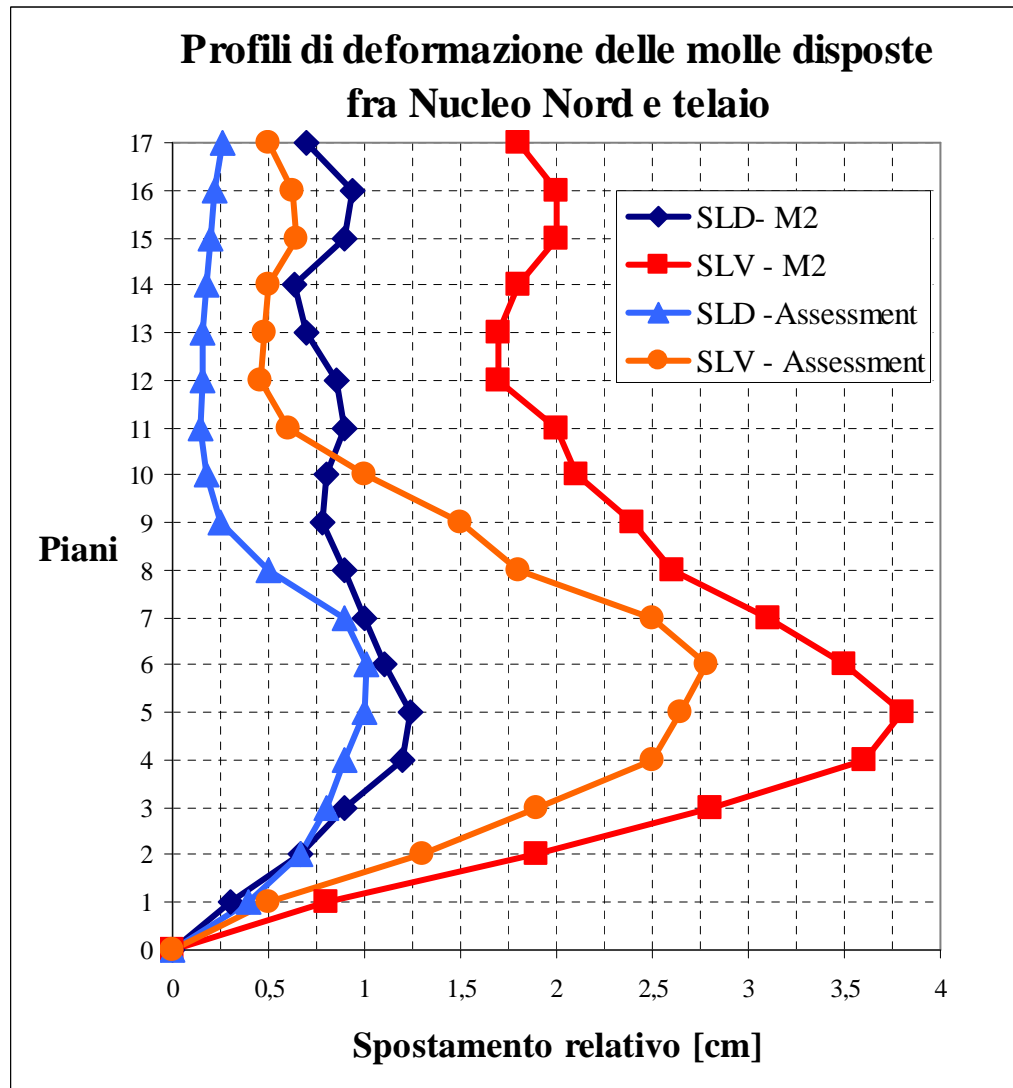


Figura 4.39 –Profili di deformazione nel sistema di collegamento, confronto fra l'assessment e la soluzione con link M2 su tutta l'altezza.

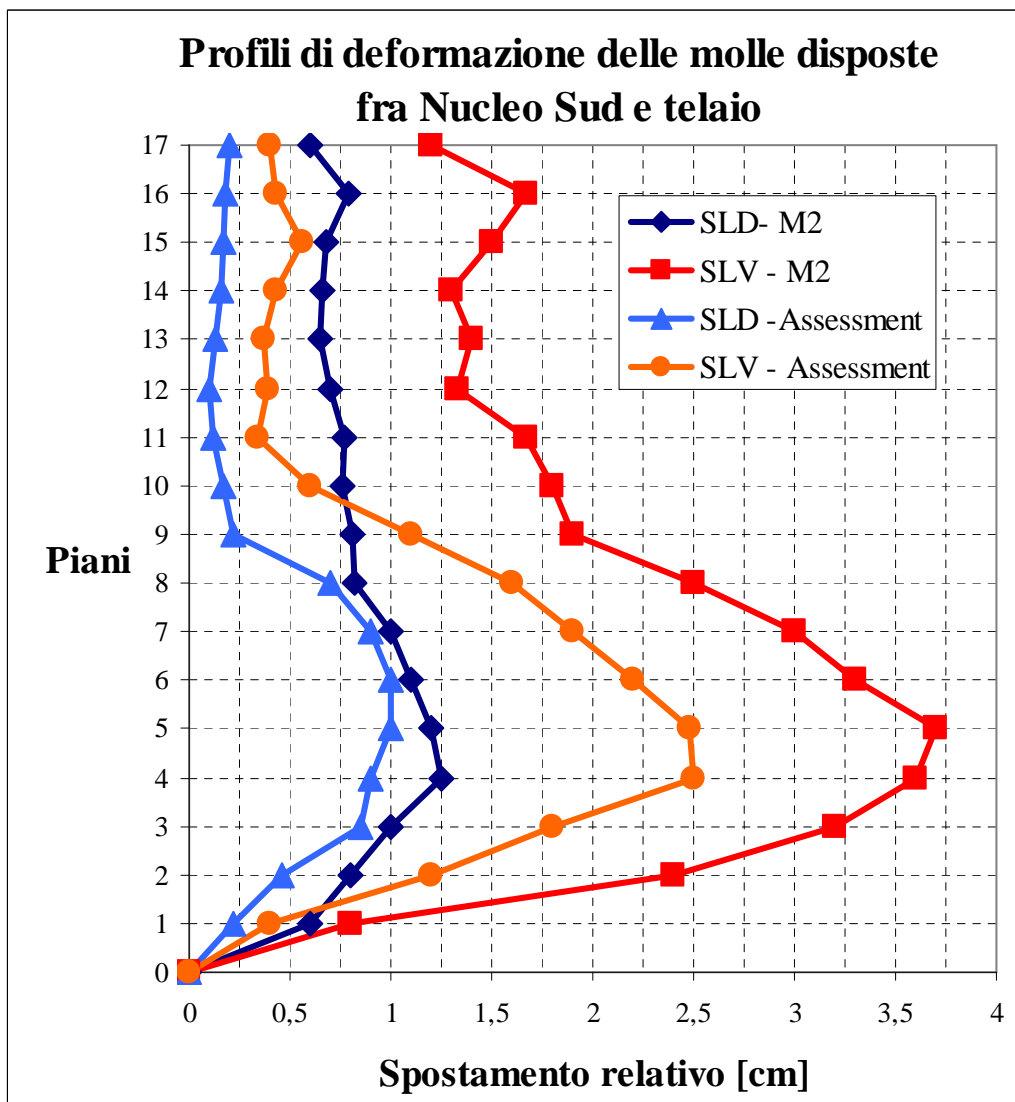


Figura 4.40 –Profili di deformazione nel sistema di collegamento, confronto fra l’assessment e la soluzione con link M2 su tutta l’altezza

La soluzione con link M2 disposti su tutta l’altezza induce un comportamento deformativo più omogeneo del sistema di collegamento, tutti gli elementi partecipano compiendo cicli di isteresi, inoltre l’aumento degli spostamenti relativi non è così alto da richiedere la disposizione di giunti sismici particolarmente costosi.

Si può concludere che quindi questa sia una buona soluzione progettuale, il cui unico limite risiede però nella unidirezionalità del sistema, nella direzione Est Ovest infatti il collegamento è ancora di tipo rigido.

5. MIGLIORAMENTO DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA MEDIANTE LINK DISSIPATIVI ISTERETICI

5.1 Impostazione del problema e finalità progettuali

Le analisi fin qui svolte hanno messo in luce che considerare l'effettivo legame costitutivo forza-spostamento del sistema di collegamento produce una riduzione delle sollecitazioni alla base dei due nuclei controventanti e che quindi progettare trascurando l'influenza del sistema di collegamento è a favore di sicurezza, inoltre nella fase finale del precedente capitolo si è posto il problema di cercare di migliorare ulteriormente la risposta sismica della struttura agendo proprio sul sistema di collegamento fra nuclei e telai.

E' stato individuato che influisce sul fattore di riduzione delle sollecitazioni la disposizione dei link di collegamento, che nel caso specifico studiato sono di rigidità diversa, in particolare ai piani alti di rigidità doppia.

Si è osservato che disporre i link della tipologia più deformabile a tutti i piani determina una riduzione dell'ordine del 30% delle sollecitazioni e al contempo non determina un aumento eccessivo degli spostamenti relativi fra nucleo ed impalcati.

In questo capitolo si cerca di potenziare le capacità dissipative del sistema di collegamento determinandolo non solo come un sistema che attenui le deformazioni termiche degli impalcati metallici, ma che abbia un ruolo sempre più attivo e determinante nella mitigazione degli effetti del sisma, quindi la nostra ricerca ha l'intento di individuare un sistema di collegamento fra nuclei ed impalcati con link dissipativi isteretici.

Si cerca pertanto di determinare una forma appropriata dei link di collegamento in modo tale che abbiano un comportamento praticamente assimilabile all'elasto-plastica

anche in trazione, in modo tale che superato lo snervamento l'incremento di spostamento avvenga senza un incremento sostanziale della forza, come invece avveniva nel caso di trazione per gli elementi sin qui studiati.

Considerare i dispositivi di collegamento al fine della mitigazione degli effetti del sisma richiede necessariamente che si definisca un sistema capace di dissipare energia mediante cicli di isteresi in tutte le direzioni, non bisogna infatti dimenticare che il sistema studiato nei capitoli precedenti è unidirezionale, ovvero influisce positivamente sulla risposta sismica della struttura solo nella direzione Nord Sud, nella direzione Est Ovest il collegamento rimane rigido e non garantisce alcuna riduzione delle sollecitazioni.

5.1.1 Individuazione del legame forza – spostamento del nuovo sistema di link isteretici

Nella fase precedente abbiamo individuato che gli elementi di tipologia M2 sono efficaci se disposti su tutta l'altezza per la riduzione delle sollecitazioni.

In questa fase si vuole determinare un elemento di collegamento con una forma adeguata a garantire cicli di isteresi maggiori. L'obiettivo che si vuole ottenere è abbattere la rigidità del secondo tratto ottenendo così un comportamento elasto plastico e allo stesso tempo spostare il punto in cui la rigidità assiale dell'elemento entra in gioco (fig. 5.1).

In questo modo si riuscirebbero a garantire cicli di isteresi ampi ed allo stesso tempo l'elemento avrebbe comunque una risorsa ultima di resistenza che entrerebbe in gioco per sismi di intensità elevata che inducano forti deformazioni nel sistema di collegamento, in questo modo il sistema di collegamento svolgerebbe comunque il suo compito tornando a trasmettere forze elevate dal telaio ai nuclei per i sismi più forti.

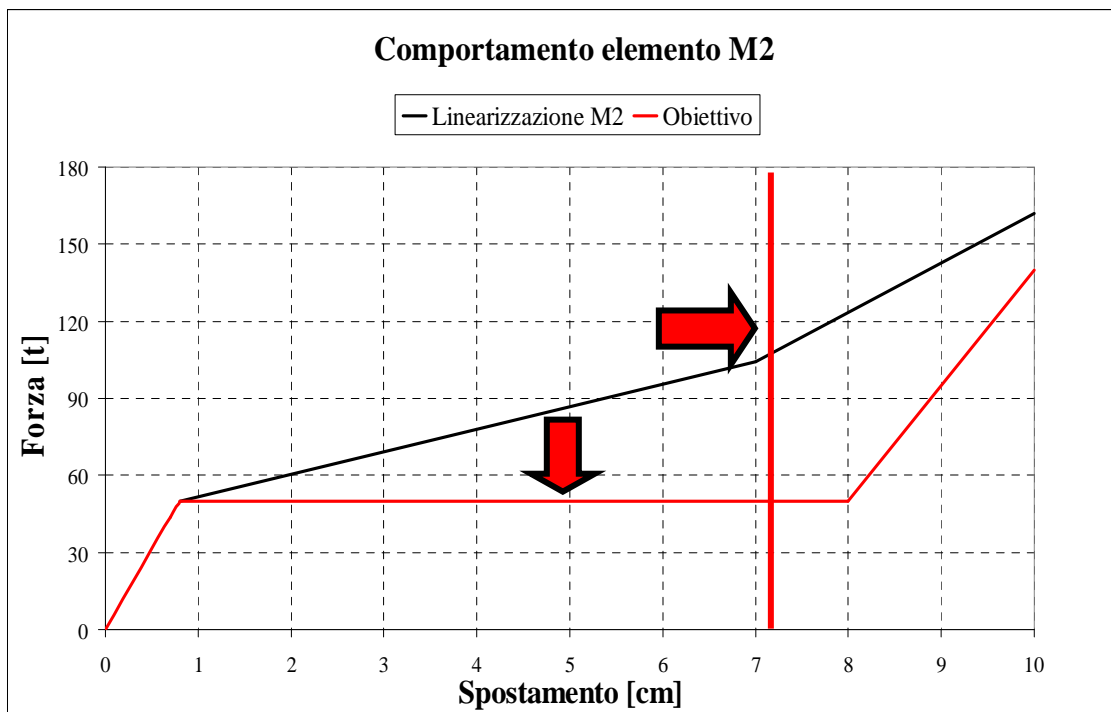


Figura 5.1 – Definizione di un legame costitutivo ricercato dell'elemento

5.1.2 Calcolo della rigidità iniziale dell'elemento

Il conseguimento dell'obiettivo proposto prevede un aumento della freccia dell'elemento, così facendo in caso di trazione l'elemento potrebbe deformarsi posticipando l'ingresso della rigidità assiale a livelli di deformazione elevati.

E' necessario però indagare le conseguenze che un aumento di freccia ha sul comportamento globale dell'elemento stesso, in particolare sul ramo iniziale e quindi sulla pendenza del primo tratto del comportamento forza – spostamento, ovvero sulla rigidità elastica iniziale, al fine di determinarla si ricorre al Principio dei Lavori Virtuali, col quale si calcola la rigidità alla traslazione orizzontale del dispositivo, mettendo in evidenza quali siano i parametri che la determinano.

Gli elementi impiegati nell'Ospedale Maggiore hanno forma sinusoidale, il nuovo elemento verrà scelto di forma parabolica.

La forma parabolica permette di poter affrontare adottare in maniera più rigorosa il procedimento per la determinazione della rigidità alla traslazione orizzontale che nel capitolo 2 era stata usata per gli elementi di forma sinusoidale in maniera approssimata.

Per applicare il PLV si calcola la forza dovuta alla traslazione unitaria dell'estremo di un arco parabolico.

Si fa riferimento alle indicazioni per il calcolo della rigidità alla traslazione orizzontale di un arco parabolico riportate nel volume secondo del Belluzzi [12].

Tenendo conto della deformabilità assiale e della deformabilità tagliante dell'elemento si imposta il calcolo:

$$1 \cdot \Delta l = \int_{\text{arco}} M' \frac{M}{EJ} ds + \int_{\text{arco}} N' \frac{N}{EA} ds + \int_{\text{arco}} \chi T' \frac{T}{GA} ds \quad (5.1)$$

In una sezione generica dell'arco si ha:

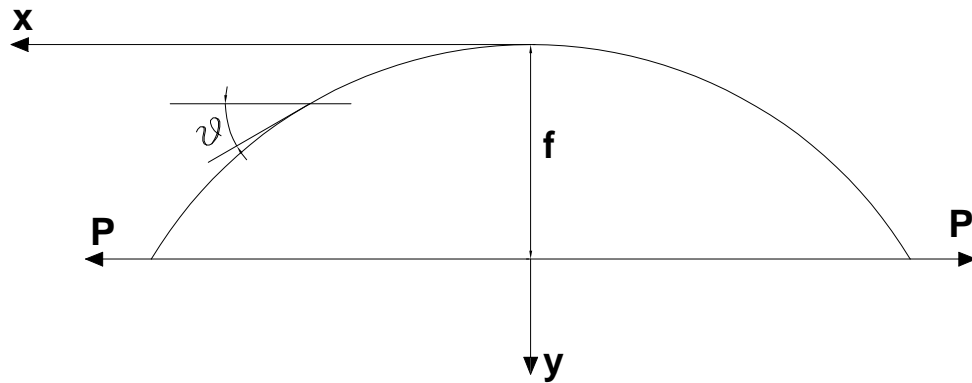


Figura 5.2 – Andamento dell'asse e relativo sistema di riferimento – sistema reale

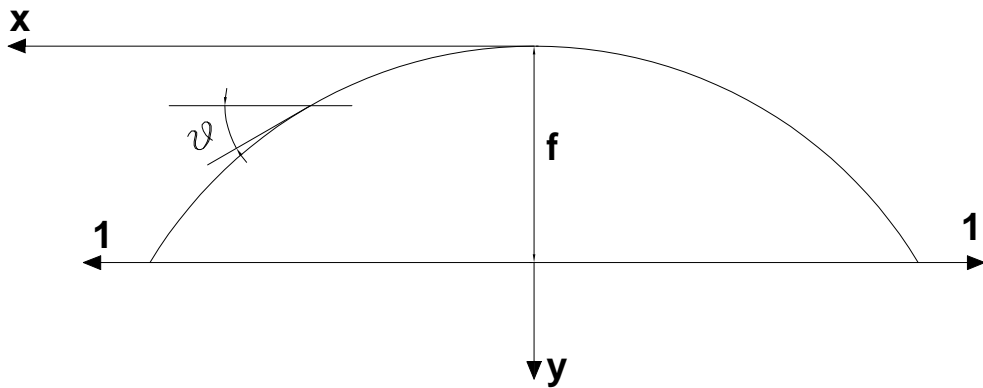


Figura 5.3 – Andamento dell'asse e relativo sistema di riferimento – sistema fittizio

Nel sistema reale:

$$M = P(y_a - y), \quad N = P \cos \vartheta, \quad T = P \sin \vartheta \quad (5.2)$$

Nel sistema fittizio:

$$M' = 1(y_a - y), \quad N' = 1 \cos \vartheta, \quad T' = 1 \sin \vartheta \quad (5.3)$$

Inoltre: $dy = dx \operatorname{tg} \vartheta$

Quindi se $A = A_c / \cos \vartheta$, $J = J_c / \cos \vartheta$ si ottiene:

$$\Delta l = 2 \frac{P}{EJ_c} \int_0^{l/2} (y_a - y)^2 dx + 2 \frac{P}{EA_c} \int_0^{l/2} \cos^2 \vartheta dx + 2 \frac{P\chi}{GA_c} \int_0^{l/2} \operatorname{sen}^2 \vartheta dx \quad (5.4)$$

Dall'equazione della parabola $y = 4fx^2 / l^2$ risulta $dy / dx = \operatorname{tg} \vartheta = 8fx / l^2$ per cui si ha:

$$\cos^2 \vartheta = \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \vartheta} = \frac{1}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} \quad \operatorname{sen}^2 \vartheta = \frac{\operatorname{tg}^2 \vartheta}{1 + \operatorname{tg}^2 \vartheta} = \frac{64f^2 x^2 / l^4}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} \quad (5.5)$$

Sostituendo si ottiene:

$$\begin{aligned} \Delta l &= 2 \frac{Pf^2}{EJ_c l^4} \int_0^{l/2} (l^2 - 4x^2)^2 dx + 2 \frac{P}{EA_c} \int_0^{l/2} \frac{dx}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} + 2 \frac{P\chi}{GA_c} \int_0^{l/2} \frac{64f^2 x^2 / l^4}{1 + 64f^2 x^2 / l^4} dx = \\ &= \frac{8Plf^2}{15EJ_c} + \frac{Pl}{EA_c} \cdot \frac{l}{4f} \operatorname{arctg} \frac{4f}{l} + \frac{\chi Pl}{GA_c} \left(1 - \frac{l}{4f} \operatorname{arctg} \frac{4f}{l} \right) \end{aligned} \quad (5.6)$$

Infatti ponendo $c = \frac{8f}{l^2}$, il secondo ed il terzo integrale diventano:

$$\int_0^{l/2} \frac{dx}{1 + c^2 x^2} = \left(\frac{1}{c} \operatorname{arctg}(cx) \right)_0^{l/2} = \frac{1}{c} \operatorname{arctg} \left(\frac{cl}{2} \right) \quad (5.7)$$

$$\int_0^{l/2} \frac{c^2 x^2}{1 + c^2 x^2} dx = \int_0^{l/2} \frac{1 + c^2 x^2 - 1}{1 + c^2 x^2} dx = \frac{l}{2} - \left(\frac{1}{c} \operatorname{arctg}(cx) \right)_0^{l/2} = \frac{l}{2} - \frac{1}{c} \operatorname{arctg} \left(\frac{cl}{2} \right) \quad (5.8)$$

Tenendo conto dei seguenti sviluppi in serie:

$$\operatorname{arctg} \alpha = \alpha - \frac{\alpha^3}{3} + \frac{\alpha^5}{5} - \dots \quad \frac{1}{\alpha} \operatorname{arctg} \alpha = 1 - \frac{\alpha^2}{3} + \frac{\alpha^4}{5} - \dots \quad (5.9)$$

E sostituendoli nell'espressione (5.6) e svolgendo i calcoli si ha:

$$\Delta l = \frac{8Plf^2}{15EJ_c} + \frac{Pl}{EA_c} \left(1 - \frac{16f^2}{3l^2} \right) + \frac{\chi Pl}{GA_c} \frac{16f^2}{3l^2} \quad (5.10)$$

Si ottiene la rigidezza, ponendo $\rho^2 = \frac{J_c}{A_c}$ e $\chi E / G = 3$:

$$K_{trasl} = \frac{EJ_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \quad (5.11)$$

La formula ottenuta mette in evidenza quali sono i parametri che regolano la rigidezza dell'elemento ovvero la sezione dell'elemento e la freccia, quindi sarà su questi due parametri che si dovrà agire per poter calibrare correttamente la rigidezza dell'elemento.

In particolare la rigidezza è inversamente proporzionale al quadrato della freccia, mentre è direttamente proporzionale al momento d'inerzia della sezione, si può quindi concludere che un aumento di freccia comporterà una diminuzione sostanziale della rigidezza iniziale che deve essere gestito con un aumento della sezione dell'elemento scelto.

5.1.3 Determinazione del comportamento forza spostamento dell'elemento di collegamento

Dalle assunzioni fatte in precedenza e dai dati a disposizione in merito agli spostamenti richiesti si può pertanto pervenire alla determinazione del comportamento dell'elemento di collegamento.

La sezione scelta è di 10 cm per 10 cm, il materiale Fe430 e la freccia scelta è pari a 40 cm. Sulla base di queste informazioni, mediante la formula per la determinazione della rigidezza, si perviene ad un valore di circa 1507 t/m, questo valore va raddoppiato poiché come nello schema originale verranno disposti due link accoppiati fra loro.

Questa configurazione geometrico meccanica può quindi essere assunta come valida, ovviamente è necessario svolgere una simulazione in incremento di spostamento, sia in compressione che in trazione, per definire compiutamente il comportamento dell'elemento e riuscire quindi a validare definitivamente l'elemento scelto.

Le analisi sono state svolte su un modello tridimensionale dell'elemento considerando la non linearità geometrica e materiale. Si riporta l'immagine del modello tridimensionale costruito (figura 5.4).

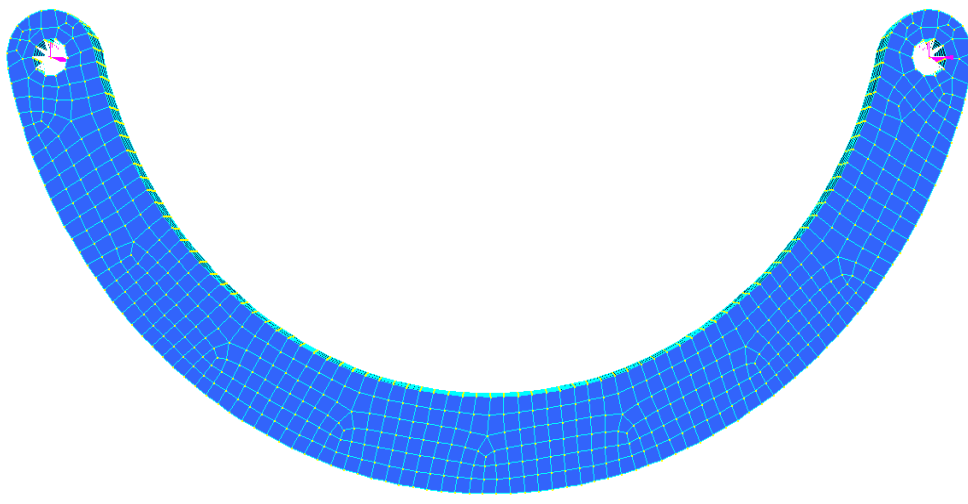


Figura 5.4 – Modello tridimensionale costruito per determinarne il legame Forza-spostamento

Nella figura 5.5 si riporta il confronto fra il comportamento in trazione dell'elemento M2 ed il comportamento in trazione del nuovo elemento individuato.

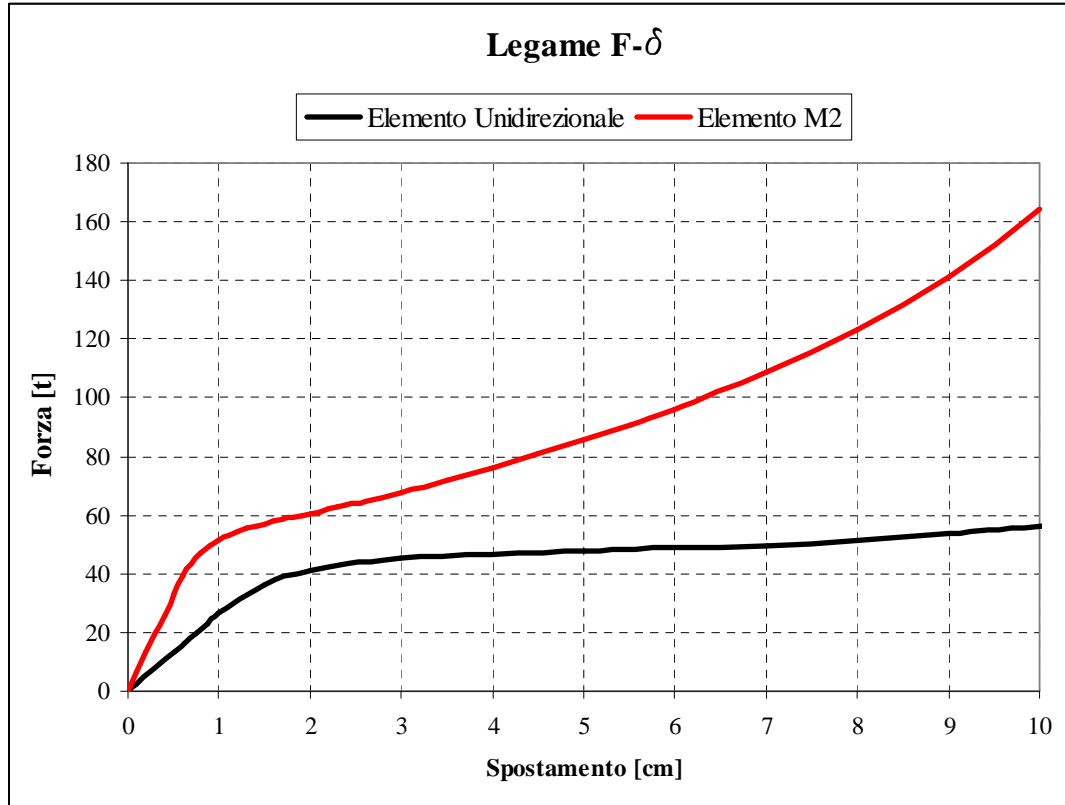


Figura 5.5 – Risultati della simulazione numerica svolta, confronto fra il comportamento in trazione dell'elemento M2 con l'elemento parabolico individuato

Si nota come l'aumento di freccia faccia conseguire in maniera soddisfacente l'obiettivo di ridurre l'influenza della rigidità assiale dell'elemento sul comportamento in trazione, tuttavia allo stesso tempo si riscontra una diminuzione della rigidità iniziale, che all'incirca risulta dimezzata, il livello di primo snervamento avviene per una forza di circa 40 t in corrispondenza di uno spostamento di circa 2 cm.

Le conseguenze della diminuzione della rigidità iniziale andranno attentamente valutate durante la fase di analisi della risposta sismica della struttura in particolare rilevando quali saranno gli spostamenti relativi fra nuclei e telai per sismi di media e bassa intensità, in particolare per lo SLD.

5.1.3.1 Linearizzazione del comportamento degli elementi

Si riportano di seguito le linearizzazioni effettuate sui risultati del legame forza spostamento degli elementi sia in trazione che in compressione (figg.5.6 e 5.7) affinché il comportamento ricavato possa essere implementato nel modello tridimensionale agli elementi finiti dell'Ospedale Maggiore attraverso elementi a comportamento non lineare denominati 'nlink'.

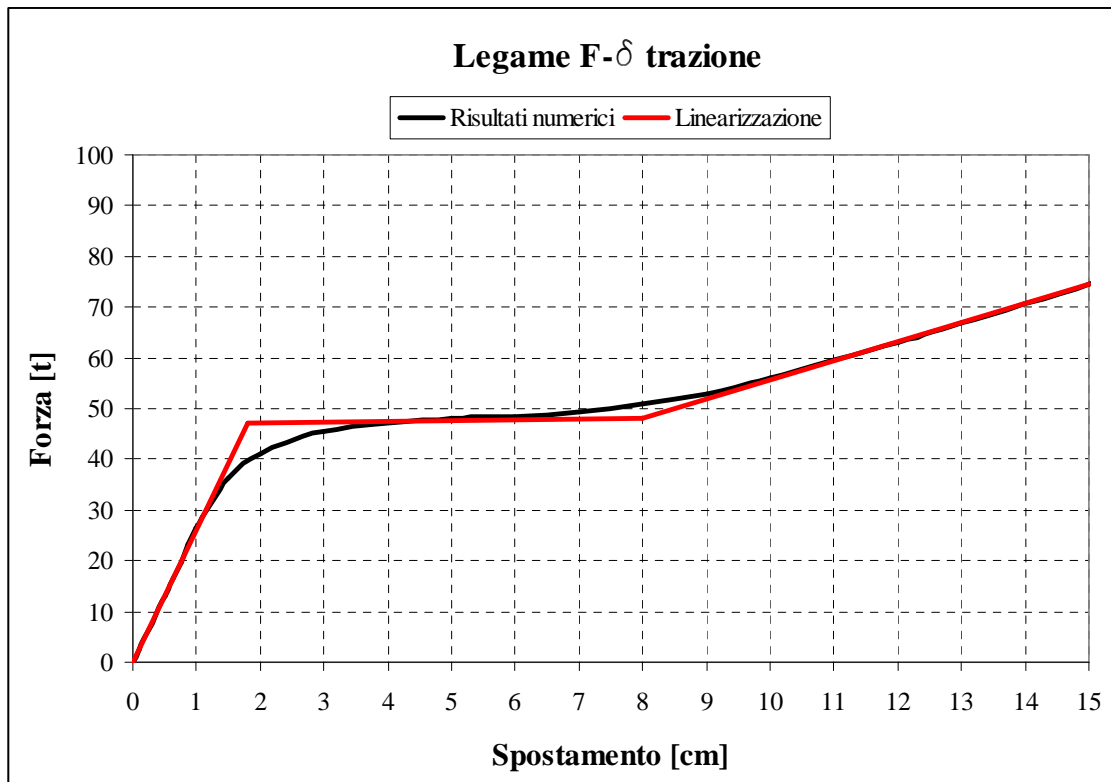


Figura 5.6 – Legame costitutivo Forza – spostamento in trazione del modello di link individuato e relativa linearizzazione

Il legame forza – spostamento ricavato in caso di compressione (figura 5.7) è assimilabile ad un comportamento elasto plastico ideale, lo snervamento è raggiunto per una forza di circa 47 t, successivamente l'incremento di spostamento avviene praticamente senza incremento di forza.

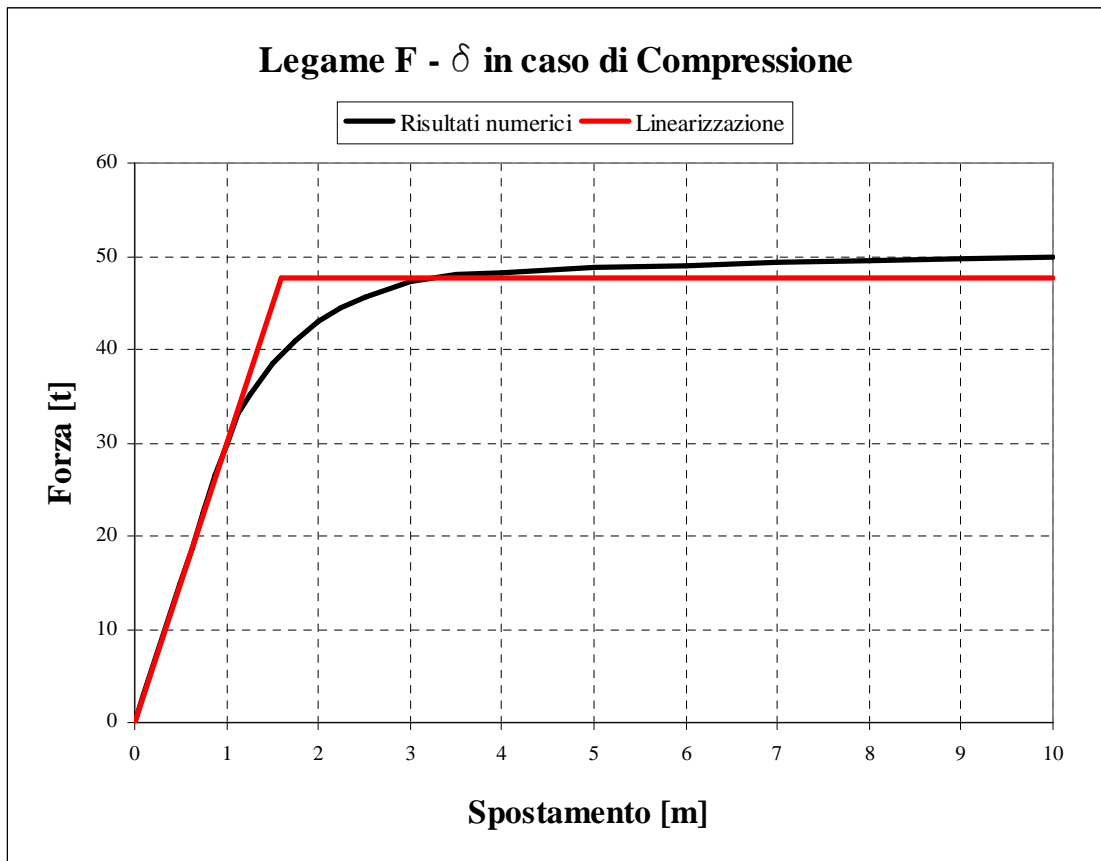


Figura 5.7 – Legame costitutivo Forza – spostamento in compressione del modello di link individuato, il comportamento individuato è assimilabile ad un comportamento bi-lineare elastico

5.2 Risultati delle analisi non lineari Time History

Sono state svolte analisi non lineari di tipo time history sul modello tridimensionale della struttura sottoponendola a livelli di intensità sismica crescenti per avere un quadro completo del comportamento della struttura non limitandosi ai quattro stadi di intensità sismica individuati dagli stati limite individuati dalla Normativa vigente.

A tale scopo sono stati scalati i sette accelerogrammi individuati nel cap.4 per lo SLV a livelli crescenti di intensità sismica partendo da un minimo di 0,1g procedendo per incrementi di 0,05g fino a 0,5 g.

Si è pertanto osservato il comportamento della struttura, rilevando gli andamenti del taglio e del momento alla base in funzione del livello di intensità sismica crescente.

Il taglio ed il momento alla base considerati anche in questo caso sono quelli relativi ai due nuclei controventanti, infatti sono i due nuclei che assorbono la quota parte maggiore di momento e taglio alla base provocati dall'azione dinamica del sisma.

E' stato stimato, dato poi confermato dai risultati delle analisi, che circa l'85% del complessivo taglio e momento alla base provocati dall'azione sismica è affidato ai due nuclei di controventamento.

Il calcolo dei momenti e dei tagli sui due nuclei è stato effettuato registrando le reazioni vincolari verticali sugli incastri alla base dei due elementi.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi condotte.

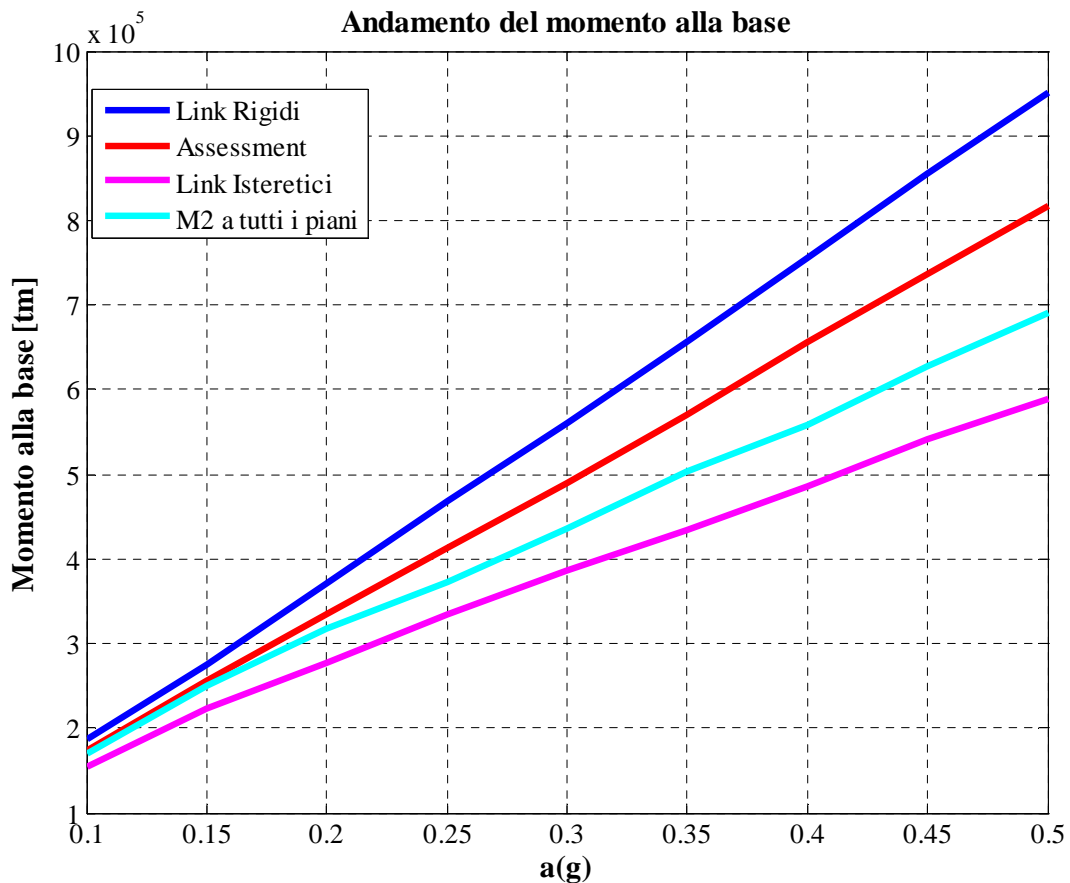


Figura 5.8 – Andamento del momento alla base, confronto fra link infinitamente rigidi, assessment della struttura con link deformabili e link a comportamento trilineare

Il momento alla base fa registrare una diminuzione di circa il 10% a 0,15g nel caso di disposizione di link M2 a tutti i piani, mentre la riduzione nel caso di disposizione di link isteretici unidirezionali a 0,15g è circa del 19%.

A 0,35g le riduzioni nel caso di elementi M2 a tutti i piani e di link isteretici unidirezionali sono rispettivamente del 25% e del 35% (fig. 5.8).

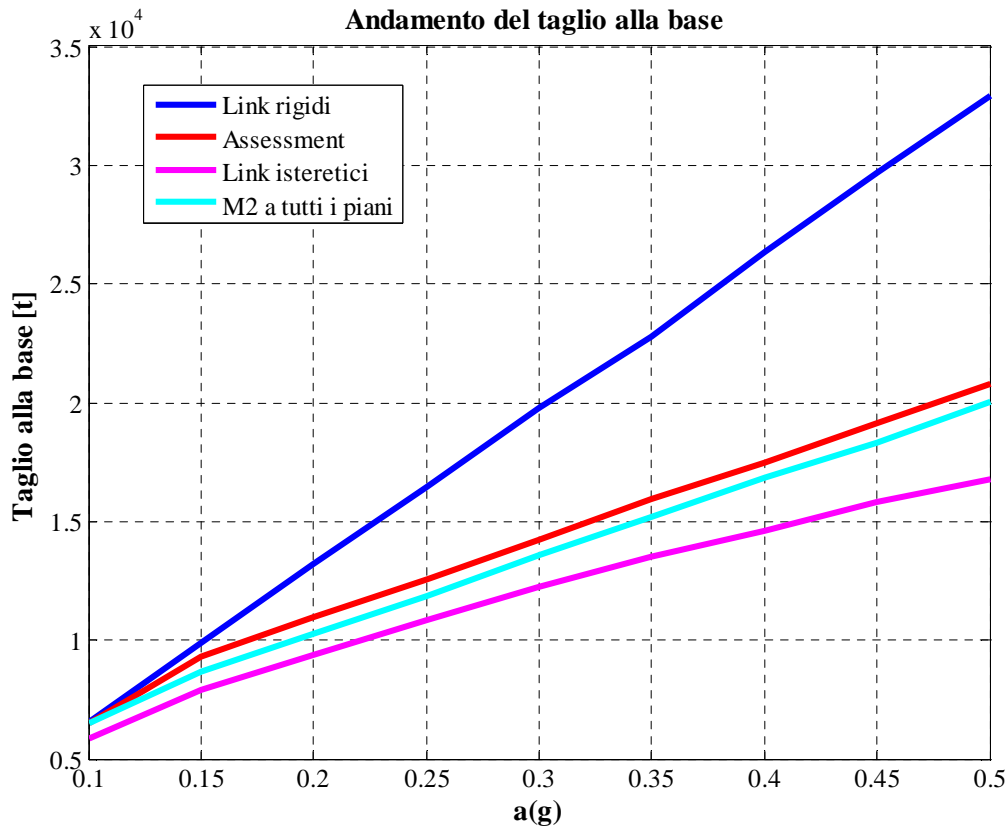


Figura 5.9 – Andamento del taglio alla base, confronto fra link infinitamente rigidi, assessment della struttura con link deformabili e link a comportamento trilineare

Il taglio alla base fa registrare una diminuzione di circa il 12% a 0,15g nel caso di disposizione di link M2 a tutti i piani rispetto al caso di link infinitamente rigidi, mentre la riduzione nel caso di disposizione di link isteretici unidirezionali a 0,15g è circa del 20%.

A 0,35g le riduzioni nel caso di elementi M2 a tutti i piani e di link isteretici unidirezionali, sempre riferite al caso di link infinitamente rigidi, sono rispettivamente del 33% e del 40% (fig. 5.9).

Si può concludere che il sistema di collegamento individuato determina una riduzione delle sollecitazioni rispetto al caso di link M2 disposti a tutti i piani dell'ordine del 10-15%, una riduzione importante inoltre avviene per livelli di intensità sismica medio bassi, questo è imputabile alla diminuzione della rigidità iniziale dei dispositivi di collegamento rispetto ai dispositivi di tipologia M2. Una comprensione più approfondita del comportamento rilevato è possibile attraverso l'analisi dei profili di deformazione dei link ai vari piani.

5.2.1 Profili di deformazione nel sistema di collegamento

Si riportano i profili di spostamento relativo fra nuclei ed impalcati, l'analisi dei risultati ottenuti ci può far capire come i link isteretici che abbiamo inserito si comportino effettivamente.

L'osservazione di risultati (figg. 5.10 e 5.11) evidenzia anzi tutto che anche in questo caso sono i link disposti ai piani bassi a deformarsi di più per le motivazioni illustrate nel capitolo precedente.

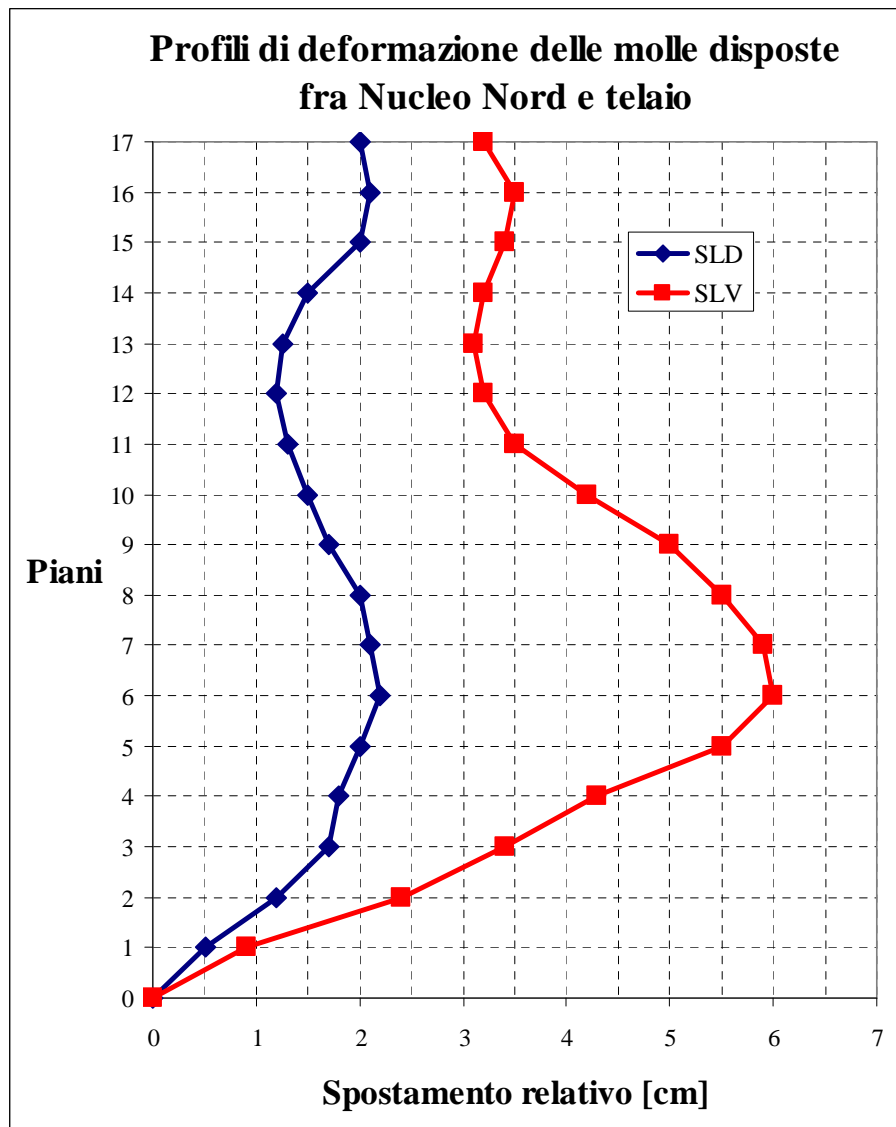


Figura 5.10 – Profili di deformazione nei link disposti fra Nucleo Nord e telaio

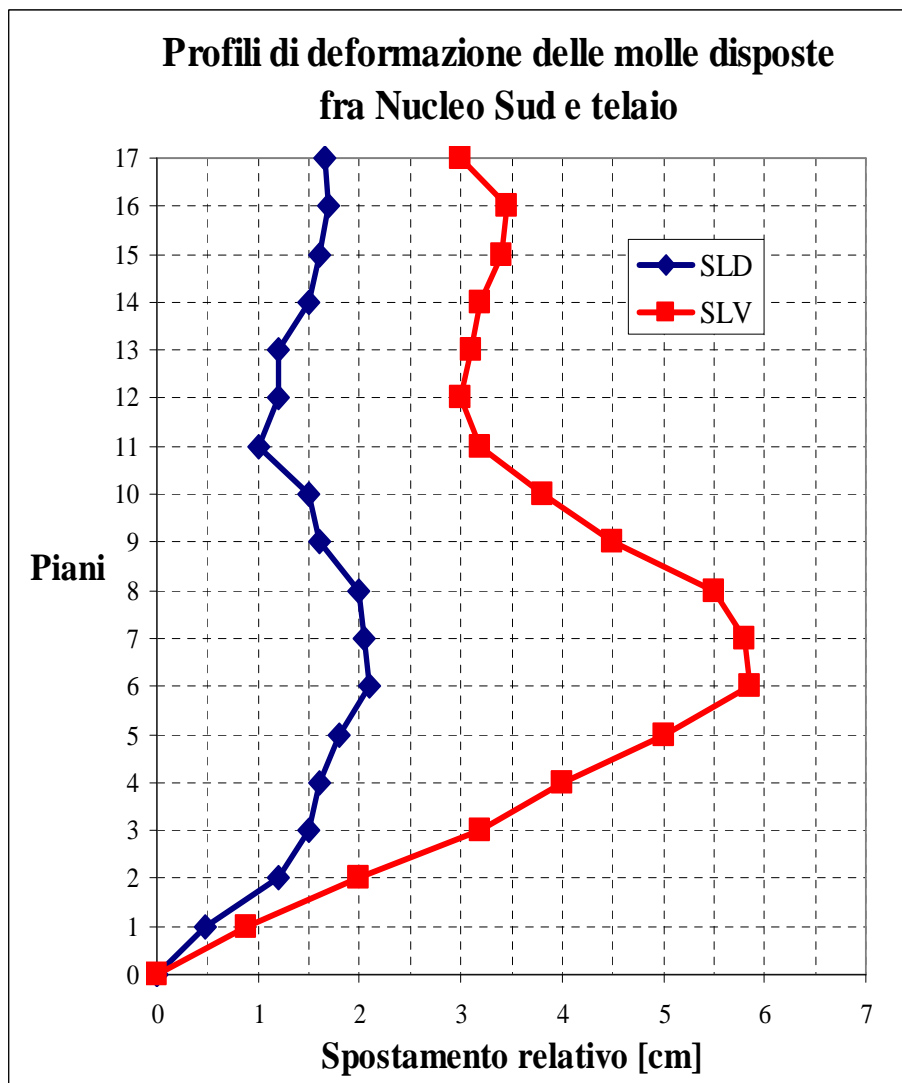


Figura 5.11 – Profili di deformazione nei link disposti fra Nucleo Nord e telaio

Rispetto al caso di disposizione di link M2 a tutti i piani si osserva un aumento dello spostamento massimo raggiunto nei connettori, infatti ricordiamo che allo SLV il massimo spostamento nel caso di link m2 a tutti i piani è di circa 4 cm, mentre in questo caso si raggiungono i 6 cm. Lo spostamento aumenta di circa il 50%, non raggiunge valori elevati, ma è comunque una testimonianza del maggior livello deformativo raggiunto nel sistema di collegamento.

Per quanto riguarda lo SLD si vede che gli elementi raggiungono e superano di poco lo snervamento, rispetto al caso con disposizione di soli elementi M2 gli spostamenti sono più alti poiché la rigidezza dell'elemento è inferiore rispetto a quella degli elementi M2.

Allo SLD gli spostamenti raggiunti sono maggiori rispetto a quelli raggiunti con elementi M2, l'escursione in campo plastico è decisamente maggiore.

5.3 Determinazione di un metodo semplificato di calcolo del momento e del taglio alla base dei nuclei di controventamento.

Si ricerca ora di definire un metodo di calcolo semplificato del momento e del taglio alla base dei nuclei di controventamento, che possa essere applicato sia in fase di progettazione che di verifica dei risultati delle analisi Time History.

La possibilità di individuare questo metodo deriva dal comportamento dei dispositivi di collegamento.

Infatti il legame forza spostamento caratterizzato da un tratto dove si sviluppano forti deformazioni plastiche senza incremento di forza ci permette di considerare note le forze che il telaio trasmette al nucleo.

La determinazione della ripartizione delle forze fra telaio e nuclei di controventamento non è facilmente determinabile, solo nel caso di link infinitamente rigidi si può far ricorso alla formulazione della ripartizione delle sollecitazioni fra nuclei controventanti e telaio degli alti edifici.

Nel caso specifico di studio la possibilità di conoscere le forze trasmesse dal telaio fa sì che scegliendo opportunamente l'azione sismica da assegnare al nucleo controventante il sistema di controventamento possa essere sostanzialmente assimilato ad una mensola soggetta alle forze di snervamento del sistema di collegamento e all'azione sismica.

Il calcolo delle sollecitazioni alla base con la finalità del dimensionamento si presenterebbe quindi estremamente semplificato.

5.3.1 Calcolo dell'azione sismica da assegnare al nucleo: l'analisi statica equivalente

Per raggiungere l'obiettivo proposto bisogna essere in grado di stimare le sollecitazioni dovute al sisma che si scaricano sul nucleo, non sono infatti sufficienti le sole azioni orizzontali trasmesse dal telaio a definire le azioni a cui è sottoposto il nucleo.

A questo proposito si pensa di ricorrere alle indicazioni dell'analisi statica equivalente per avere una stima dell'azione sismica sul nucleo.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot \left(\frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) \quad (5.12)$$

dove:

$$F_h = \left(S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \right) \quad (5.13)$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 1

g è l'accelerazione di gravità.

$$F_i = \left(S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \right) \cdot \left(\frac{z_i W_i}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) \quad (5.14)$$

Ponendo $S_d(T_1) = \bar{a}$ si ottiene:

$$F_i = \left(\bar{a} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{g} \cdot \lambda \right) \cdot \left(\frac{z_i W_i}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) = \left(\bar{a} \cdot \frac{\lambda}{g} \right) \cdot \left(\frac{z_i \sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) \cdot W_i \quad (5.15)$$

Si può osservare che:

$$\left(\frac{z_i \sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j W_j} \right) = \frac{1}{z_G} \quad (5.16)$$

dove z_G è la quota del baricentro della struttura.

$$F_i = \lambda \cdot \bar{a} \cdot \left(\frac{z_i}{z_G} \right) \cdot \frac{W_i}{g} \quad (5.17)$$

Si pone $\frac{z_i}{z_G} = \varphi(z_i)$

In definitiva si ottiene quindi che le forze di piano sono pari a:

$$F_i = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \varphi(z_i) \cdot W_i \quad (5.18)$$

Il coefficiente $\varphi(z_i)$ risulta essere:

- > 1 se $z_i > z_G$
- $= 1$ se $z_i = z_G$
- < 1 se $z_i < z_G$

Si può quindi osservare che la distribuzione delle forze di piano è proporzionale all'altezza e che esse variano linearmente con essa.

5.3.2 Applicazione dell' ASE al case study specifico per la determinazione delle sollecitazioni sismiche sui nuclei di controventamento

L'ASE è stata applicata al case study specifico per poter determinare le sollecitazioni sismiche agenti sul nucleo e avere quindi la possibilità di definire uno strumento progettuale semplice per la definizione con un'analisi statica delle sollecitazioni agenti sui nuclei.

Per poter calcolare le forze corrispondenti all'i-esimo piano si è determinata la massa di ciascun piano e $S_a(T_1)$ ovvero l'ordinata dello spettro di risposta di progetto in corrispondenza del 1° modo di vibrare.

Visto che le analisi time History sono state svolte scalando i 7 accelerogrammi, identificati nella sezione 4.1.3 a PGA crescenti da un minimo di 0,1 g fino ad un massimo di 0,5g, per determinare l'ordinata dello spettro di risposta corrispondente al primo modo di vibrare lo spettro di risposta individuato per lo SLV è stato scalato alle diverse PGA.

Necessario era poi scegliere il periodo del primo modo di vibrare, considerando che i nuclei sono collegati al telaio il periodo da prendere in considerazione è quello individuato con l'analisi modale in corrispondenza della direzione Nord Sud, direzione nella quale sono state svolte le analisi. È stato pertanto determinato il set di forze statiche da applicare al singolo nucleo al fine del suo dimensionamento (figura 5.12).

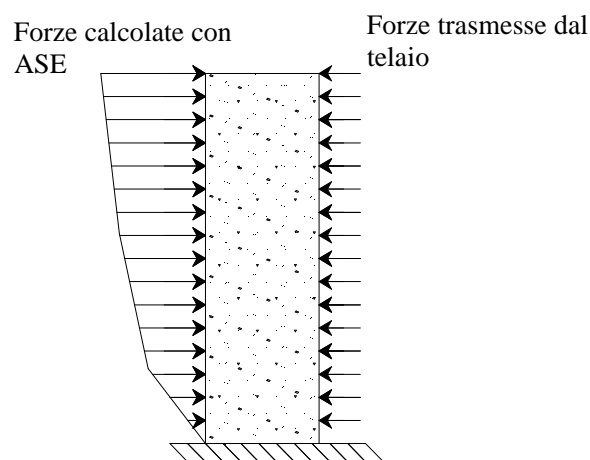


Figura 5.12 – Rappresentazione delle azioni agenti su ciascun nucleo

5.3.4 Analisi dei risultati

L'osservazione dei risultati conduce a considerazioni interessanti, sia per il taglio che per il momento alla base infatti si registrano le diminuzioni osservate nei casi precedenti, per i livelli di intensità sismica più bassi non si ha coincidenza di valori per taglio e momento alla base come invece accadeva nel caso dell'assessment della struttura, ciò è dovuto al fatto che la rigidità degli elementi considerati in queste analisi è inferiore rispetto a quelle degli elementi inseriti nella struttura reale.

Si intuisce comunque che lo snervamento degli elementi di collegamento avviene all'incirca per $a(g)$ di 0,15g, da questo livello di intensità sismica in poi la riduzione percentuale delle sollecitazioni infatti è sempre maggiore.

Dopo lo snervamento degli elementi di collegamento i valori di taglio e momento fanno registrare comunque degli incrementi, questo risultato potrebbe risultare inaspettato in quanto dal telaio vengono trasmesse forze costanti pari alla forza di snervamento degli elementi di collegamento. L'aumento del momento e del taglio alla base sono pertanto da imputare al momento sismico dei nuclei, i due nuclei in c.a. hanno infatti una massa notevole, circa di 1100 t per il nucleo Nord e circa 900 t per il nucleo Sud, se comparata a quella dell'intera struttura che è di circa 5500 t. Si può pertanto comprendere come l'effetto che il sisma ha sul sistema costituito dai due nuclei non si può trascurare e determina un aumento del taglio e del momento anche se dal telaio vengono trasmesse forze costanti.

Il confronto con l'ASE conferma quanto è stato precedentemente esposto, in particolare sotto l'ipotesi di forze costanti trasmesse dal telaio, si conferma essere uno strumento di calcolo semplice ed efficace per la determinazione delle sollecitazioni alla base dei nuclei controventanti (figg. 5.13 e 5.14).

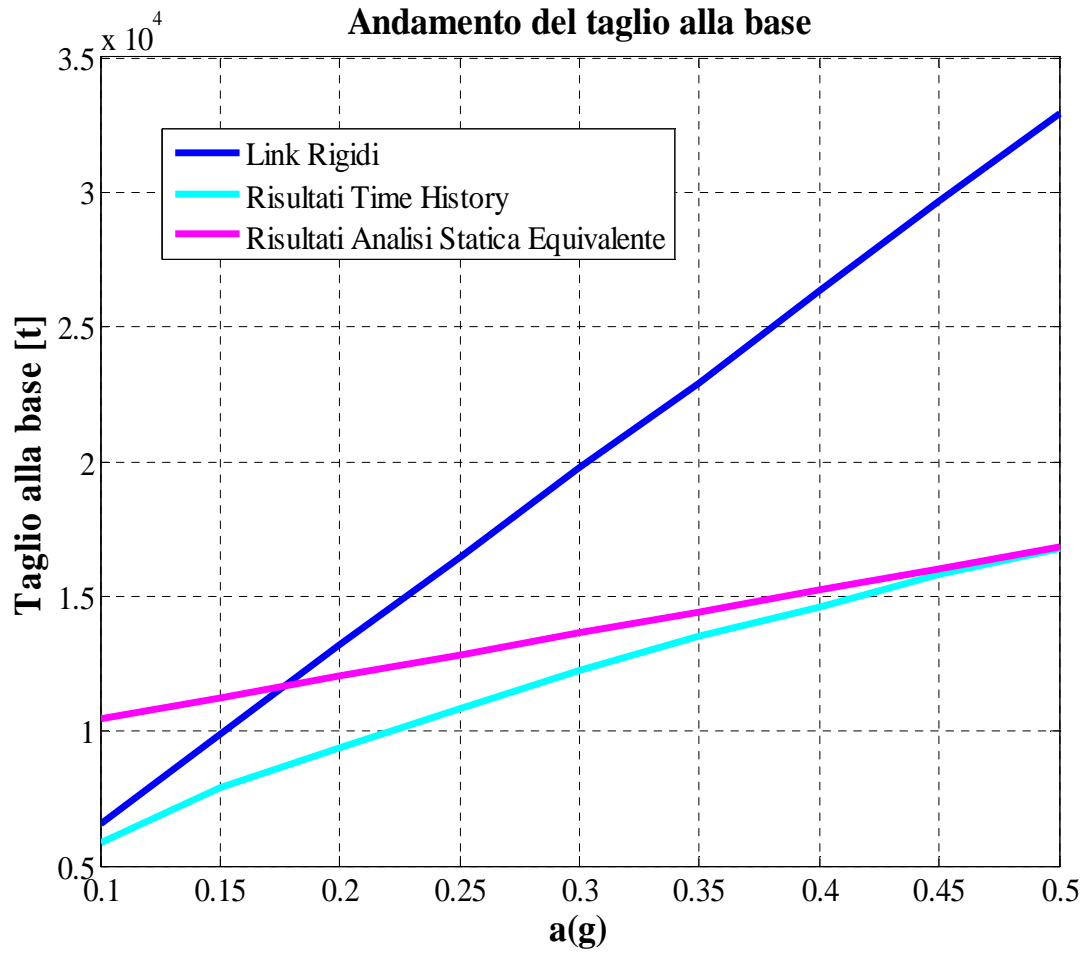


Figura 5.13 – Andamento del taglio e confronto con i risultati dell'analisi statica equivalente

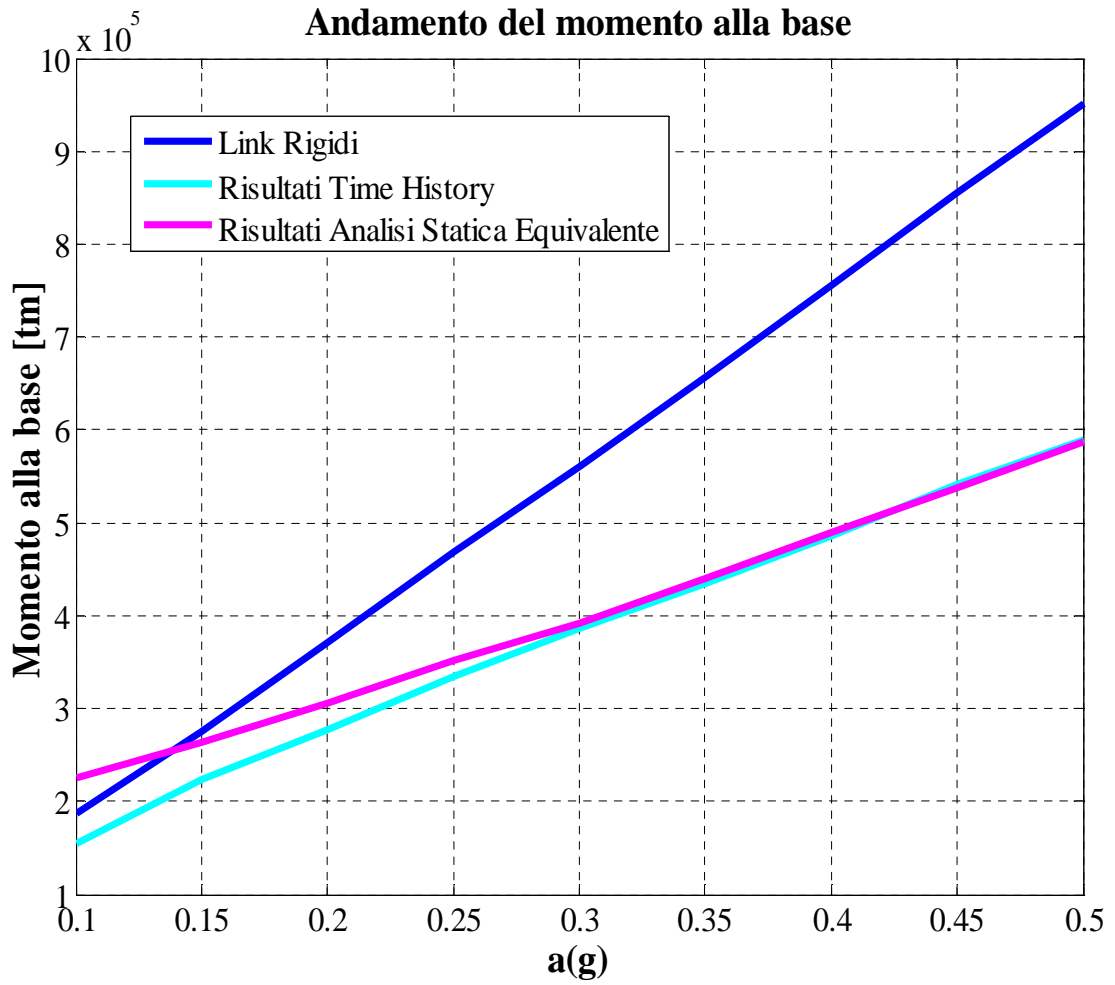


Figura 5.14 – Andamento del momento alla base e confronto con i risultati dell'analisi statica equivalente

5.4 DEFINIZIONE DI UN LINK DISSIPATIVO ISTERETICO MULTIDIREZIONALE

5.4.1 Impostazione del problema

Si vuole indagare la possibilità di definire un link che sia in grado di esplicare le proprietà messe in evidenza nei capitoli precedenti non solo in un'unica direzione, e che quindi sia in grado di trasmettere all'elemento di controventamento forze inferiori in tutte le direzioni, dissipando l'energia cinetica trasmessa dal sisma sia in direzione Nord Sud che in direzione Est Ovest.

L'intento è quello di identificare il sistema di collegamento tra controventamenti e telaio come un sistema di protezione sismica della struttura, che non abbia quindi la sola finalità di controllo delle variazioni termiche relative fra nuclei ed impalcati, ma che rivesta un ruolo fondamentale nella mitigazione degli effetti del sisma.

Inoltre si può identificare un'ulteriore problematica che ha un risvolto puramente architettonico e costruttivo, infatti abbiamo visto che per incrementare le capacità isteretiche dei link è necessario aumentarne la freccia, l'ingombro verticale dei link potrebbe quindi essere eccessivo se questi debbono essere disposti in verticale come nel progetto originale.



Figura 5.15 – Link dissipativo isteretico multidirezionale

Per raggiungere questi obiettivi si prende spunto da dissipatori isteretici in acciaio tutt'ora in uso in particolare come appoggi da ponte (fig. 5.15), tali dispositivi vengono disposti fra l'impalcato e le pile con lo scopo di dissipare energia con i movimenti relativi dell'impalcato rispetto alla pila stessa attraverso la deformazione degli elementi metallici disposti radialmente. Tali elementi, denominati a 'falce di luna', sono disposti radialmente, le loro estremità sono incernierate ad un perno centrale e sulla periferia del dispositivo, il perno centrale è libero di muoversi in tutte le direzioni e quindi di coinvolgere le deformazioni degli elementi radiali. La particolare disposizione degli elementi fa in modo che il dispositivo abbia lo stesso comportamento in tutte le direzioni.

Tali dispositivi devono però anche essere progettati per sopportare lo sforzo normale trasmesso dall'impalcato del ponte.

Nella concezione innovativa con cui si tenta di disporli all'interno della struttura tali dispositivi verrebbero sollecitati soltanto dai movimenti relativi fra nuclei e telaio, pertanto dovrebbero essere dimensionati soltanto per sostenere le forze orizzontali trasmesse, in questo modo si potrebbe avere una semplificazione delle tecnologie costruttive adottate per il loro dimensionamento.

Nella figura 5.16 si presenta come tali dispositivi potrebbero essere inseriti all'interno della struttura.

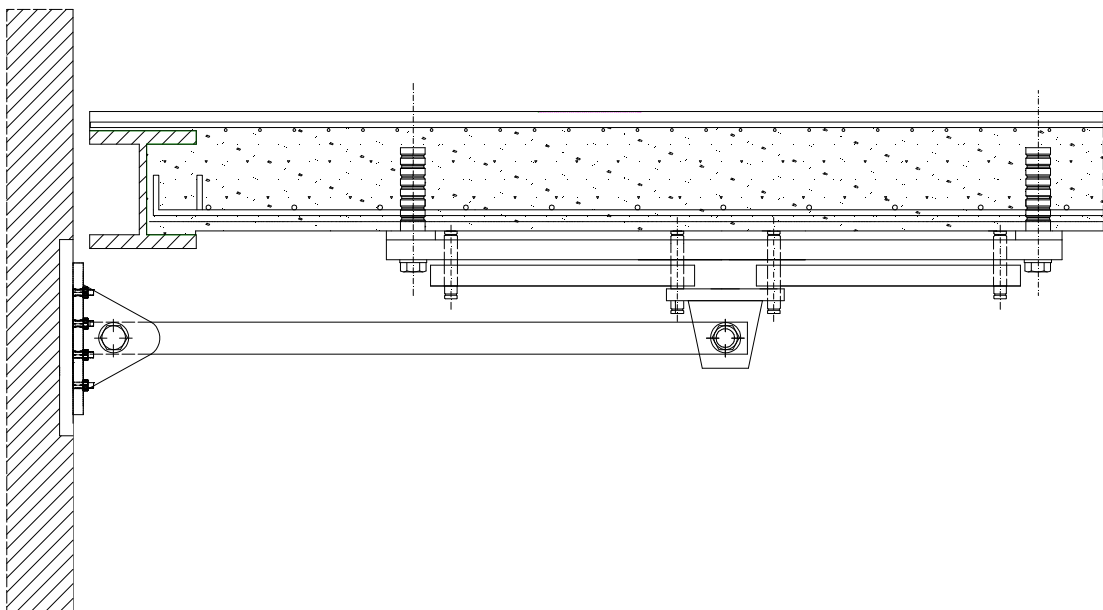


Figura 5.16 – Posizionamento del dispositivo fra nucleo ed impalcato

Si riporta inoltre una vista in pianta dell'elemento (fig. 5.17).

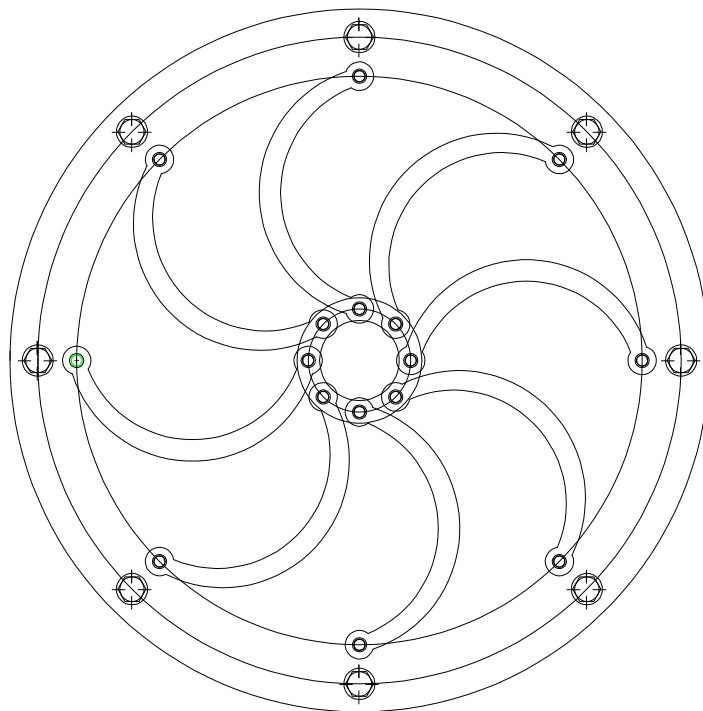


Figura 5.17 – Vista dall'alto del dispositivo

5.4.2 Determinazione della rigidità elastica dell'elemento

Come nel caso dell'elemento unidirezionale è necessario stimarne la rigidità iniziale alla traslazione orizzontale al fine di operarne un corretto dimensionamento.

Anche in questo caso si deve ricorrere al PLV applicandolo a ciascun elemento, tenendo conto che ciascuno contribuirà con una determinata quota parte alla determinazione della rigidità complessiva, i singoli elementi sono delle bielle incernierate ai due estremi, la deformazione che chiamerà in causa la rigidità di ciascun elemento sarà quella nella direzione della corda di ciascun elemento parabolico.

Il dispositivo che si vuole studiare in questa sede pertanto sarà composto da otto elementi a falce di luna disposti radialmente come nella figura seguente.

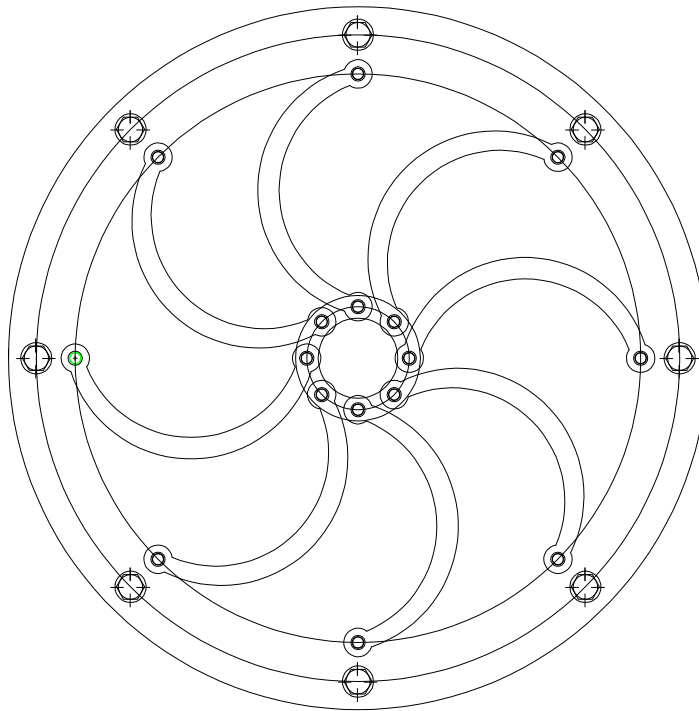


Figura 5.18 – Rappresentazione dell'elemento studiato

La determinazione della rigidità alla traslazione orizzontale complessiva è il risultato della somma delle quattro coppie di elementi che compongono il dispositivo.

Si riporta di seguito il calcolo della rigidezza per ciascuna coppia:

- Coppia disposta in orizzontale

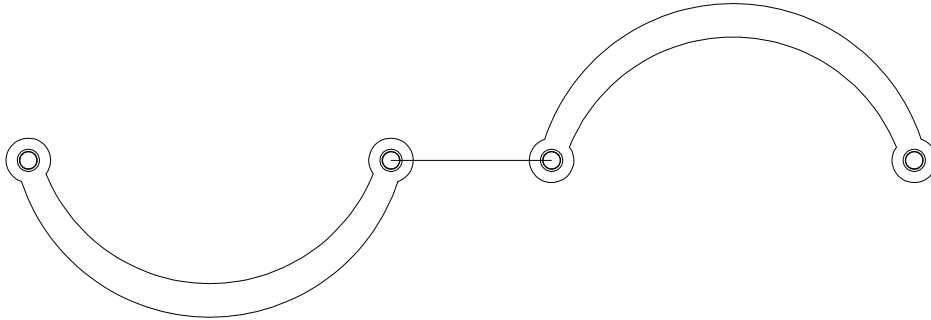


Figura 5.19 – Coppia in direzione orizzontale

In questo caso la determinazione della rigidezza dei due elementi ricalca quella già esposta nel paragrafo in cui si è calcolato la rigidezza alla traslazione orizzontale del singolo elemento.

Si riporta il calcolo tenendo conto che questo è riferito ad un solo elemento mentre la rigidezza della coppia sarà il doppio in quanto i due elementi sono disposti in parallelo.

Per effettuare il calcolo della rigidezza si applica il PLV, calcolando la forza dovuta alla traslazione unitaria dell'estremo di un arco parabolico. Tenendo conto della deformabilità assiale e della deformabilità tagliante la formula del PLV con cui si imposta il calcolo della rigidezza degli elementi è la seguente:

$$1 \cdot \Delta l = \int_{arco} M' \frac{M}{EJ} ds + \int_{arco} N' \frac{N}{EA} ds + \int_{arco} \chi T' \frac{T}{GA} ds \quad (5.19)$$

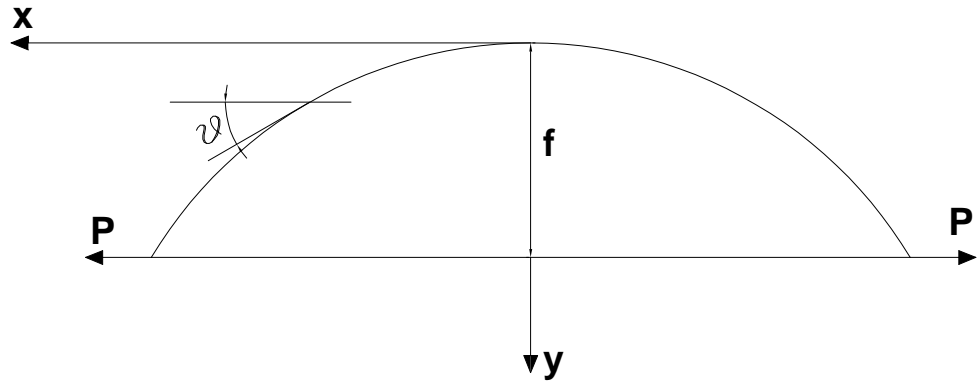


Figura 5.20 – Andamento dell'asse e relativo sistema di riferimento – sistema reale

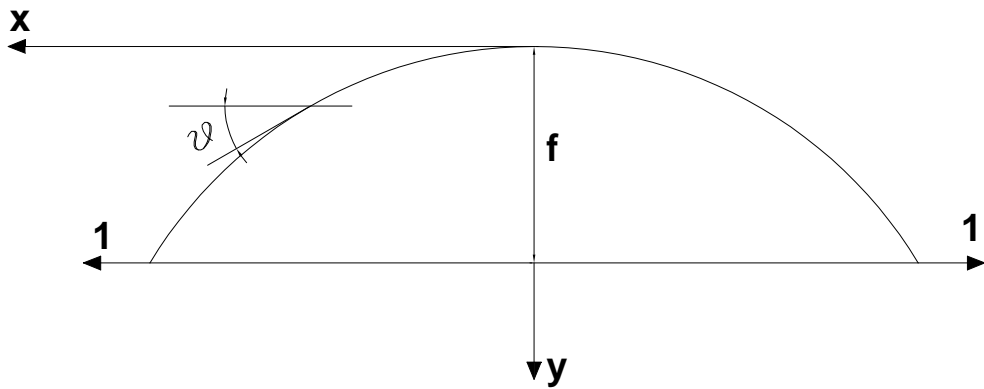


Figura 5.21 – Andamento dell'asse e relativo sistema di riferimento – sistema fittizio

Nel sistema reale:

$$M = P(y_a - y), \quad N = P \cos \vartheta, \quad T = P \sin \vartheta \quad (5.20)$$

Nel sistema fittizio:

$$M' = 1(y_a - y), \quad N' = 1 \cos \vartheta, \quad T' = 1 \sin \vartheta \quad (5.21)$$

Inoltre : $dy = dx \operatorname{tg} \vartheta$

Quindi se $A = A_c / \cos \vartheta$, $J = J_c / \cos \vartheta$ si ottiene:

$$\Delta l = 2 \frac{P}{EJ_c} \int_0^{1/2} (y_a - y)^2 dx + 2 \frac{P}{EA_c} \int_0^{1/2} \cos^2 \vartheta dx + 2 \frac{P\chi}{GA_c} \int_0^{1/2} \sin^2 \vartheta dx \quad (5.22)$$

Dall'equazione della parabola $y = 4fx^2/l^2$ risulta $dy/dx = tg\vartheta = 8fx/l^2$ per cui si ha:

$$\cos^2 \vartheta = \frac{1}{1+tg^2 \vartheta} = \frac{1}{1+64f^2 x^2 / l^4} \quad \text{sen}^2 \vartheta = \frac{tg^2 \vartheta}{1+tg^2 \vartheta} = \frac{64f^2 x^2 / l^4}{1+64f^2 x^2 / l^4} \quad (5.23)$$

Sostituendo si ottiene:

$$\begin{aligned} \Delta l &= 2 \frac{Pf^2}{EJ_c l^4} \int_0^{l/2} (l^2 - 4x^2)^2 dx + 2 \frac{P}{EA_c} \int_0^{l/2} \frac{dx}{1+64f^2 x^2 / l^4} + 2 \frac{P\chi}{GA_c} \int_0^{l/2} \frac{64f^2 x^2 / l^4}{1+64f^2 x^2 / l^4} dx = \\ &= \frac{8Plf^2}{15EJ_c} + \frac{Pl}{EA_c} \cdot \frac{l}{4f} \arctg \frac{4f}{l} + \frac{\chi Pl}{GA_c} \left(1 - \frac{l}{4f} \arctg \frac{4f}{l} \right) \end{aligned} \quad (5.24)$$

Infatti ponendo $c = \frac{8f}{l^2}$, il secondo ed il terzo integrale diventano:

$$\int_0^{l/2} \frac{dx}{1+c^2 x^2} = \left(\frac{1}{c} \arctg(cx) \right)_0^{l/2} = \frac{1}{c} \arctg \left(\frac{cl}{2} \right) \quad (5.25)$$

$$\int_0^{l/2} \frac{c^2 x^2}{1+c^2 x^2} dx = \int_0^{l/2} \frac{1+c^2 x^2 - 1}{1+c^2 x^2} dx = \frac{l}{2} - \left(\frac{1}{c} \arctg(cx) \right)_0^{l/2} = \frac{l}{2} - \frac{1}{c} \arctg \left(\frac{cl}{2} \right) \quad (5.26)$$

Tenendo conto dei seguenti sviluppi in serie:

$$\arctg \alpha = \alpha - \frac{\alpha^3}{3} + \frac{\alpha^5}{5} - \dots \quad \frac{1}{\alpha} \arctg \alpha = 1 - \frac{\alpha^2}{3} + \frac{\alpha^4}{5} - \dots \quad (5.27)$$

Sostituendoli nell'espressione (5.24) e svolgendo i calcoli si ha:

$$\Delta l = \frac{8Plf^2}{15EJ_c} + \frac{Pl}{EA_c} \left(1 - \frac{16f^2}{3l^2} \right) + \frac{\chi Pl}{GA_c} \frac{16f^2}{3l^2} \quad (5.28)$$

Si ottiene la rigidezza, ponendo $\rho^2 = \frac{J_c}{A_c}$ e $\chi E / G = 3$:

$$K_{trasl} = \frac{EJ_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \quad (5.29)$$

- Coppie disposte in diagonale

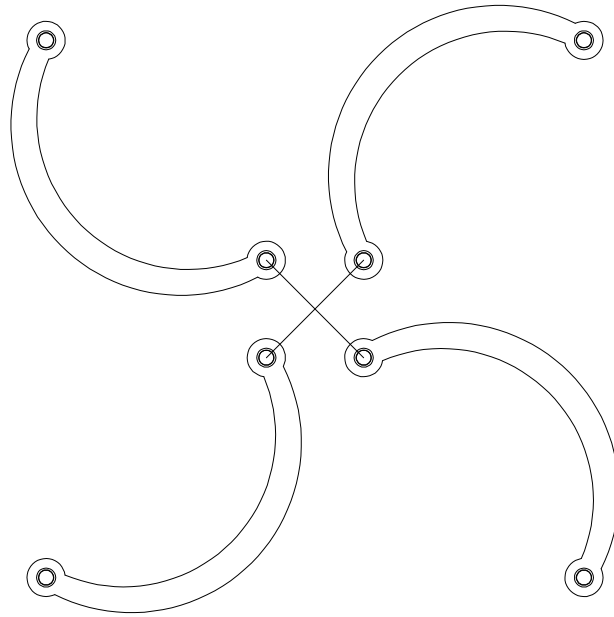


Figura 5.22 – Coppie degli elementi in diagonale

Per determinare la rigidezza dei quattro elementi (vedi fig. 5.22) bisogna calcolare quale sia lo spostamento nella direzione della corda dell'elemento, se lo spostamento unitario è nella direzione orizzontale, per quanto riguarda l'elemento inclinato, lo spostamento che coinvolge la sua rigidezza alla traslazione, sarà quello unitario moltiplicato per il coseno dell'angolo come riportato in figura 5.23.

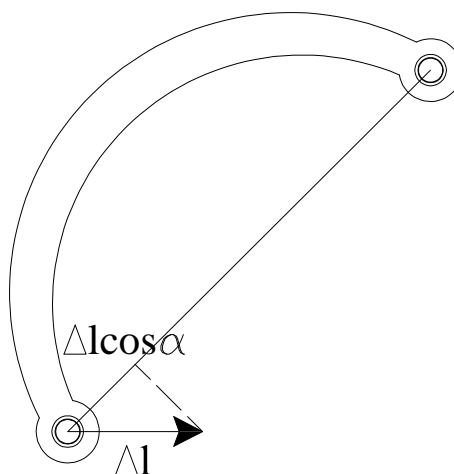


Figura 5.23 – Rappresentazione dell'elemento studiato, e della componente dello spostamento sulla corda dell'elemento.

Individuato lo spostamento, la forza prodotta da tale spostamento sarà la rigidezza che quindi risulta essere pari alla rigidezza precedentemente individuata moltiplicata per il coseno dell'angolo, bisogna però evidenziare che la rigidezza che stiamo ricercando non è quella nella direzione orizzontale nel riferimento relativo dell'elemento, ma quella orizzontale riferita all'intero dispositivo, pertanto la rigidezza individuata andrà proiettata nella direzione orizzontale riferita a tutto il dispositivo, si ottiene:

$$K_{trasl} = \frac{EJ_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \cdot \cos^2 \alpha \quad (5.30)$$

Tale rigidezza andrà poi moltiplicata per quattro cioè per il numero degli elementi disposti in diagonale.

- Coppia disposta in verticale

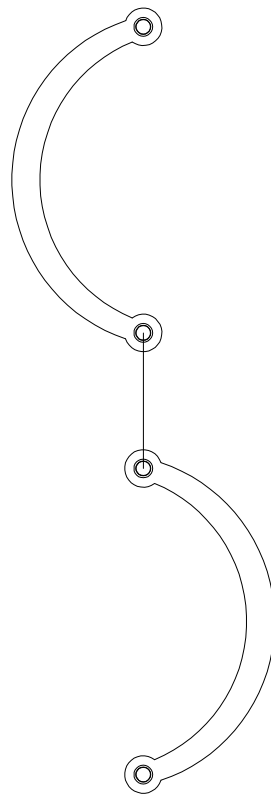


Figura 5.24 – Coppie degli elementi in verticale

In questo caso bisogna stimare la quota parte dello spostamento orizzontale complessivo che coinvolge la deformazione orizzontale dell'elemento disposto in verticale.

Si vuole dimostrare come la deformazione lungo la corda dell'elemento dovuta allo spostamento orizzontale unitario è trascurabile, pertanto la rigidezza globale non è influenzata dagli elementi disposti in verticale.

Nella figura 5.25 il segmento evidenziato in rosso rappresenta la deformazione della corda che si vuole stimare.

Infatti se l'elemento si spostasse su un arco di circonferenza di raggio pari alla lunghezza dell'elemento, l'elemento stesso non avrebbe alcuna deformazione e quindi non interverrebbe nella determinazione della rigidezza globale.

Tuttavia l'estremo dell'elemento si sposta in direzione orizzontale, determinando una deformazione dell'elemento stesso.

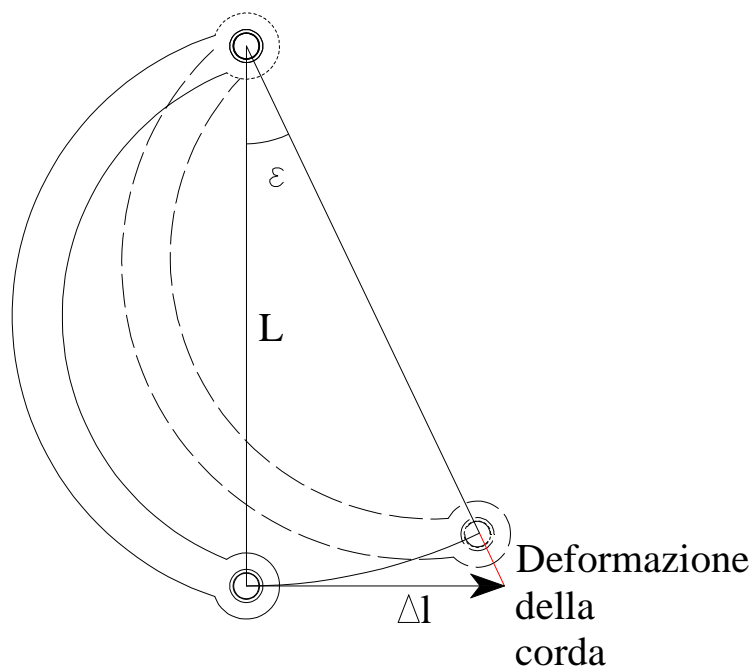


Figura 5.25 – Rappresentazione della deformazione che coinvolge la rigidezza dell'elemento

Denominando x l'incognita che si vuole determinare per risolvere il problema si può impostare la seguente proporzione:

$$(L + x) : x = L : x \cos \epsilon \quad (5.31)$$

Si specifica che ε è l'angolo così determinabile:

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} \frac{\Delta l}{L} \quad (5.32)$$

Sviluppamo i passaggi per ricavare l'incognita x :

$$xL = (L + x) \cdot x \cos \varepsilon \quad (5.33)$$

$$xL = Lx \cos \varepsilon + x^2 \cos \varepsilon \quad (5.34)$$

$$x(x \cos \varepsilon + L(\cos \varepsilon - 1)) = 0 \quad (5.35)$$

Le due soluzioni dell'equazione sono $x=0$, che ovviamente è da scartare, e:

$$x = \frac{L(1 - \cos \varepsilon)}{\cos \varepsilon} \quad (5.36)$$

L è anche esprimibile come:

$$L = \frac{\Delta l}{\operatorname{tg} \varepsilon} \quad (5.37)$$

Pertanto si ottiene:

$$x = \frac{\Delta l \cdot (1 - \cos \varepsilon)}{\operatorname{sen} \varepsilon} \quad (5.38)$$

Recuperando la formula del PLV per la determinazione della rigidità lo spostamento da inserire nella formula è quello che abbiamo individuato, quindi la formula del PLV si specializza:

$$\frac{\Delta l \cdot (1 - \cos \varepsilon)}{\operatorname{sen} \varepsilon} = 2 \frac{P f^2}{E J_c l^4} \int_0^{l/2} (y_a - y)^2 dx + 2 \frac{P}{E A_c} \int_0^{l/2} \cos^2 \vartheta dx + 2 \frac{P \chi}{G A_c} \int_0^{l/2} \operatorname{sen}^2 \vartheta dx$$

$$\frac{\Delta l \cdot (1 - \cos \varepsilon)}{\operatorname{sen} \varepsilon} = 2 \frac{P f^2}{E J_c l^4} \int_0^{l/2} (l^2 - 4x^2)^2 dx + 2 \frac{P}{E A_c} \int_0^{l/2} \frac{dx}{1 + 64 f^2 x^2 / l^4} + 2 \frac{P \chi}{G A_c} \int_0^{l/2} \frac{64 f^2 x^2 / l^4}{1 + 64 f^2 x^2 / l^4} dx =$$

$$= \frac{8 P l f^2}{15 E J_c} + \frac{P l}{E A_c} \cdot \frac{l}{4 f} \operatorname{arctg} \frac{4 f}{l} + \frac{\chi P l}{G A_c} \left(1 - \frac{l}{4 f} \operatorname{arctg} \frac{4 f}{l} \right)$$
(5.39)

Si ottiene la rigidezza di un elemento, ponendo $\rho^2 = \frac{J_c}{A_c}$ e $\chi E / G = 3$:

$$K_{\text{trasl}} = \frac{E J_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \cdot \frac{(1 - \cos \varepsilon)}{\operatorname{sen} \varepsilon}$$
(5.40)

Per ottenere la rigidezza proiettandola nel riferimento globale dell'elemento bisogna moltiplicarla ulteriormente per il seno dell'angolo.

$$K_{\text{trasl}} = \frac{E J_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \cdot (1 - \cos \varepsilon)$$
(5.41)

La formula mette in evidenza come sia l'angolo ε che determina l'influenza nella rigidezza globale degli elementi disposti in verticale.

Ovviamente per una valutazione più accurata ed una dimostrazione ulteriore delle assunzioni sopra esposte è necessario calcolare gli spostamenti richiesti al sistema ai vari livelli di intensità sismica, in questo modo sarà possibile stimare gli angoli ε .

Si può comunque osservare che per un elemento di lunghezza 70 cm ed uno spostamento di 10 cm l'angolo ε vale 11° per cui il fattore moltiplicativo della rigidezza vale 0,009.

Pertanto si può concludere che trascurare la rigidezza degli elementi verticali conduce ad un'ottima approssimazione.

La rigidezza complessiva dell'elemento studiato sarà quindi pari alla somma delle rigidezze calcolate per gli elementi disposti in orizzontale ed in diagonale :

$$K_{trasl} = 2 \cdot \frac{EJ_c}{l \cdot f^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{8}{15} + \frac{\rho^2}{f^2} + 10,7 \frac{\rho^2}{l^2} \right)} \cdot (1 + 2 \cos^2 \alpha) \quad (5.42)$$

Visto che l'angolo α è di 45° la rigidezza globale sarà 4 volte quella dell'elemento singolo.

5.4.3 Determinazione del comportamento forza spostamento dell'elemento di collegamento

Dalle assunzioni fatte in precedenza e dai dati a disposizione in merito agli spostamenti richiesti si può pertanto pervenire alla determinazione del comportamento del dispositivo oggetto di studio.

La sezione scelta è di 9 cm per 6 cm, il materiale Fe430 e la freccia dell'elemento è pari a 40 cm, infine la lunghezza della corda 75 cm.

In base a queste informazioni mediante la formula per la determinazione della rigidità si perviene ad un valore di circa 3000 t/m.

Questa configurazione geometrico-meccanica può quindi essere assunta come valida, ovviamente è necessario svolgere una simulazione in incremento di spostamento per definire compiutamente il comportamento dell'elemento, si fa presente che in questo caso non sarà necessario svolgere due simulazioni, una in compressione ed una in trazione, in quanto il comportamento dell'elemento sarà uguale per spostamenti in tutte le direzioni.

Le analisi sono state svolte su un modello tridimensionale dell'elemento considerando la non linearità geometrica e materiale. Si riporta l'immagine del modello tridimensionale costruito (fig. 5.26).

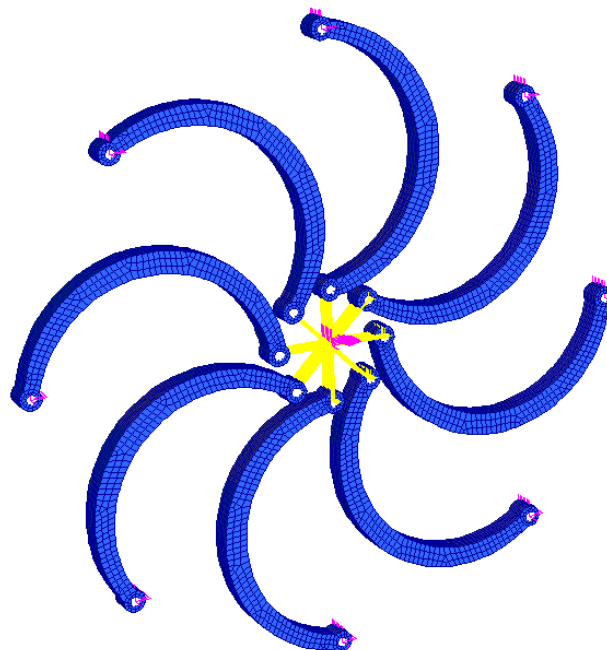


Figura 5.26 – Modello tridimensionale del dispositivo costruito

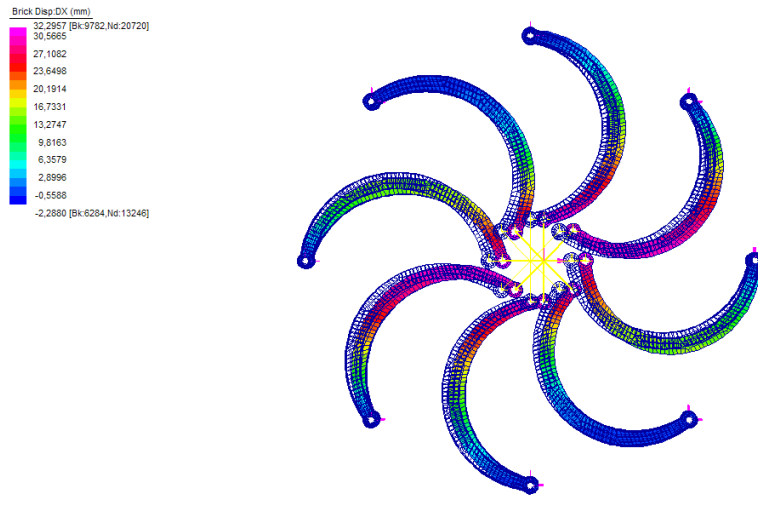


Figura 5.27 – Deformazione dell'elemento per uno spostamento di 3 cm

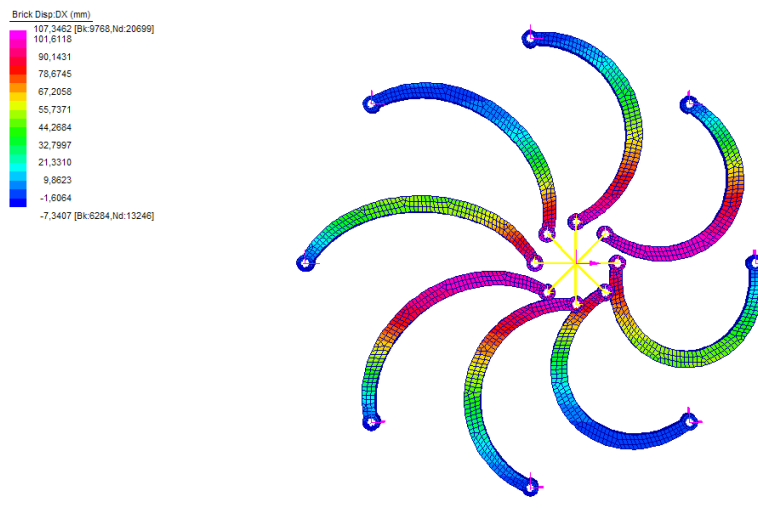


Figura 5.28 – Deformazione dell'elemento per uno spostamento di 5 cm

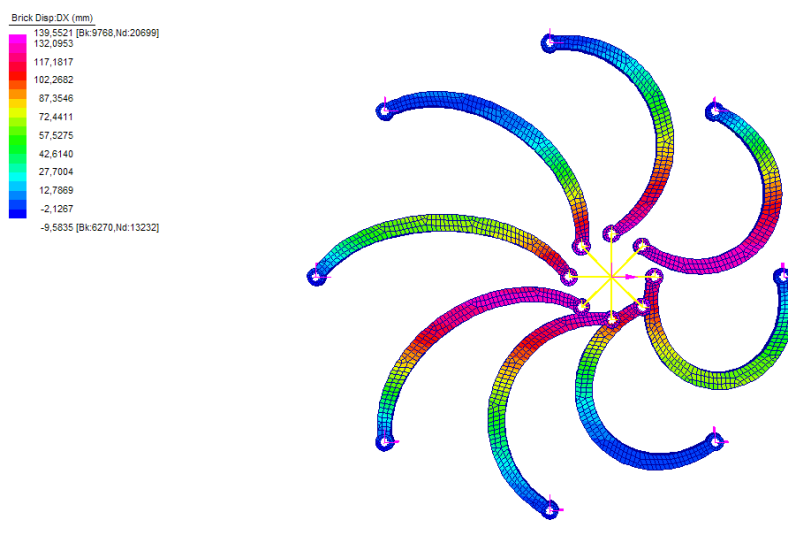


Figura 5.29 – Deformazione dell'elemento per uno spostamento di 10 cm

Le immagini precedenti (figg. 5.27 – 5.29), rappresentano il comportamento dell'elemento durante l'analisi numerica svolta per incrementi di spostamento diversi, rispettivamente 3, 5 e 10 cm.

E' opportuno innanzi tutto confrontare il comportamento degli elementi multi direzionali in caso di trazione con quelli unidirezionali (fig. 5.30), si scopre che i risultati del confronto sono molto soddisfacenti, non bisogna dimenticare che il comportamento del dispositivo multi direzionale che è stato individuato è valido in tutte le direzioni.

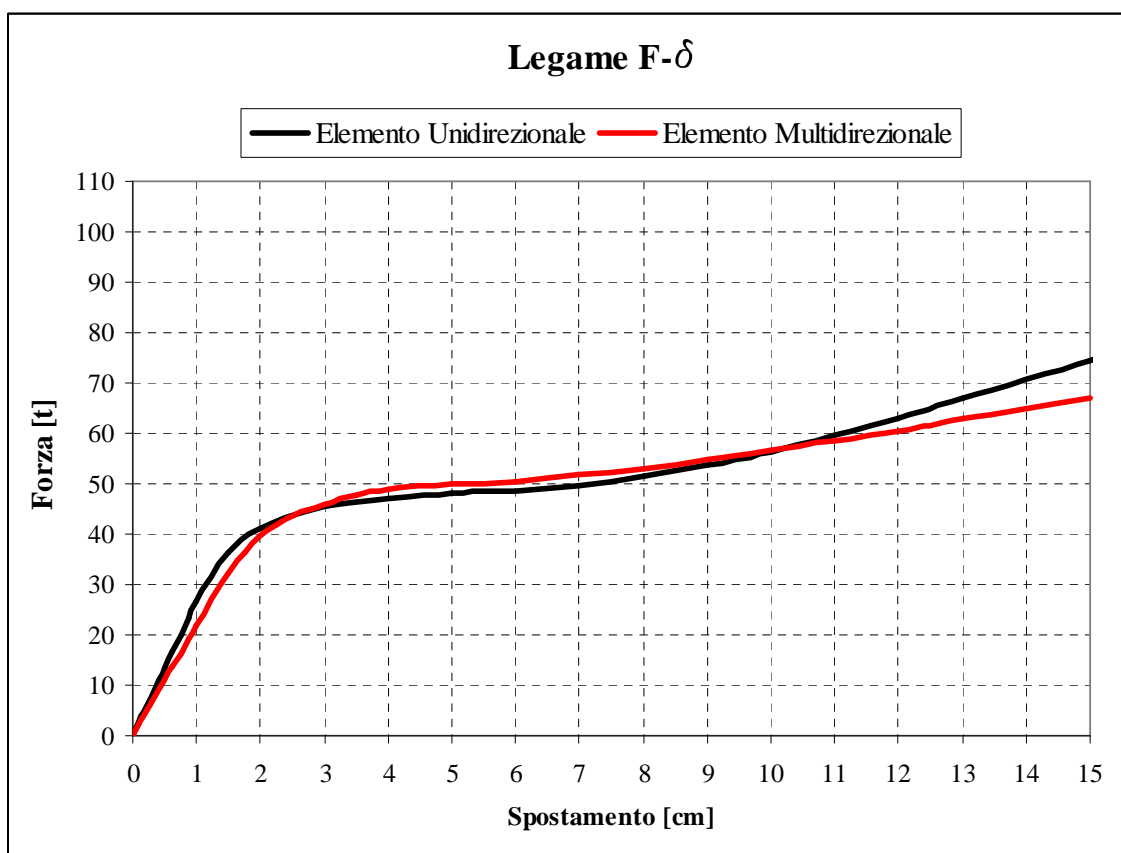


Figura 5.30 – Legame forza – spostamento del link dissipativo isteretico multi direzionale confrontato con quello dell'elemento unidirezionale

A questo punto si può procedere con la linearizzazione del comportamento individuato per poterlo implementare all'interno del modello tridimensionale della struttura (fig.5.31). Il criterio adottato è l'uguaglianza delle aree sottese.

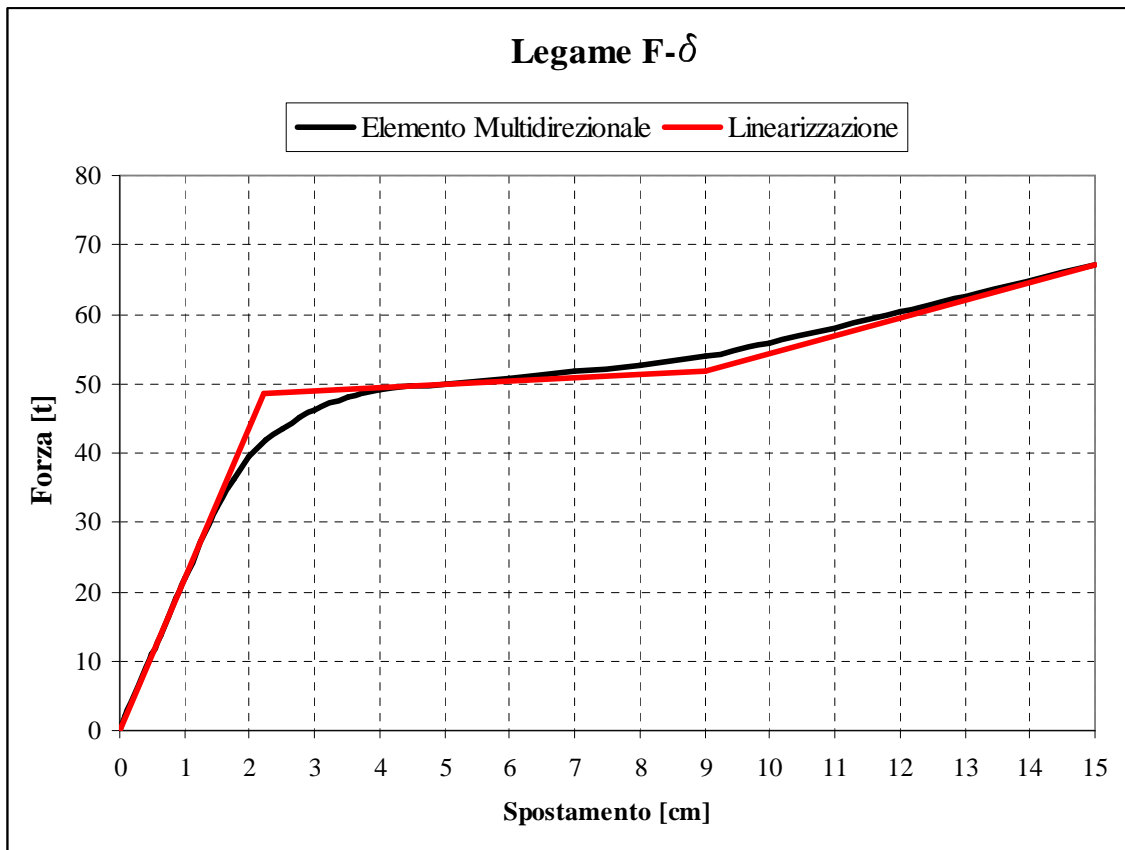


Figura 5.31 – Linearizzazione del legame forza – spostamento del link dissipativo isteretico multidirezionale

5.4.4 Analisi dei risultati delle analisi Time History

Si riportano di seguito i risultati delle analisi sul modello tridimensionale dell'Ospedale Maggiore. Si riportano i valori di taglio, momento alla base e spostamento in sommità confrontando i risultati ottenuti con collegamento infinitamente rigido fra nuclei ed impalcati ed i risultati ottenuti introducendo il comportamento non lineare dei dispositivi di collegamento multi direzionali.

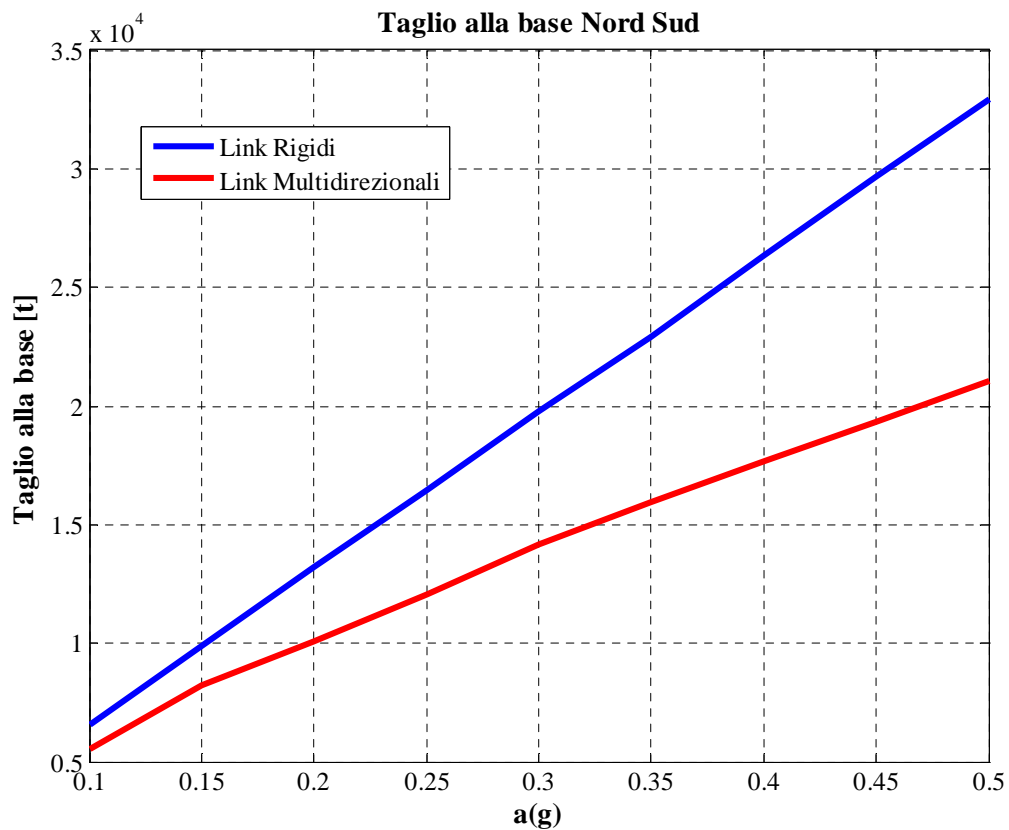


Figura 5.32 – Valori del taglio alla base totale in direzione Nord Sud

Per quanto riguarda il taglio alla base in direzione Nord Sud si riscontrano le seguenti diminuzioni: 17% a 0,15g e del 35% a 0,35g (fig. 5.32). I valori sono in accordo con quanto riscontrato nel caso di link unidirezionali, in direzione Est Ovest la diminuzione percentuale è del 18% a 0,15g e del 30% a 0,35g (fig. 5.33).

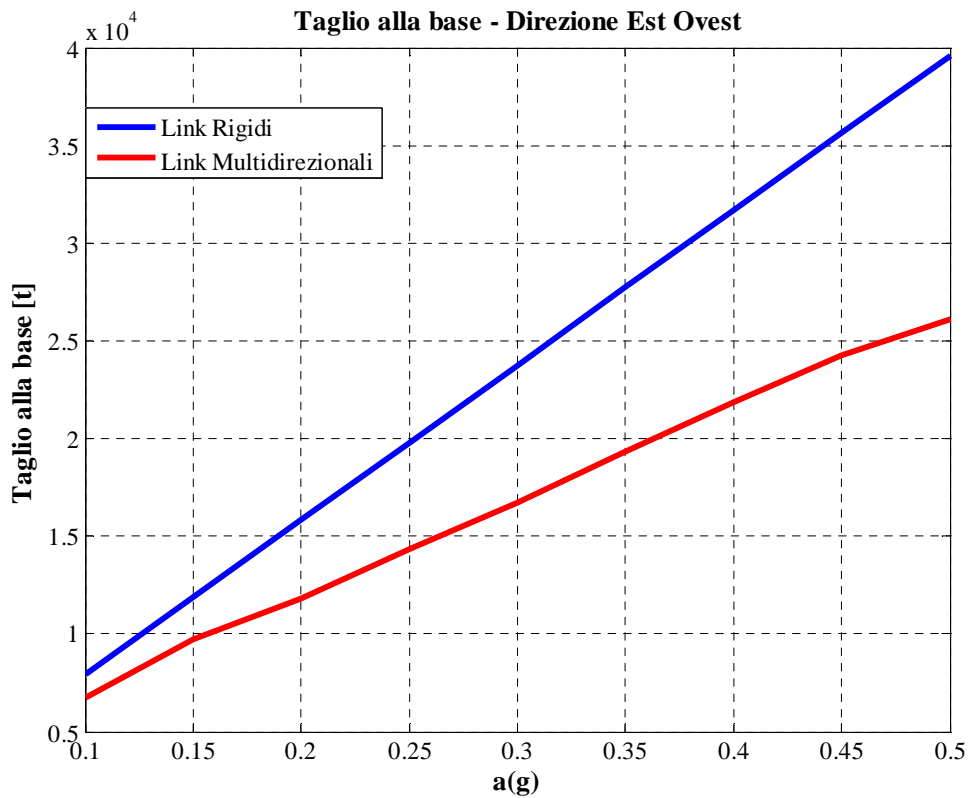


Figura 5.33 – Valori del taglio alla base totale in direzione Est Ovest

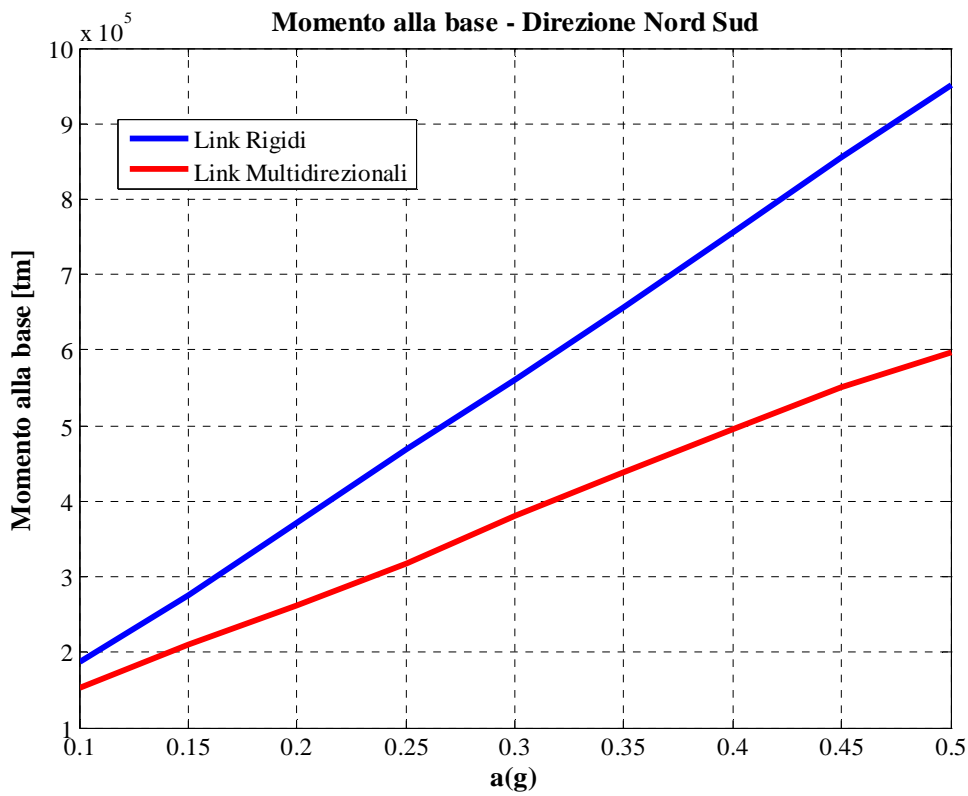


Figura 5.34 – Valori del momento alla base totale in direzione Nord Sud

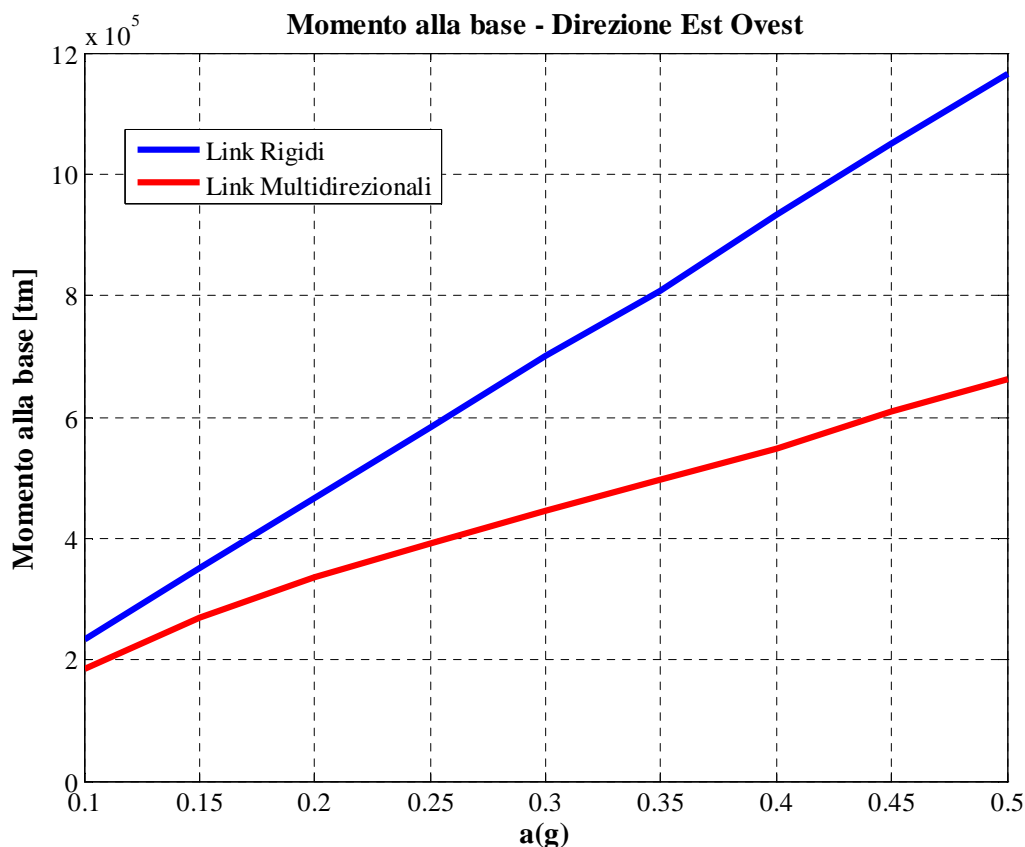


Figura 5.35 – Valori del momento alla base totale in direzione Est Ovest

Anche per quanto riguarda il momento alla base si riscontra una diminuzione dell'ordine del 20% a 0,15g e di circa il 33% a 0,15g in direzione Nord Sud (fig. 5.34), in direzione Est Ovest le diminuzioni sono del 23% a 0,15g e del 38% a 0,35g (fig. 5.35).

La diminuzione significativa delle sollecitazioni anche a livelli di intensità sismica medio bassi è dovuta alla rigidità iniziale degli elementi disposti, come nel caso dell'elemento unidirezionale la rigidità elastica del primo tratto del legame forza spostamento è inferiore rispetto a quella degli elementi di tipologia M2 ed M1 utilizzati nel progetto originale.

Si può inoltre rilevare che in direzione Est Ovest le sollecitazioni sono maggiori che in direzione Nord Sud, ciò è dovuto al fatto che la struttura in tale direzione è più rigida, il periodo proprio di vibrazione in direzione Nord Sud infatti è (1° modo di vibrare) 1,29 sec, mentre in direzione Est Ovest è di 0,85 sec.

Per completezza si riportano anche i grafici che riportano il confronto delle diminuzioni dello spostamento in sommità (figg. 5.36 e 5.37).

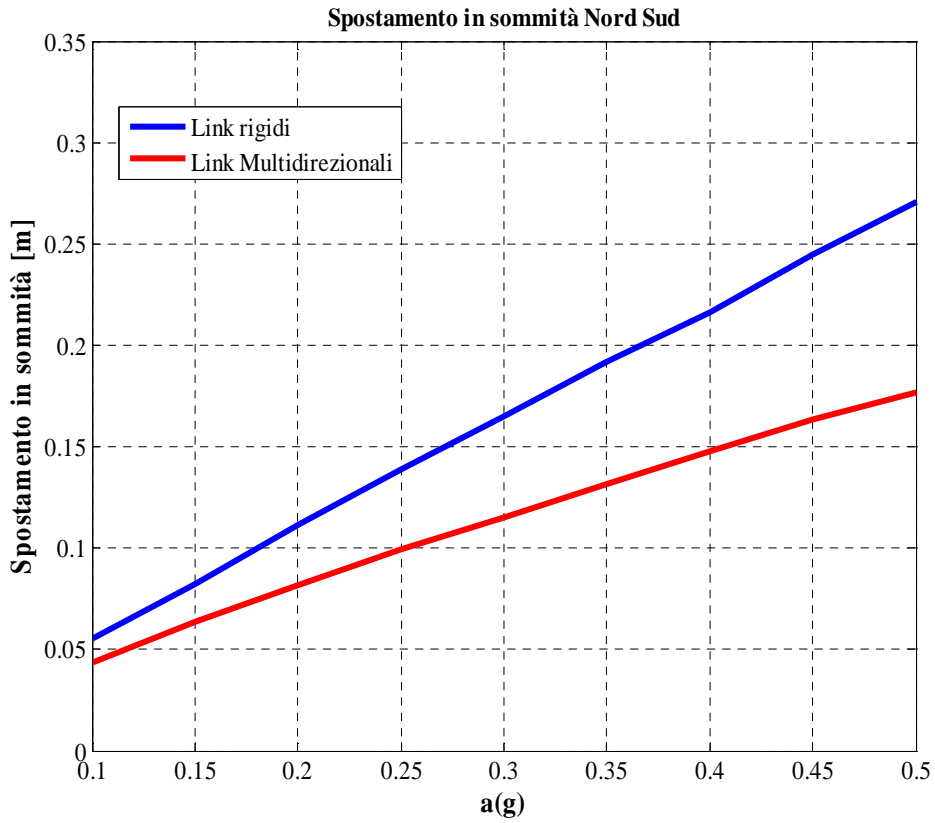


Figura 5.36 – Valori dello spostamento in sommità in direzione Nord sud

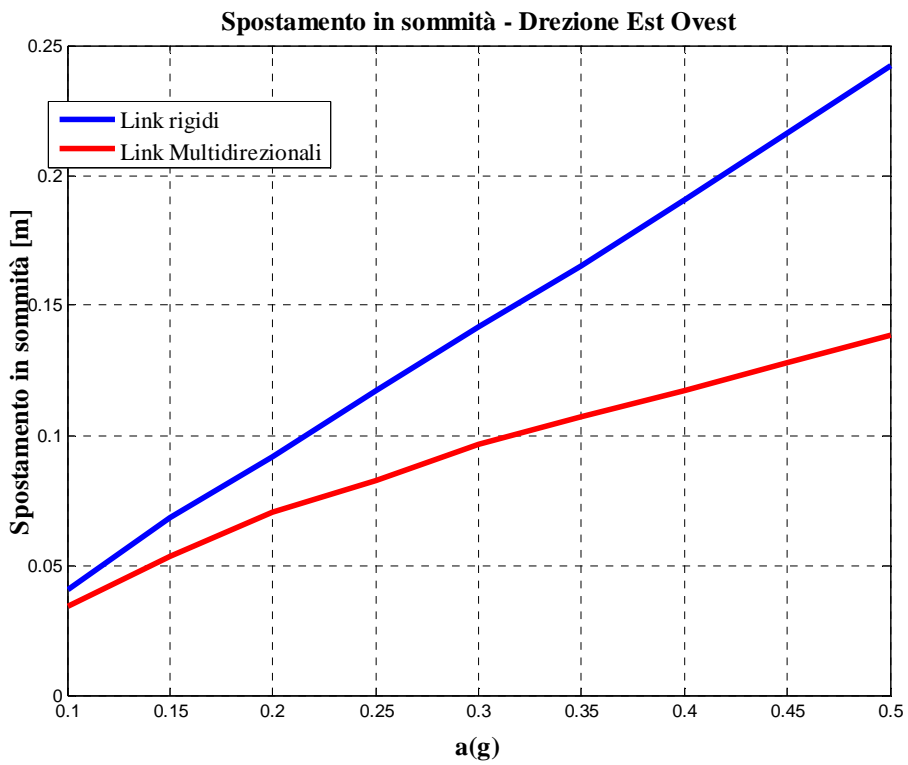


Figura 5.37 – Valori dello spostamento in sommità in direzione Est Ovest

5.4.5 Profili di spostamento del sistema di collegamento

Si riportano di seguito i profili di spostamento relativi fra nuclei e telaio, sia in direzione Nord Sud (fig. 5.38) che in direzione Est Ovest (fig. 5.39).

Anche in questo caso si osserva come i massimi spostamenti si registrino ai piani bassi dove la rigidità dei nuclei è più alta.

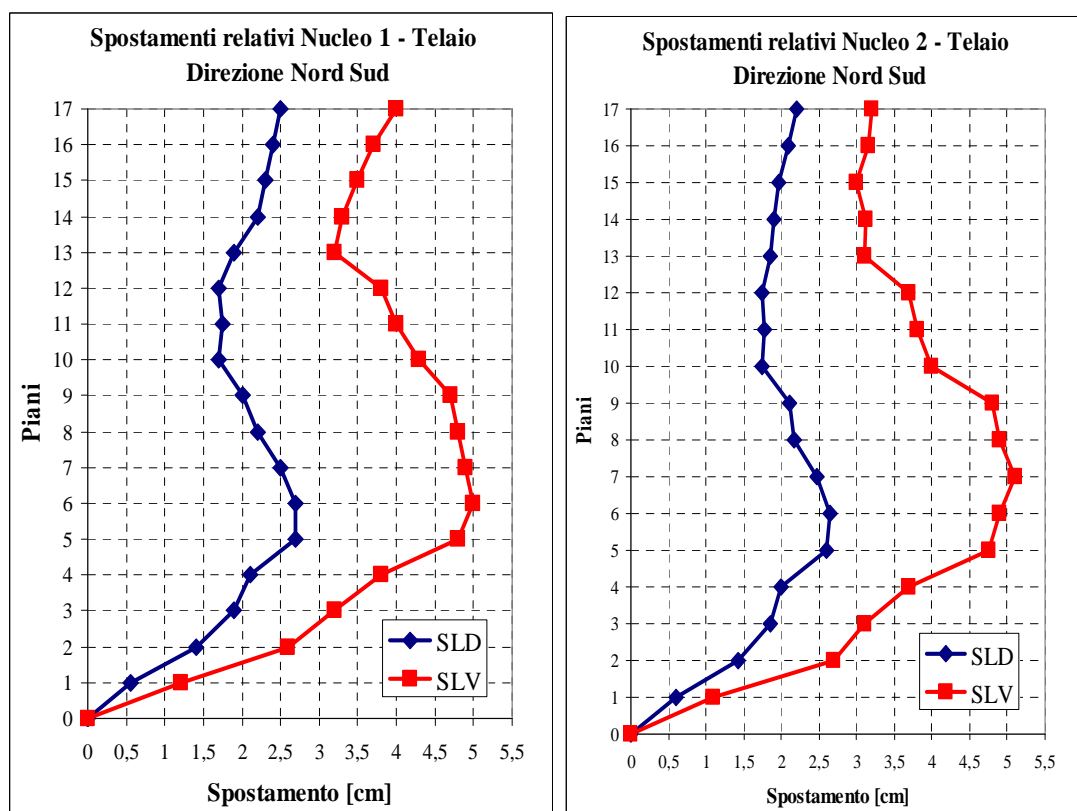


Figura 5.38 – Profili di spostamento relativi fra nuclei e telaio in direzione Nord Sud

I valori massimi di spostamento sono di circa 5 cm, valori accettabili e confrontabili con gli spostamenti relativi calcolati nelle altre ipotesi di collegamento.

L'osservazione dei risultati ottenuti mostra che in direzione Est Ovest mostra che si hanno degli spostamenti relativi più alti che in direzione Nord Sud, questo è dovuto al

fatto che nella direzione considerata i nuclei hanno inerzia maggiore, pertanto gli spostamenti relativi saranno maggiori (fig. 5.39).

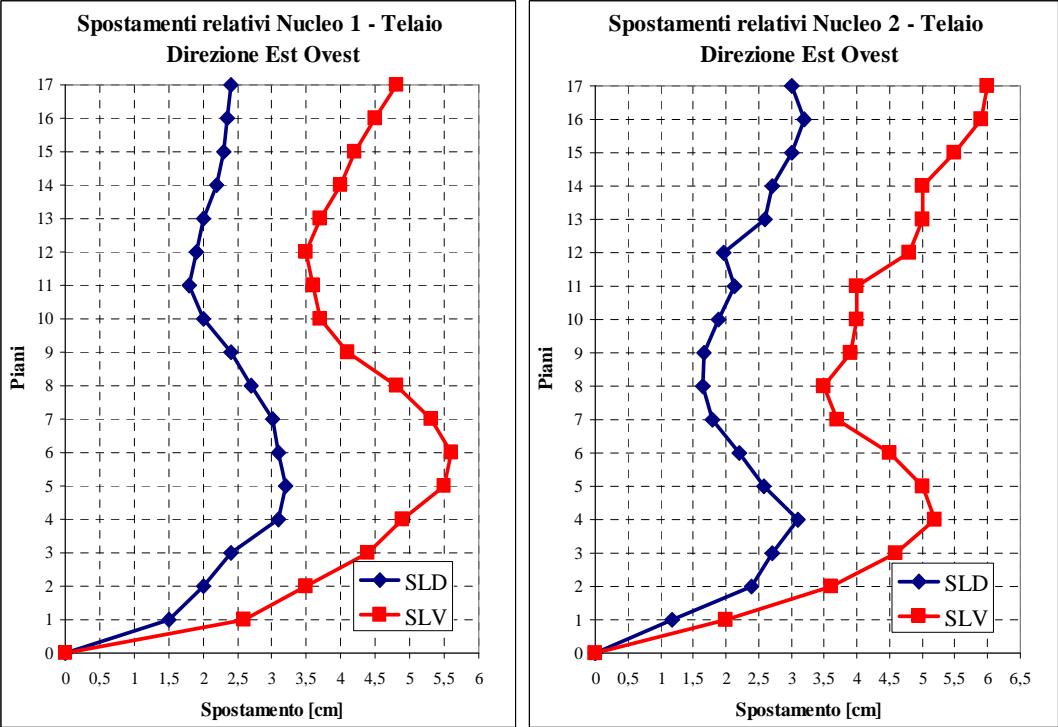


Figura 5.39 – Profili di spostamento relativi fra nuclei e telaio in direzione Est Ovest

6. CONCLUSIONI

Il presente lavoro è stato organizzato in due fasi principali, la prima di assessment della struttura e la seconda volta al miglioramento del comportamento sismico della struttura stessa attraverso l'introduzione di un sistema di collegamento fra nuclei e controventamenti adeguato a dissipare energia compiendo cicli di isteresi.

I risultati fondamentali della prima fase sono i seguenti:

- E' possibile definire il legame forza spostamento degli elementi di collegamento attraverso un modello tridimensionale agli elementi finiti, infatti tale modello ha dimostrato perfetto accordo con i risultati delle prove sperimentali svolte sugli elementi.
- L'assessment della struttura ha messo in evidenza che considerare l'effettivo comportamento non lineare del sistema di collegamento porta ad una diminuzione delle sollecitazioni sulla struttura rispetto ad un calcolo svolto considerando il sistema di collegamento infinitamente rigido. Pertanto il sistema di collegamento non solo svolge un ruolo fondamentale per l'attenuazione delle variazioni termiche differenziali fra nucleo e telaio, ma ha anche un ruolo nel comportamento sismico della struttura.
- Dall'osservazione dei risultati ottenuti dall'assessment si è messo in evidenza che la disposizione di elementi di diversa rigidità ai vari piani ha una notevole influenza sui risultati ed in particolare sulla possibilità di ridurre le sollecitazioni alla base.

E' stata quindi individuata una prima ipotesi di miglioramento del comportamento sismico della struttura, disponendo elementi M2 (più deformabili) a tutti i piani, tale scelta si è tradotta in una diminuzione sostanziale delle sollecitazioni alla base, circa il 30% sia per il momento flettente che per il taglio, facendo comunque rimanere contenuti gli spostamenti relativi fra nucleo e telaio.

L'ultimo risultato della prima fase introduce quello che è l'obiettivo della seconda fase, infatti si è cercato di individuare un sistema di collegamento pensato principalmente per la mitigazione degli effetti del sisma, andando a cercare di definire un elemento di forma opportuna che, prendendo spunto dagli elementi presenti all'Ospedale Maggiore, riuscisse a compiere cicli di isteresi maggiori.

Il criterio seguito è stato quello di adottare elementi parabolici con una freccia superiore a quella degli elementi dell'assessment, in modo tale da ritardare in fase di trazione l'aumento di rigidità dovuto alla degenerazione dell'elemento in una biella rettilinea.

I risultati ottenuti nella seconda fase sono i seguenti:

- L'elemento individuato secondo i criteri precedentemente esposti permette la definizione di un comportamento che dopo lo snervamento a trazione sviluppa deformazioni senza incrementi di forza sostanziali, infatti la rigidità assiale incide sul legame forza spostamento per livelli di spostamento maggiori rispetto a quanto avviene per gli elementi M1 ed M2. Tuttavia l'aumento di freccia ha una diretta conseguenza sul ramo elastico del comportamento dell'elemento, per abbattere la pendenza del ramo post snervamento anche la rigidità elastica diminuirà.
- Le simulazioni numeriche svolte sul modello agli elementi finiti della struttura dimostrano che il nuovo sistema di collegamento fa registrare una diminuzione del 40% delle sollecitazioni alla base. Tale risultato conferma le aspettative, tuttavia bisogna tenere conto del fatto che anche gli spostamenti relativi fra nuclei e telaio aumentano arrivando ai 6 cm.
- Adottare un sistema di collegamento in cui i dispositivi dopo lo snervamento presentano una curva forza spostamento orizzontale ci permette di adottare un calcolo semplificato delle sollecitazioni sui nuclei per livelli di intensità sismica elevati che comportano lo snervamento dei link di collegamento. Infatti al nucleo verranno trasmesse forze orizzontali costanti dal telaio, valutando la quota parte di azione sismica che coinvolge il nucleo attraverso un'analisi statica equivalente si riescono a determinare con buona approssimazione le sollecitazioni alla base.

- Per considerare il sistema di collegamento un sistema di mitigazione degli effetti del sisma bisogna essere in grado di renderlo multi direzionale, prendendo spunto da dispositivi isteretici in uso come appoggi da ponte si è definito un link isteretico multi direzionale che ha permesso di ottenere i benefici di riduzione delle sollecitazioni alla base in entrambe le direzioni, Nord Sud ed est Ovest.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ceccoli C, Trombetti T., Silvestri S. (2003), “Inserting the mass proportional damping (MPD) system in a concrete shear type structure”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 16, No. 2(2003) 177-193
- [2] Trombetti T., Silvestri S. (2004), “Added viscous damper in shear type structures: the effectiveness of mass proportional damping”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 2(2004) 275-313
- [3] Trombetti T., Silvestri S. (2006), “On the modal damping ratios of shear type structures equipped with Rayleigh damping systems”, *Journal of sound and vibration*, 292 (2006) 21-58
- [4] Trombetti T., Silvestri S. (2007), “Novel schemes for inserting seismic dampers in shear type system based upon the mass proportional component of the Rayleigh damping matrix ”, *Journal of sound and vibration*, 302 (2007) 486-526
- [5] Trombetti T., Silvestri S. (2007), “Physical and numerical approaches for the optimal insertion of seismic viscous dampers in shear type structures”, *Journal of earthquake Engineering*, Vol. 11 (2007) 787-828
- [6] Trombetti T., Silvestri S., “Use of genetic algorithms for the identification of optimal systems of added viscous dampers for shear type buildings”
- [7] Trombetti T., Silvestri S., “Linking adjacent structural systems with viscous dampers for the mitigation of the seismic effects”
- [8] “Optimal Insertion of viscous dampers in shear type structures for maximum efficiency in mitigation of the seismic effects: the mass proportional damping (MPD) system”, *Tesi di laurea di dottorato*, Dott. Ing. Stefano Silvestri (2003)

[9] Anil K. Chopra, '*Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*' Prentice-Hall, Berkeley, 1995.

[10] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, '*Displacement Based Seismic Design of Structures*', IUSS Press Pavia, 2007.

[11] P. Pozzati, C. Ceccoli, '*Teoria e tecnica delle strutture*', Vol. 2 '*Sistemi di travi - L'interpretazione elastica*', UTET Torino, 1980.

[12] O. Belluzzi, '*Scienza delle costruzioni*', Vol. 2, Zanichelli Bologna, 1947.

[13] "Norme Tecniche per le Costruzioni" adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008.

SITI INTERNET CONSULTATI:

- www.alga.it
- www.fip-group.it
- www.aisc.org

PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

- STRAUS 7 – Software per il calcolo strutturale
- SAP 2000 v14.0.0 Advanced Version