

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE  
Sede di Bologna

INSEGNAMENTO:  
Progettazione in zona sismica M

***PROGETTAZIONE SISMICA DI EDIFICI IN  
ACCIAIO CON E SENZA SMORZATORI***

Tesi di laurea di:

***Alberto Lepore***

Relatore:

***Chiar.mo Prof. Tomaso Trombetti***

Correlatori:

***Dott. Ing. Stefano Silvestri***

***Dott. Ing. Michele Palermo***

Sessione II

---

Anno Accademico 2011/2012



***Parole chiave:***

*Progettazione sismica*

*Smorzatori viscosi*

*Analisi pushover*

*Analisi time history*

*Fattore di riduzione delle forze*



## ***Ringraziamenti***

Desidero ringraziare il Chiar.mo Prof. Tomaso Trombetti per avermi dato la possibilità di partecipare al lavoro svolto in questi mesi assieme ad uno splendido gruppo e ringraziarlo soprattutto per la passione e l'amore per la materia da lui trasmesso durante le lezioni seguite sempre con grande entusiasmo. Inoltre voglio ringraziare il dott. Ing. Stefano Silvestri per avermi seguito con costanza e dedizione, motivandomi sempre e trasmettendomi la giusta dose di grinta per raggiungere il duro obiettivo prefissato e il dott. Ing. Michele Palermo per l'amicizia e la disponibilità dedicatami in questi mesi.

Voglio ringraziare Elio e Luigina per aver sempre creduto in me sin dal primo momento, per il sostegno ed il grande aiuto che mi hanno dato; rendervi orgogliosi mi rende una persona davvero felice. Vi voglio bene! Voglio ringraziare Alessandro ed Anselmo perché hanno sempre creduto in me come io in loro; i vostri consigli ed il vostro amore mi hanno sempre sostenuto seppur lontani. Vi voglio bene!

Ringrazio te, Novella, per l'amore che ogni giorno in questo cammino mi hai dimostrato: il mio successo di oggi è anche merito tuo! Questo percorso è stato meno difficoltoso perché mi sei stata sempre vicino!

Voglio ringraziare Carlo e Cristiano, miei inseparabili amici di sempre; il vostro sostegno mi ha reso ogni giorno più forte e combattivo!

Voglio ringraziare Riccardo per avermi accompagnato nell'arduo percorso dello studio ed averlo reso più spensierato e desidero ringraziare con affetto i miei compagni di corso Roberta Emma, Lorenzo, Daniele, Michelino, Tommaso. Un pensiero affettuoso va anche a Pierpaolo, Valerio, Christian, Giuliano, Marco, Luca, Tiziano, Roberta, Matteo, Silvia, Isabella, Pierluigi, Giulia, Gloria, Domenico, Luigi ed Eleonora.



# ***Indice***

## **Introduzione**

- Background
- Obiettivo del lavoro
- Organizzazione del testo

## **Cap.1: Edifici con struttura di acciaio in zona sismica**

1.1 L'acciaio quale materiale da costruzione	1
1.1.1 Proprietà tecnologiche dell'acciaio	4
1.1.2 Metodi di unione	5
1.2 Le attuali basi di progettazione sismica	6
1.2.1 Nuovi orientamenti	8
1.3 Progettazione sismica tradizionale e innovativa	10
1.3.1 Performance Based Seismic Design "PBSD"	12
1.3.2 Direct Displacement Based Design "DDBD"	12
1.3.3 Force-Based Design	13
1.3.4 Imposizione della risposta dinamica della struttura	15
1.4 Concezione strutturale sismica di strutture in acciaio	16
1.4.1 Tipologie strutturali dissipative	17
1.5 Normativa di riferimento	19

## **Cap.2: Duttilità e fattore di riduzione delle forze**

2.1 Duttilità della struttura	23
2.2 Fattore di riduzione della duttilità (Ductility Reduction Factor)	25
2.3 Fattore di sovra resistenza strutturale	26
2.4 Il fattore di riduzione delle forze secondo Uang	27
2.4.1 Definizione generale	27
2.5 Confronto tra il fattore R in USA e Giappone	29
2.5.1 Fattore di riduzione delle forze negli USA	29

2.5.2 Fattore di riduzione delle forze in Giappone	31
2.6 Capacità di duttilità e fattore R	32
2.7 Variazione del fattore R in funzione del periodo proprio della struttura	34
2.8 Rigidezza iniziale e rigidezza secante	
2.8.1 Descrizione del problema	35
2.9 Matrice di smorzamento e Rayleigh Damping	38
2.9.1 Matrice di smorzamento	38
2.9.2 Rayleigh Damping	39
2.9.3 Applicazione del Rayleigh Damping alle strutture	44
2.9.4 Formulazione generale della matrice classica di smorzamento	45

### **Cap.3: Progetto delle strutture in zona ad alta sismicità**

3.1 Introduzione	47
3.2 Valutazione del coefficiente $\alpha$ di $R_5$ e $R_{30}$ in funzione del periodo T	48
3.3 Progetto delle strutture	49
3.3.1 Materiali utilizzati	50
3.3.2 Analisi dei carichi	51
3.3.2.1 Combinazione statica dei carichi allo stato limite di esercizio	52
3.3.2.2 Combinazione statica delle azioni allo stato limite ultimo	53
3.3.2.3 Combinazione delle azioni per analisi sismica	53
Sollecitazioni statiche	
3.3.2.4 Sforzo assiale sul pilastro di base	54
Sollecitazioni sismiche	
3.3.2.5 Sforzo assiale sul pilastro di base nella combinazione delle azioni per l'analisi sismica	55
3.3.2.6 Valutazione dei pesi di piano	55
3.3.2.7 Valutazione dei contributi ai pesi di piano	55
3.3.3 Azioni sismiche di riferimento	56
3.3.3.1 Periodo di riferimento	56
3.3.3.2 Pericolosità sismica di base	56
3.3.3.3 Caratteristiche del sito	59
3.3.4 Spettri di risposta elastici delle accelerazioni per SLO, SLD, SLV, SLC	59
3.3.4.1 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLO	60

3.3.4.2 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLD	61
3.3.4.3 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLV	63
3.3.4.4 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLC	64
3.3.4.5 Sintesi delle azioni sismiche di riferimento	65
3.3.5 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi	66
3.3.6 Concezione strutturale del telaio	67
3.3.6.1 Dimensionamento della trave	68
3.3.6.2 Verifica di resistenza della trave	70
3.3.6.3 Dimensionamento del pilastro	70
3.4 Analisi statica equivalente	71
3.4.1 Sollecitazioni analisi statica equivalente edificio 3 gdl	73
3.4.2 Sollecitazioni analisi statica equivalente edificio 5 gdl	76
3.5 Analisi modale a spettro di risposta	79
3.5.1 Modi di vibrare e sollecitazioni edificio a 3 gdl	81
3.5.2 Modi di vibrare e sollecitazioni edificio a 5 gdl	86
3.6 Procedura analitica per la definizione del modello B	91

#### **Cap.4: Verifica delle strutture tramite analisi non lineari**

4.1 Procedura manuale per la definizione della curva di capacità (analisi pushover)	93
4.1.1 Meccanismo di collasso di piano	94
4.1.2 Meccanismo di collasso globale	96
4.1.3 Confronto pushover manuale vs pushover FEM	96
4.2 Applicazione pushover edificio a 1 grado di libertà	97
4.2.1 Meccanismo di collasso di piano	97
4.2.2 Meccanismo di collasso globale	98
4.2.3 Confronto pushover manuale vs pushover FEM	99
4.3 Pushover modello A edificio a 3 piani	100
4.3.1 Pushover modello A edificio a 5 piani	102
4.4 Pushover modello B edificio a 3 piani	103
4.4.1 Pushover modello B edificio a 5 piani	106
4.5 Analisi dinamiche non lineari time-history	107
4.5.1 Time History modello A edificio a 3 piani	112
4.5.2 Time History modello B edificio a 3 piani	117

4.5.3 Time History modello A edificio a 5 piani	121
4.5.4 Time History modello B edificio a 5 piani	125
4.6 Risultati e conclusioni	129

## **Cap.5: Influenza sul comportamento non lineare di strutture a telaio in acciaio**

5.1 Definizione del problema	131
5.2 Scelta delle condizioni di progetto	132
5.3 Definizione dei quattro modelli di studio	132
5.4 Definizione delle curve di capacità dei modelli	134
5.4.1 Edificio a 1 grado di libertà	134
5.4.2 Edificio a 3 gradi di libertà	135
5.4.3 Edificio a 5 gradi di libertà	136
5.5 Risultati e conclusioni	137

## **Conclusioni** 139

Analisi condotte

Risultati ottenuti

Sviluppi futuri

## **Bibliografia** 141

## ***Introduzione***

La progettazione sismica delle strutture è basata sul soddisfacimento della disequazione:

$$\text{CAPACITÀ} \geq \text{DOMANDA}$$

in cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura. In termini di sicurezza questo non può essere ottenuto aumentando proporzionalmente la resistenza della struttura all'aumentare dell'intensità del sisma, poiché questo non risulterebbe economicamente conveniente. C'è anche da tenere in conto che il danneggiamento strutturale non è necessariamente inteso come condizione di collasso, poiché la struttura può presentare ancora apprezzabili riserve di duttilità in campo plastico, come è noto dall'applicazione dei criteri del "capacity design" a cui anche le attuali normative (D.M.14/01/08) si ispirano.

Negli ultimi 30-40 anni sono stati sviluppati diversi metodi di protezione sismica degli edifici che il progettista può affiancare al suo lavoro ordinario per ridurre o concentrare la domanda (assorbimento e dissipazione di energia) in appositi dispositivi anziché negli elementi strutturali.

In questo lavoro di tesi si andrà infatti ad indagare, in termini di richiesta di duttilità, una tecnica molto efficace di dissipazione dell'energia basata sull'uso di dispositivi dissipativi di tipo viscoso, di solito costruiti con un fluido siliconico che viene forzato a passare attraverso un orifizio; la forza che esprimono dipende dalla velocità e la dissipazione di energia avviene grazie alla viscosità del fluido.

La tesi si propone inizialmente, seguendo le vigenti normative sulle costruzioni (D.M.14/01/08), di sviluppare la progettazione di una struttura in acciaio, materiale ancora troppo poco utilizzato nell'ambiente dell'edilizia ordinaria, ma che proprio per le sue caratteristiche meccaniche si presta molto bene ad esplicare il principale effetto positivo della fase plastica che, rispetto a quella elastica, consiste in un aumento delle sollecitazioni sopportabili da una sezione; l'intervento benefico è strettamente correlato alle deformazioni, ed è tanto più marcato quanto maggiore è la duttilità del materiale ( $\mu_0 = \epsilon_u / \epsilon_e$ ) [POZZATI].

Si procederà con lo studio di una tipologia di progettazione della struttura a nodi rigidi, considerando il comportamento nei confronti delle azioni orizzontali e al tipo di sistema preposto alla dissipazione di energia.

Il progetto degli edifici privi di smorzatori viscosi verrà eseguito adottando un fattore di riduzione delle forze  $R_5$  (fattore di struttura  $q$  del D.M.14/01/08) relativo ad uno smorzamento  $\xi = 5\%$ , mentre

per quelli equipaggiati con smorzatori viscosi il fattore di riduzione delle forze adottato sarà  $R_{30} = \alpha R_5$  relativo ad uno smorzamento  $\xi = 30\%$ , dove il parametro  $\alpha$  è un valore tale da garantire un uguale o maggiore livello di sicurezza della struttura ed è assunto pari a 0,9 da analisi precedenti. Quello che in conclusione si vuole ottenere è che la richiesta di duttilità delle strutture con  $R_{30}$  e  $\xi = 30\%$  sia minore o uguale di quella richiesta dalle strutture con  $R_5$  e  $\xi = 5\%$ :

$$\mu_{d30} \leq \mu_{d5}$$

Si intende raggiungere questo risultato attraverso delle analisi non lineari, di tipo Pushover e Time History, su sistemi a più gradi di libertà (Multiple Degrees of Freedom, MDOF), considerando validi i risultati ottenuti da altri lavori e applicati a sistemi ad un grado di libertà (Single Degree of Freedom, SDOF) essendo questi ultimi dei modelli semplificati i quali rappresentano il punto di partenza alla base della progettazione e della comprensione di fenomeni più complessi e che consentono quindi di inquadrare il problema e di adottare gli opportuni provvedimenti a vantaggio di sicurezza.

Durante il percorso di tesi è stata anche valutata una procedura di definizione delle curve di Pushover manuale; la procedura indaga un modo rapido e concettualmente corretto per definire un ordine di grandezza della curva di capacità della struttura.

Lo studio di questa tesi ha portato inoltre alla creazione di quattro modelli, tutti con stessa maglia strutturale del modello principale, i quali indagano i vari fattori che possono aver influenzato la definizione dei fattori di struttura prescritti dalle vigenti norme [6] [7]; questi fattori vengono di seguito riassunti e sono stati utilizzati in fase di dimensionamento delle strutture:

- il modello 1 considera in fase di dimensionamento tutto ciò che concerne le verifiche relative al materiale impiegato, l'acciaio, per la definizione degli elementi trave e colonne (quindi sono state soddisfatte le verifiche di gerarchia delle resistenze, le verifiche di deformabilità agli SLE per le travi, la contemporanea presenza di carichi statici e carichi sismici);
- il modello 2 differisce dal modello 1 poiché non prevede la verifica di gerarchia delle resistenze;
- il modello 3 differisce dal modello 2 poiché non prevede la verifica di deformabilità agli SLE;
- il modello 4 considera solo la presenza di carichi sismici.

Da questi modelli si è valutata l'influenza dei fattori analizzati nei riguardi della definizione della richiesta di duttilità e in particolare si nota come dal modello 1 al modello 4 si tende alla verifica del principio di ugual spostamento per cui  $\mu_d = q$ .

# ***Capitolo 1: Edifici con struttura di acciaio in zona sismica***

## **1.1 L'acciaio quale materiale da costruzione**

Per millenni i materiali usati nelle costruzioni furono il legno, le pietre naturali e le pietre artificiali (laterizi e calcestruzzi), mentre i metalli (piombo, bronzo, ferro) trovarono applicazione solo come materiali complementari per eseguire unioni e collegamenti. Verso la fine del secolo XVIII si cercò di utilizzare la ghisa nelle costruzioni dei ponti; cinquanta anni dopo la laminazione di lunghe sbarre di ferro di varia sezione permise l'esecuzione di strutture ottenute con l'unione di lamiere e profilati metallici. Nel 1849 fu costruito da Stephenson un ponte ferroviario con travate di ferro, a parete piena, di 142 m di luce; pochi decenni dopo (1885) un gigantesco ponte a traliccio varcò il Firth of Forth in Scozia con campate di 521 m. nel 1884 fu eretta in Chicago, su progetto dell'architetto Le Baron Jenney, la prima casa a scheletro metallico [5].

I notevoli vantaggi del nuovo sistema costruttivo, dovuti alle caratteristiche tecnologiche del ferro, ne fecero rapidamente estendere in tutti i campi le applicazioni, le quali furono facilitate dal perfezionarsi della teoria (specie delle travi reticolari), dal progressivo miglioramento della qualità dei materiali ferrosi e dalla riduzione costante del loro costo. Nel 1856 si era infatti avuta una svolta decisiva nella produzione siderurgica con l'invenzione, dovuta al Bessemer, di un sistema rapido ed economico per affinare la ghisa liquida trasformandola in ferro, o, per essere esatti, in acciaio. Un ulteriore progresso si ebbe nel 1865 con la messa a punto del metodo Martin-Siemens, che permise anche di utilizzare per la produzione di acciaio i rottami di materiali ferrosi. All'inizio di questo secolo un nuovo metodo di costruzione, il calcestruzzo armato, venne a competere con le strutture in acciaio, presentando peculiarità intermedie fra quelle dei materiali lapidei e delle membrature metalliche, le quali tuttavia hanno caratteristiche proprie che le rendono insostituibili o almeno nettamente vantaggiose in molteplici campi, cosicché il loro impiego è sempre andato crescendo con l'evolversi nei Paesi civili dell'attrezzatura industriale e dei trasporti.

Di seguito vengono riassunte le principali caratteristiche e i vantaggi delle costruzioni di acciaio:

### **- Caratteristiche tecnologiche**

L'acciaio è un materiale isotropo, avente proprietà tecnologiche e meccaniche costanti e facilmente controllabili in qualsiasi momento. Esso resiste ugualmente bene a sforzi di trazione o di compressione, a sforzi longitudinali o trasversali. La resistenza di una costruzione metallica non

dipende dalle condizioni in cui è avvenuto il suo montaggio, quella del calcestruzzo armato invece è in stretta relazione con la scelta e le proporzioni dei componenti: sabbia, ghiaia, cemento e acqua e con le modalità di esecuzione. Cattivo impasto, collocazione difettosa dei ferri d'armatura, cedimento delle casseforme, disarmo tempestivo, temperature troppo basse o troppo elevate possono far sì che la costruzione non risulti atta a resistere nel modo per il quale fu calcolata [5].

#### - Basi di calcolo

Le costruzioni metalliche sono fra i vari tipi di strutture quelle che più si avvicinano nella realtà agli schemi semplificati necessariamente considerati nei calcoli. Nelle costruzioni di calcestruzzo armato, non solo le basi stesse del calcolo non sono altrettanto rigorose, ma le modalità di esecuzione possono portare a sensibili divergenze rispetto a quanto ipotizzato. Così ad esempio le riprese fra le varie gettate possono costituire delle soluzioni di continuità, non valutabili in modo appropriato [5].

#### - Architettura

L'acciaio per le sue caratteristiche tecnologiche si presta più di ogni altro materiale a formare strutture atte a risolvere i più difficili problemi di statica, non pone limiti alla possibilità di espressione dell'architetto e quindi permette ai costruttori i più audaci ardimenti, le costruzioni più aeree. Con le costruzioni di acciaio si possono avere negli edifici ritzi di minima dimensione, posti ad interassi notevoli in modo da sfruttare al massimo l'area disponibile. L'impatto sull'ambiente di una struttura di acciaio in vista (come è il caso dei ponti) può essere molto minore di quello di altri tipi costruttivi, data anche la numerosa gamma di soluzioni offerte dalla costruzione metallica [5].

#### - Fondazioni

A parità di sforzo sopportato, le strutture di acciaio hanno peso assai inferiore a quello degli altri tipi di costruzione, cosicché risulta minore il carico trasmesso alle fondazioni e quindi il loro costo, vantaggio questo tanto più sentito, quanto minore è la pressione ammissibile sul suolo. Nel caso di cedimenti del terreno, la struttura metallica, elastica e plastica, si deforma senza provocare il crollo dell'edificio; con manovre relativamente semplici è facile risollevarne i ritzi ceduti e consolidare il terreno, riportando la costruzione alle condizioni primitive [5].

#### - Trasformazioni della costruzione

Uno dei principali vantaggi delle costruzioni di acciaio è quello di consentire nel modo più semplice, rapido ed economico, trasformazioni anche sostanziali delle strutture e le utilizzazioni più

impensate di queste, quando si fossero rese inadatte per lo scopo al quale erano state preventivamente destinate. È per questo che la costruzione metallica trova così estese applicazioni nel campo dei fabbricati industriali, nei quali il mutamento dei programmi o dei sistemi di lavorazione può facilmente richiedere variazioni radicali del tipo e nella sistemazione del macchinario e quindi anche nella conformazione dell'edificio che lo accoglie. È sempre possibile eliminare o aggiungere colonne, abolire o rinforzare travi, aggiungere piani agli esistenti e così via, apportando il minimo disturbo all'attività svolta nel fabbricato. In caso di demolizione della struttura, essa avviene in modo rapido e poco costoso; i materiali ricavati sono sovente reimpiegabili almeno in parte in altre costruzioni ed i rottami hanno ancora un sensibile valore commerciale [5].

#### - Comportamento alle azioni dinamiche

L'acciaio è il materiale che meglio resiste a sforzi alternati e ad azioni dinamiche e perciò trova largo impiego nelle costruzioni di ponti stradali e ferroviari e di apparecchi di sollevamento [5].

#### - Costruzioni antisismiche

L'esperienza ha dimostrato nel modo più evidente che l'acciaio è il materiale nettamente preferibile per la costruzione di edifici resistenti alle azioni sismiche. Infatti l'elasticità e la duttilità dell'acciaio sono le qualità necessarie ad assicurare flessibilità elastica ed adattamento elasto-plastico sufficienti ad assorbire quantità rilevanti di energia. Inoltre l'acciaio, avendo resistenza sensibilmente uguale a trazione e a compressione, è in grado di resistere a sollecitazioni alternate, che portano a tensioni dello stesso ordine di grandezza nei due sensi. In confronto ad altri sistemi le costruzioni a struttura di acciaio sono più leggere, con conseguente riduzione delle forze di inerzia, proporzionali alle masse degli elementi strutturali, e consentono una grande varietà di scelta e di sistemazione degli elementi irrigidenti in relazione della duttilità di insieme richiesta. I collegamenti delle varie strutture, concepiti ed effettuati in modo da entrare in crisi non prima del collasso dell'ossatura, hanno un elevato grado di affidabilità [5].

#### - Economia

Nel confrontare fra loro dal punto di vista economico sistemi costruttivi diversi si devono considerare tutti gli elementi di costo e di reddito. Fra i primi hanno notevole importanza gli interessi passivi sul capitale impiegato durante la costruzione; l'acciaio, permettendo una rilevante rapidità di esecuzione, consente di ridurre gli oneri finanziari e di anticipare il momento in cui la struttura finita comincia a rendere. Inoltre in molti casi l'ingombro ridotto delle strutture metalliche

permette sia una maggiore utilizzazione dell'area coperta sia, a parità di altezza totale, la costruzione di un numero maggiore di piani. La redditività del fabbricato risulta pertanto sensibilmente maggiore [5].

### **1.1.1 Proprietà tecnologiche dell'acciaio**

Le costruzioni metalliche sono ottenute collegando in modo opportuno fra loro lamiere, profilati e tubi di acciaio, essendo definita come tale la lega di ferro e carbonio "fucinabile" ed avente perciò un contenuto di carbonio inferiore all'1,7%. Per fucinabilità si intende la proprietà del ferro di divenire plastico al calor rosso e di poter quindi essere sottoposto a qualsiasi mutamento di forma senza alcuna alterazione delle sue proprietà meccaniche [5]. Il ferro saldato e il ferro puddellato sono da tempo del tutto abbandonati per costruzioni, nelle quali trova oggi unicamente impiego l'acciaio colato, ottenuto dallo stato fuso dalla ghisa nei convertitori Bessemer o Thomas o ad ossigeno, oppure dalla ghisa o dai rottami dei forni Martin-Siemens od elettrici. L'acciaio preferito nelle costruzioni è quello ottenuto con i convertitori ad ossigeno oppure con i forni Martin-Siemens; l'acciaio Thomas può dar luogo a vari inconvenienti (fragilità a bassa temperatura, difficile saldabilità, ecc.), che sembra siano dovuti ad inclusione di nitruri. L'acciaio colato in lingotti viene laminato in blumi dapprima nel treno sbozzatore o blooming, quindi trasformato in profilati, tubi o lamiere, in speciali laminatoi. Gli acciai sono suddivisi secondo le loro caratteristiche in vari tipi, unificati nelle principali Nazioni; in Italia dall'UNI (Ente Nazionale per l'Unificazione nell'Industria). Anche alcuni enti internazionali si occupano di unificazione nel campo delle carpenterie metalliche e della siderurgia; essi sono l'ISO (International Organisation for Standardisation) e, dopo la creazione della CEE (Comunità Economica Europea), ora UE (Unione Europea), la CECA (Comunità Europea Carbone e Acciaio) e il CEN (Comitato Europeo di Normalizzazione), le cui norme hanno la designazione EURONORM.

Gli acciai da costruzione sono rappresentati, per la maggior parte, da tipi unificati degli acciai semplici al carbonio, direttamente utilizzati sotto forma di prodotti laminati a caldo.

In quanto ai profilati disponibili in Italia si hanno essenzialmente:

- Profilati a doppio T (UNI 5679) di altezza compresa fra 80 e 600 mm, con inclinazione delle facce interne delle ali del 14%. Si designano con il simbolo I.
- Profilati a doppio T (UNI 5398) ad ali parallele, nei quali le facce interne delle ali sono parallele a quelle esterne, ciò facilita notevolmente l'esecuzione di giunti, attacchi, collegamenti. Vengono designate con il simbolo IPE seguito dall'altezza espressa in mm. Oltre ai tipi normali si laminano travi alleggerite e rinforzate.

- Profilati a doppio T ad ali larghe e ad ali parallele, nei quali le ali hanno larghezza pari all'altezza sino a 300 mm e larghezza costante di 300 mm per altezze superiori. Le facce interne delle ali sono parallele a quelle esterne. Queste travi vengono designate con il simbolo HE seguito dall'altezza espressa in mm e vengono prodotte in altezze da 100 a 1000 mm. Anche per queste travi si hanno tipi alleggeriti e rinforzati.
- Profilati ad U di altezza compresa fra 30 e 300 mm, con inclinazione delle facce interne delle ali dell'8%. Si designano con il simbolo U seguito dall'altezza in mm.
- Profilati a T serie normale  $b=h$  (UNI 5785) aventi ala di larghezza  $b$  compresa fra 20 e 100 mm, designati con il simbolo T seguito dalla larghezza.
- Profilati a T serie normale  $b=2h$  (UNI 753) aventi ala di larghezza doppia dell'anima, designati col simbolo T seguito dai valori  $b \times h$  espressi in mm. Esistono solo due tipi: T 60x30 e T 180x90
- Profilati ad L a lati uguali (angolari) (UNI 5783) con lato compreso fra 15 e 200 mm. Il massimo profilato laminato in Italia è quello con ala 180 mm. Sono designati con il simbolo L seguito dalla larghezza e grossezza del lato espressi in mm.
- Profilati ad L (UNI 5784) con angoli disuguali, con lati compresi fra 20 e 200 mm, designati con il simbolo L seguito dalla larghezza del lato maggiore e dal lato minore e dalla loro grossezza espressa in mm.

### 1.1.2 Metodi di unione

Per formare una struttura portante vari elementi costituiti da profilati, tubi, lamiere, devono essere collegati rigidamente fra loro. Il metodo adottato inizialmente fu quello di praticare nei pezzi da unire dei fori circolari, in modo che, sovrapposti i pezzi, si potessero inserire nei fori dei "chiodi", cioè perni muniti ad un estremo di una testa a calotta sferica, ed avente fusto di lunghezza maggiore di quella complessiva dei pezzi attraversati. I chiodi prima della loro messa in opera venivano portati al calore rosso, in modo da poter modificare mediante fucinatura la parte cilindrica sporgente, facendole assumere la stessa forma di calotta sferica della testa già esistente [5].

È evidente che una unione di questo tipo si oppone allo scorrimento relativo dei pezzi collegati ed ha anche una certa resistenza al distacco nel senso dell'asse dei chiodi. Al posto di questi si possono adottare dei "bulloni" con il vantaggio che la loro messa in opera avviene a freddo, non è rumorosa e la eventuale rimozione è facile, rapida ed economica.

Alla fine degli anni '20 si diffuse un nuovo metodo di unione delle strutture di acciaio e cioè la “saldatura” e più precisamente la saldatura per fusione ad arco elettrico, operazione consistente in una fusione localizzata del materiale base con l’aggiunta di materiale d’apporto. Il calore necessario alla fusione è fornito da un arco elettrico, che scocca fra il pezzo da saldare (materiale base) e una bacchetta di metallo nuda o opportunamente rivestita, che fonde depositando un cordone (materiale d’apporto).

## 1.2 Le attuali basi di progettazione

La valutazione delle prestazioni di una struttura durante un terremoto violento è tanto più completa quanto più la conoscenza quantitativa del danno deriva da analisi dinamiche non lineari.

La filosofia attuale di approccio al progetto è basata sulla valutazione della resistenza richiesta dall’evento sismico, di un sistema ad un solo grado di libertà, equivalente in termini di rigidità e di smorzamento al sistema strutturale reale, inelastico e a più gradi di libertà, associando il potenziale danno ad un periodo di ritorno commisurato alla vita della struttura.

In accordo con tale filosofia di progetto, gli edifici sismo resistenti di acciaio devono essere progettati per soddisfare la verifica allo stato limite ultimo nel rispetto di uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) Comportamento strutturale dissipativo;
- b) Comportamento strutturale non dissipativo.

Nel caso a) le strutture sono concepite in maniera tale che una parte dell’energia di input del terremoto sia dissipata mediante cicli di deformazione inelastiche di predisposti elementi strutturali o parti di elementi strutturali, detti rispettivamente elementi o zone dissipative. Questi ultimi devono essere progettati per resistere alle azioni indotte dal terremoto distruttivo assicurando ampie deformazioni in campo plastico, mentre le altre parti strutturali devono essere progettate per resistere alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi o dalle zone dissipative presentando un comportamento di tipo elastico. Beneficiando della dissipazione di energia dovuta alla deformazione plastica delle parti duttili, e quindi confidando nel requisito di duttilità delle strutture, tutti i moderni codici di progetto antisismico introducono il fattore di riduzione della resistenza elastica lineare richiesta, chiamato “*fattore di struttura q*” dall’attuale D.M. 14/01/2008 (norme tecniche per le costruzioni), “*behaviour factor q*” dall’Eurocodice 8 (CEN, EN 1998-1, 2004), “*response modification factor R*” dalle raccomandazioni del NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program, 1992), o “*structural system factor  $R_w$* ” dal SEAOC (Structural Engineers Association of California, 1990) [1].

La valutazione del fattore di struttura  $q$  come rappresentativo della duttilità della struttura è evidentemente l'aspetto critico della procedura. Nelle norme attuali tale fattore è assegnato in funzione della tipologia strutturale, tenendo conto implicitamente di altri parametri di influenza, quali il periodo fondamentale della struttura, le condizioni del suolo in sito ed anche le caratteristiche dinamiche del terremoto.

La procedura di progetto deve mirare al controllo del meccanismo di collasso globale per ottimizzare lo sfruttamento delle risorse plastiche dello schema strutturale: ciò si traduce nell'applicazione del cosiddetto criterio di gerarchia delle resistenze (capacity design), secondo cui l'elemento strutturale più duttile deve essere anche il più "debole", mentre le resistenti parti di struttura ad esso collegate devono rimanere elastiche; secondo tale criterio in base al sistema strutturale che si vuole utilizzare per costruire (a telaio, con controventi eccentrici, con controventi eccentrici, ecc.) occorre individuare la modalità di collasso che dal punto di vista teorico consente maggiori deformazioni e quindi dissipazioni di energia in presenza del sisma e fare in modo che tale modalità di collasso di tipo duttile si "attivi" prima, rispetto ad altre modalità di collasso di tipo fragili [2].

Adeguati requisiti di duttilità locale e di capacità di dissipazione devono essere conferiti mediante una concezione appropriata dei particolari costruttivi, tesa allo sviluppo di ampie escursioni del comportamento plastico prevenendo qualsiasi crisi locale per eccesso di deformazione. Per favorire queste condizioni, le norme propongono già a livello del materiale l'uso di acciai duttili, che presentano elevate caratteristiche di incrudimento e allungamento a rottura.

In generale una struttura di acciaio deve prevedere l'uso di membrature duttili, secondo classificazione da normativa, che tenga in conto delle loro caratteristiche geometriche, dell'eventuale presenza di uno sforzo di compressione e della resistenza del materiale; inoltre i collegamenti devono essere a completo ripristino di resistenza della sezione, permettendo di trasferire da un elemento all'altro i massimi valori delle componenti di sollecitazione che possono essere sopportati dall'elemento strutturale più debole, permettendo lo sviluppo delle deformazioni plastiche nelle zone o negli elementi dissipativi adiacenti, anziché nel collegamento [3].

Inoltre ammettere che una struttura abbia comportamento duttile permette di:

- Salvaguardarsi da rotture di tipo fragile e quindi improvvise e catastrofiche, che si possono verificare quando le forze di inerzia dovute al sisma superano la capacità del sistema: generalmente una struttura progettata per deformarsi anelasticamente sopprime all'eccesso di richiesta con ulteriori deformazioni, mentre una struttura progettata per rimanere in campo elastico può essere soggetta ad un collasso fragile, una volta raggiunta la resistenza di progetto.

- Dissipare energia tramite cicli isteretici indotti dalle forze cicliche dovute al sisma, evitando quindi che si manifestino oscillazioni eccessive in termini di accelerazione e spostamento durante l'applicazione dell'azione sismica.
- Conseguire vantaggi economici in quanto potrebbe risultare in accettabilmente dispendioso progettare una struttura affinché rimanga in campo elastico sotto azioni estremamente rare [4].

Le strutture a comportamento strutturale di tipo non dissipativo sono invece progettate per resistere alle azioni sismiche attraverso un comportamento di tipo elastico. Ne consegue che lo spettro delle accelerazioni di progetto cui fare riferimento è quello elastico smorzato, il che equivale ad assumere un fattore di struttura  $q$  unitario.

### **1.2.1 Nuovi orientamenti**

Una naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite è rappresentata dal Performance Based Design (PBD). Il suo intento è quello di fornire ai progettisti criteri più rigorosi per selezionare il sistema strutturale più appropriato e per progettare gli elementi sia strutturali che non strutturali affinché, per specificati livelli d'intensità del terremoto, il danno strutturale possa essere contenuto entro limiti prefissati. La progettazione strutturale è così basata su regole di tipo prestazionale e non convenzionali e prescrittive come nelle precedenti norme. In tal modo, la minimizzazione del rapporto costi/benefici, che prende in conto il costo della costruzione e le perdite attese, può essere ottenuta per tutti gli stati limite in cui può venire a trovarsi la struttura durante la vita di servizio [1].

Una definizione particolareggiata del PBD è stata fornita dalla commissione SEAOC Vision 2000 (1990). L'accettabilità dei livelli di danno è determinata sulla base delle conseguenze di tale danno sulla comunità di utenti e della frequenza con cui lo stesso si presenta. Sono stati proposti quattro livelli di prestazione a cui sono associati i corrispondenti requisiti di progetto per differenti costruzioni dell'ingegneria civile e per differenti materiali da costruzione:

- 1) Fully Operational (completamente operativo): nessun danno; le conseguenze per gli utenti dell'edificio sono trascurabili;
- 2) Operational (operativo): danno moderato agli elementi non strutturali ed agli arredi, danno lieve agli elementi strutturali; il danno non compromette la sicurezza dell'edificio per gli occupanti;

- 3) Life Safe (sicurezza della vita): danno moderato agli elementi strutturali e non strutturali; la rigidità laterale della struttura e la sua abilità di resistere ai carichi laterali addizionali è stata ridotta, ma è comunque garantito un certo margine di sicurezza rispetto al crollo;
- 4) Near Collapse (vicino al collasso): la resistenza ai carichi agenti sia laterali che verticali è sostanzialmente compromessa; le scosse di assestamento possono provocare il crollo parziale o totale della struttura.

A questi livelli prestazionali corrispondono secondo le NTC i seguenti quattro stati limite:

- Stato limite di operatività (SLO)
- Stato limite di danno (SLD)
- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Si configura così un approccio progettuale multi livello secondo il quale la struttura deve essere in grado di:

- Resistere a eventi sismici di bassa intensità senza significativi danneggiamenti;
- Resistere a eventi sismici di moderata intensità con danni riparabili;
- Resistere a eventi sismici di notevole intensità prevenendo il collasso.

Relativamente all'intensità dell'azione sismica, sono specificati quattro livelli di progetto del terremoto (frequente, occasionale, raro e molto raro) caratterizzati da periodi di ritorno crescenti. L'accoppiamento di un livello di prestazione strutturale con un livello specifico d'intensità del terremoto definisce un obiettivo di progetto prestazionale [1].

Da un punto di vista operativo viene suggerito (Bertero, 1996) di effettuare un progetto preliminare delle strutture prendendo in conto solo due livelli di prestazione, quali il Fully Operational e il Life Safe, e poi controllare la struttura per gli altri livelli allo scopo di verificare l'accettabilità del progetto. L'attuale approccio al progetto sismico basato sulle forze (Force Based Desig, FDB), consiste nell'assumere che lo spettro di risposta in termini di accelerazione costituisca un indicatore adeguato della domanda sismica. In realtà è evidente che, in campo inelastico, gli spostamenti descrivono la risposta strutturale in modo più esplicito rispetto alle forze. In particolare il danno è più una conseguenza della storia e dell'entità delle deformazioni che della resistenza. In considerazione di ciò, vivo interesse ha suscitato l'approccio progettuale basato sugli spostamenti (Displacement Based Design, DBD), imperniato anch'esso sulla definizione di un sistema elastico equivalente a un sol grado di libertà, che però è caratterizzato attraverso una rigidità secante associata allo spostamento massimo consentito e ad un livello dello smorzamento viscoso equivalente. Lo spostamento di progetto corrisponde al livello di prestazione da assicurare e l'effettivo smorzamento è legato all'energia isteretica assorbita durante la risposta inelastica.

### 1.3 Progettazione sismica tradizionale e innovativa

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

È il metodo di progettazione che maggiormente viene tuttora utilizzato. Prima di descriverne le principali problematiche, ci si sofferma brevemente sulla descrizione del metodo:

- 1) In primo luogo deve essere fissata la geometria strutturale incluse le dimensioni degli elementi. In molti casi la geometria può essere indicata da considerazioni relative a carichi statici.
- 2) Deve essere definita la rigidezza elastica degli elementi basata su una stima preliminare della loro dimensione.
- 3) Come dati iniziali si deve conoscere la rigidezza degli elementi, il periodo fondamentale (nel caso di analisi statica equivalente) o i periodi propri della struttura (nel caso di analisi dinamiche modali).
- 4) Il calcolo del taglio alla base della struttura si basa su una risposta di tipo elastico con un valore di duttilità strutturale nullo.
- 5) Si deve selezionare il valore appropriato del fattore di riduzione delle forze  $R_{\mu}$  corrispondente alla reale capacità di duttilità del sistema e dei materiali in uso. Generalmente  $R_{\mu}$  è specificato dal programma di calcolo e non è dunque una scelta di progetto.
- 6) Il taglio reale alla base è determinato come:  $V_{base} = V_{base,E}/R_{\mu}$  Il taglio alla base è distribuito poi in parte differenti della struttura rappresentante l'azione sismica applicata. Per edifici a più piani, la distribuzione è tipicamente proporzionale al prodotto tra l'altezza e la massa ai diversi piani ed è compatibile con la deformata del meccanismo plastico più appropriato alla struttura.
- 7) La struttura viene analizzata sotto un sistema di forze orizzontali e la capacità plastica della struttura è determinata mediante le cerniere plastiche poste nei punti potenziali di azioni plastiche. I valori finali di progetto dipenderanno dalla rigidezza degli elementi.
- 8) Si deve eseguire il calcolo strutturale degli elementi nelle sezioni in cui sono posizionate le cerniere plastiche. Vengono calcolati gli spostamenti sotto l'azione sismica.
- 9) Gli spostamenti vengono confrontati con spostamenti limite definiti dal modello di calcolo.
- 10) Se lo spostamento calcolato va oltre lo spostamento limite, la struttura va riprogettata. Normalmente si vanno ad ingrossare le sezioni degli elementi o si aumenta la loro rigidezza.
- 11) Se gli spostamenti al contrario sono soddisfatti, lo step finale di progetto è quello di determinare lo sforzo richiesto sotto l'azione sismica degli elementi che non sono soggetti a plasticizzazione. Il metodo conosciuto come capacity design garantisce che la capacità di resistenza al taglio e al momento, nelle sezioni dove non occorre la cerniera plastica, vada oltre l'input massimo possibile

corrispondente al massimo sforzo possibile della potenziale cerniera plastica. Questo metodo alternativo è incluso in molti codici di calcolo.

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

- il *Force-Based Design* si basa sulla stima della rigidità iniziale della struttura per determinarne il periodo e la distribuzione delle forze di progetto nonostante essa possa essere determinata solo al termine dell'intero processo progettuale (cioè una volta definiti gli elementi strutturali che la costituiscono);

- il *Force-Based Design* consente di utilizzare per una determinata tipologia di struttura realizzata con un certo materiale un unico fattore di riduzione delle forze (cioè di indicarne la capacità duttile);

- 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 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*.

### **1.3.1 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. Si può in un certo senso affermare che con il *Performance Based Seismic Design* la figura dell’ingegnere diventa una figura attiva e abbandona il ruolo di mero esecutore di calcoli. 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.

### **1.3.2 Direct Displacement Based Design “DDBD”**

Il *Direct Displacement Based Design*, (*DDBD*), è stato introdotto originariamente da Nigel Priestley 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.

### **1.3.3 Force-Based Design**

Nell'attuale progettazione delle strutture in zona sismica, basata su un approccio di tipo Force-Based Design, vengono richieste alla struttura un certo numero di prestazioni; ciò significa che a seconda dell'intensità del sisma la struttura deve essere in grado di garantire uno specifico comportamento. In particolare, sono sostanzialmente presi in esame due livelli di progettazione; tali livelli di progettazione vengono indicati come stato limite di danno (SLD) e stato limite ultimo (SLU). Lo stato limite di danno, (SLD), è caratterizzato da una probabilità di occorrenza del 50% in uno specifico valore del periodo di riferimento; invece, lo stato limite ultimo, (SLU), è caratterizzato da una probabilità di occorrenza del 10% nel periodo di riferimento.

Caratteristica tipica dell'attuale progettazione in zona sismica di una struttura è quella di prevedere che il sistema resistente alle azioni verticali venga concepito anche per essere in grado di assorbire i carichi orizzontali derivanti dall'azione sismica (si ha un unico sistema per far fronte a due tipologie di carichi differenti). È possibile quindi notare che la progettazione di strutture in zona sismica risulta essere un problema molto complesso, anche perché l'azione sismica è influenzata dalla risposta dinamica del sistema strutturale nel senso che in funzione del comportamento del sistema varia l'azione che lo stesso può subire. 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. L'idea di utilizzare un sistema resistente 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 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. 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 indubbiamente il vantaggio di ridurre in modo considerevole le accelerazioni indotte nella sovrastruttura, ma hanno costi elevati e portano a danni inaccettabili al piano terra (per crisi di piano debole). 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.

#### **1.3.4 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).

## 1.4 Concezione strutturale sismica di strutture in acciaio

L'ossatura di un fabbricato deve costituire nel suo complesso un sistema statico definito capace di resistere, trasportandole ad agire sul terreno, alle forze verticali ed orizzontali che lo sollecitano. Qualunque sia la modalità con cui viene adempiuta questa duplice funzione, l'intelaiatura è composta in ogni caso da colonne sopportanti travi principali, sulle quali poggiano le travi secondarie dei solai. Su queste, attraverso il materiale di riempimento degli orizzontamenti, vengono ad agire i sovraccarichi, mentre il peso delle chiusure verticali è riportato sui ritzi da opportune traverse e la spinta orizzontale è direttamente trasmessa dai muri all'intelaiatura portante. Per i montanti si cerca di adottare in pianta una disposizione quanto possibile regolare, in modo da ottenere pochi tipi differenti di ritzi e riunire corrispondentemente le travi in un numero limitato di gruppi, caratterizzati ognuno dall'uguaglianza della luce e quindi del profilo resistente [5].

Lo sforzo del costruttore sarà cioè rivolto a ridurre le membrature resistenti a pochi tipi, per conseguire la massima economia di costo e di tempo sia nell'esecuzione di officina sia nel montaggio; tale studio deve naturalmente essere eseguito in stretta collaborazione con l'architetto.

Nei grattacieli americani l'area dei locali interni viene spesso integralmente utilizzata senza lasciare alcun cortile interno; l'edificio forma un unico blocco, nel centro del quale si sistemano gli ascensori e i servizi. Ciò permette una disposizione assai regolare delle colonne sia nel senso parallelo sia in quello normale alla facciata. Quando invece il fabbricato ha larghezza limitata rispetto allo sviluppo delle facciate, la scelta dell'ubicazione dei montanti nelle sezioni trasversali è meno semplice. Se occorre avere un notevole spazio libero, senza ingombri intermedi, si sistemano unicamente due file di colonne in corrispondenza delle facciate; le travi che collegano risultano perciò di notevole altezza. Negli edifici nei quali non si hanno esigenze di grandi spazi intermedi liberi, si dispongono una o più file intermedie di colonne, riducendo la luce delle travi.

L'interasse delle colonne può così variare entro limiti abbastanza ampi; si hanno esempi di edifici con ritzi situati a 3 m di distanza e di altri con ritzi a 7-8 m e più.

Con ordinari materiali laterizi, che esigono distanze tra travi secondarie di 1-1,5 m, non conviene allontanare troppo le travi principali, poiché le secondarie, di luce rilevante, risulterebbero eccessivamente alte e pesanti. In genere perciò non si superano i 5-6 m di interasse tra le travi principali.

Nel caso più generale si possono distinguere gli schemi statici delle strutture di acciaio per fabbricati multipiano in due categorie, secondo che le travi principali dei solai sono semplicemente appoggiate alle colonne o sono incastrate in queste a costituire dei telai.

È evidente che una struttura formata da travi orizzontali, appoggiate o incernierate su ritti vincolati agli estremi mediante cerniere, è labile nei riguardi delle azioni orizzontali, pur essendo atta a riportare al suolo i carichi verticali. Pertanto si dovranno prevedere opportune travi verticali di controvento. Ognuna delle serie di controventi dovrà essere composta di almeno due travi.

Invece, le travi principali incastrate nei ritti formano con questi delle strutture rigide atte a portare i carichi sia verticali che orizzontali.

### 1.4.1 Tipologie strutturali dissipative

Con riferimento al comportamento nei confronti delle azioni orizzontali e al tipo di sistema adottato per dissipare l'energia, le strutture in acciaio si distinguono in:

- a) Strutture intelaiate: sono composte da telai tra di loro rigidamente collegati. La principale risorsa di rigidezza e resistenza laterale è legata al regime flessionale che si instaura nelle membrature strutturali. Le zone dissipative sono in gran numero e sono concentrate in regioni discrete alle estremità delle aste, dove si formano le cerniere plastiche, che dissipano energia attraverso un comportamento ciclico a flessione. Al fine di conseguire un comportamento duttile che produca un meccanismo di collasso globale e che massimizzi la capacità dissipativa della struttura, le cerniere plastiche devono formarsi alle estremità delle travi e all'attacco tra i pilastri e la fondazione.

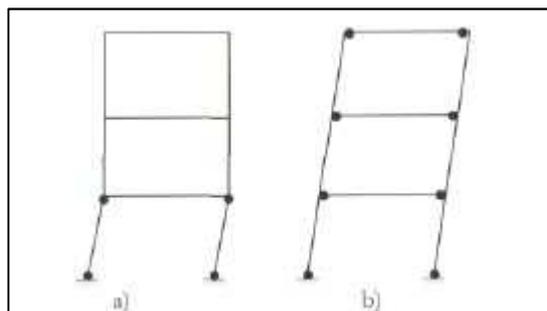
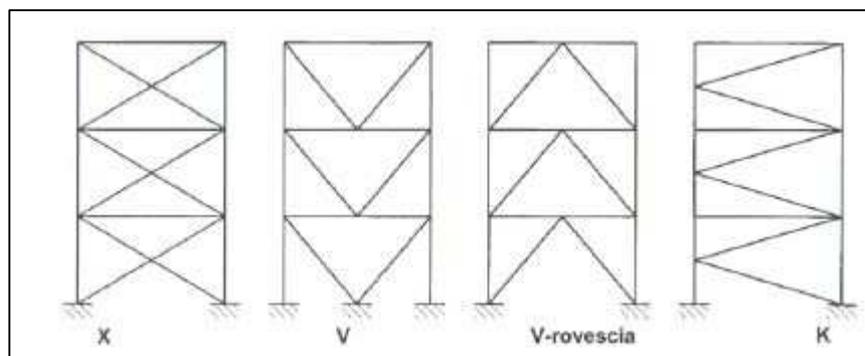


Fig. 1.1: Meccanismi di collasso per telai rigidi: a) di piano, b) globale

- b) Strutture a controventi reticolari concentrici: gli elementi che si oppongono all'azione del sisma sono dei sistemi di controventi appositamente progettati. Essi si oppongono alle forze orizzontali attraverso un regime di sforzi assiali e dissipano energia quando le diagonali tese si elasticizzano. È chiaro che per ottenere questo tipo di comportamento, le diagonali tese devono

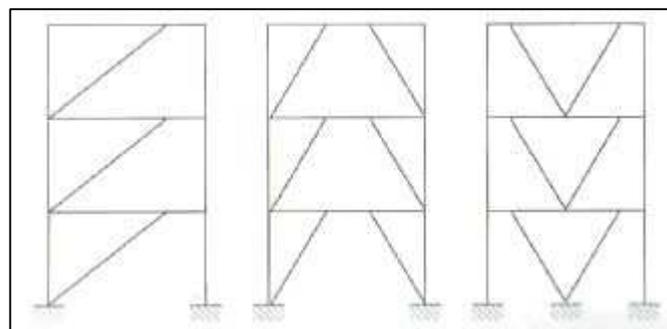
snervarsi prima che le aste compresse raggiungano la resistenza per instabilità. I controventi reticolari concentrici si distinguono nelle seguenti categorie:

- Controventi con diagonale tesa attiva: le forze orizzontali sono assorbite esclusivamente dalle aste tese, trascurando il contributo delle aste compresse.
- Controventi a V: le forze orizzontali sono assorbite sia dai diagonali tesi che da quelli compressi. Il vertice della V giace su un elemento orizzontale che sarà soggetto ad una forza concentrata pari alla risultante degli sforzi trasmessi dalle diagonali.
- Controventi a K: il punto di intersezione delle aste giace su un elemento verticale; questa configurazione non è di tipo dissipativo.



*Fig. 1.2: Strutture a controventi reticolari concentrici*

- c) Strutture a controventi eccentrici: gli elementi resistenti alle azioni orizzontali sono soggetti ad un regime di sforzi assiali nelle diagonali, ma la dissipazione dell'energia avviene anche nei traversi mediante deformazioni plastiche di tipo flessionale concentrate in alcuni elementi detti link.



*Fig. 1.3: Strutture a controventi reticolari eccentrici*

- d) Strutture a mensola o a pendolo inverso: sono sistemi in cui almeno il 50% della massa è concentrata nel terzo superiore dell'altezza dell'edificio, o in cui la dissipazione di energia ha luogo alla base dell'edificio, nelle membrature presso inflesse [1].
- e) Strutture intelaiate controventate: in questi sistemi le forze orizzontali sono assorbite in parte da telai e in parte da controventi agenti nel medesimo piano. Queste strutture offrono la possibilità di ottenere un'ampia gamma di soluzioni intermedie tra i sistemi a controventi reticolari concentrici molto rigidi e i sistemi intelaiati molto duttili [1].

### 1.5 Normativa di riferimento

Con l'entrata in vigore delle Nuove Norme Tecniche D.M. 14.01.08 [6] e della Circolare esplicativa n° 617 del 02.02.2009 [7], la progettazione strutturale di edifici in zona sismica è stata trattata in maniera più precisa e completa. Si vuole però far notare come in materia analisi sismiche la normativa non specifichi alcuna modalità di trattamento o, di progetto, delle strutture equipaggiate con smorzatori. Si riportano i passi più significativi del D.M. 14.01.08 [6] che riguardano in generale i criteri di progettazione in zona sismica evidenziando successivamente la mancata trattazione dell'argomento suddetto. (D.M. 14.01.08 § 7.2.1) *Criteri generali di progettazione: le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche [...]. Continua affermando che: Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:*

*a) comportamento strutturale non-dissipativo;*

*b) comportamento strutturale dissipativo.*

*Nel comportamento strutturale non dissipativo, a cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti. Nel comportamento strutturale dissipativo, ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto della non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).*

*[...] Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo si*

*distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classe di Duttilità:*

*- Classe di duttilità alta (CD “A”)*

*- Classe di duttilità bassa (CD “B”)*

La Circolare n° 617 [7] completa quanto affermato dal D.M. 14.01.08 [6] nel modo seguente:

*Fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base (non di strutture dotate di elementi dissipativi in generale), per le quali anche i requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura. Ai fini di un buon comportamento dissipativo d’insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili.*

*In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi essenzialmente fragili, quindi per loro natura scarsamente dissipativi, dagli altri meccanismi ai quali è possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia in ragione della loro duttilità.*

*La progettazione deve dunque garantire l’attivazione dei meccanismi deformativi duttili, evitando al contempo che si attivino meccanismi in elementi meno duttili (ad es. in pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave pilastro). La duttilità d’insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare le capacità dissipative e localizzando all’interno del sistema strutturale le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d’insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.*

Di notevole rilevanza è ciò che segue (D.M. 14.01.08 §7.10.1): *Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto di costruzioni e ponti nuovi e per l’adeguamento di quelli esistenti, nei quali un sistema d’isolamento sismico è posto al disotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d’isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:*

*a) incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;*

*b) limitando la massima forza orizzontale trasmessa.*

*In entrambe le strategie le prestazioni dell’isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema di isolamento di una consistente aliquota dell’energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.*

*Ma: Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione.*

Si evince dunque, da quanto riportato sopra, che nulla di specifico è detto relativamente alla progettazione di edifici dotati di elementi di smorzamento distribuiti su vari livelli della struttura. Per quanto letto però nel § 7.2.1 del D.M. 14.01.08 [6] la normativa afferma chiaramente che per la progettazione e verifica degli edifici dotati di elementi di smorzamento non è possibile applicare alcun fattore di riduzione delle forze. È quindi lecito progettare codeste strutture solo in campo elastico. Lo scopo di questo lavoro è quello, al contrario, di dimostrare che è possibile applicare un fattore di riduzione delle forze che possa essere applicato a strutture smorzate in modo tale che anch'esse, in caso di sollecitazione sismica, possano avere un comportamento di tipo elasto-plastico e quindi dotate di un certo valore di duttilità. Qualora si dimostrasse che è possibile l'applicazione del fattore di riduzione delle forze sarebbe possibile costruire strutture al contempo sicure e ottimizzate nei costi, con un notevole risparmio economico e ambientale e con la maggior possibilità di diffusione di questo tipo di strutture.



# ***Capitolo 2: Duttività e fattore di riduzione delle forze***

## **2.1 Duttività della struttura**

La duttilità della struttura (o duttilità di spostamento) è la capacità della struttura di sopportare elevati spostamenti in campo anelastico senza eccessivo decremento della forza resistente. Si definisce duttilità di spostamento della struttura il rapporto tra lo spostamento corrente e lo spostamento allo snervamento di un punto significativo della struttura, di solito identificato come un punto sulla sommità dell'edificio:

$$\mu_{\delta} = \delta / \delta_y \quad 2.1$$

La capacità di spostamento è probabilmente la quantità che meglio definisce la capacità di una struttura di rispondere all'azione del sisma entrando in campo non lineare senza eccessiva diminuzione della forza resistente. In fase di progetto o verifica bisogna controllare che la duttilità di spostamento richiesta dalla struttura  $\mu_{\delta,D}$  non superi la capacità di spostamento  $\mu_{\delta,C}$  corrispondente allo stato limite considerato. Graficamente la duttilità e spostamento della struttura può essere identificata mediante la curva caratteristica “taglio alla base-spostamento di sommità della struttura”. Solitamente lo spostamento di snervamento viene individuato in corrispondenza del raggiungimento di valori predefiniti dello spostamento relativo fra i piani dell'edificio, cui corrisponde, approssimativamente, la formazione delle cerniere plastiche, mentre la condizione ultima viene fatta coincidere con la formazione di un meccanismo di collasso.

Affinché la struttura abbia globalmente una buona duttilità strutturale occorre seguire il più possibile le seguenti regole di progetto:

- mantenere la continuità degli elementi strutturali al fine di assicurare alle forze orizzontali un percorso fino a terra;
- ridondanza degli elementi strutturali al fine di permettere la redistribuzione delle sollecitazioni, evitare rotture fragili e ritardare il raggiungimento della condizione di collasso;
- fare in modo che ci sia regolarità nella distribuzione delle masse, delle rigidezze e delle resistenze al fine di ridurre gli effetti torsionali, le concentrazioni di domanda di resistenza e di duttilità e la formazione di meccanismi di piano debole;

- nell'edificio ci devono essere masse ridotte e sufficiente rigidezza al fine di evitare strutture eccessivamente flessibili che possono mostrare danni non strutturali elevati e significativi effetti del secondo ordine.

Operare in questa maniera porta sicuramente ad avere una serie di vantaggi in campo antisismico, come ad esempio la salvaguardia della struttura da rotture di tipo fragile che si possono verificare quando le forze d'inerzia dovute al sisma superano la capacità del sistema.

È chiaro che una struttura progettata per rimanere in campo elastico gode, se pur in minima parte, di queste caratteristiche.

Una struttura è in grado di dissipare energia qualora costruita in modo tale che opportuni elementi strutturali dissipino, tramite cicli di isteresi, le forze cicliche dovute al sisma. Si aumenta anche il periodo proprio di vibrazione della struttura, per effetto di una diminuzione della rigidezza, con conseguente allontanamento della struttura da fenomeni di risonanza con il terreno e con una diminuzione, in alcuni casi significativa, dell'accelerazione sismica di calcolo da applicare alla struttura.

In questo modo si ha un considerevole vantaggio economico perché viene a mancare la necessità di costruire la struttura in modo tale che rimanga in campo elastico.

Inoltre, ammettendo che la struttura abbia un'escursione in campo plastico, sorge spontaneo ragionare non più in termini di forze, bensì di spostamento. Lo stato limite ultimo della struttura non può essere definito in termini di sollecitazioni massime raggiunte nei singoli elementi strutturali perché, in campo plastico, esse si mantengono pressoché costanti, bensì deve essere definito in termini di uno spostamento ultimo. Per questi motivi, si sta passando da una progettazione basata sugli spostamenti (*Displacement Based Design*), al posto della progettazione odierna basata sulle forze (*Force Based Design*).

Sia la capacità della struttura, sia la domanda richiesta dal sisma alla struttura dovrebbero essere espresse in termini di spostamento. Tuttavia, nelle applicazioni pratiche, come definito dalle nuove normative [6] [7], è possibile in primo luogo tornare a ragionare in termini di forze mediante l'introduzione del cosiddetto fattore di struttura o fattore di riduzione del forze, e in secondo luogo utilizzare ancora procedimenti di calcolo basati sull'ipotesi di comportamento elastico.

Questo è possibile in quanto si introducono regole specifiche di progetto (fattore di struttura e osservazione di specifici dettagli costruttivi che, per tenere conto degli elevati impegni plastici che necessariamente si manifestano in caso di sisma, cercano di garantire alle strutture adeguate capacità in termini di formazione e di dissipazione energetica).

Progettare in campo duttile significa però fare attenzione a diversi aspetti come ad esempio la difficoltà di definire un unico parametro di duttilità in grado di esprimere la capacità di

deformazione plastica di tutta la struttura. Inoltre non è semplice misurare sperimentalmente la duttilità di un elemento o di un componente strutturale.

## 2.2 Fattore di riduzione della duttilità (Ductility Reduction Factor)

Viene indicato in letteratura con  $R_{\mu}$ . Valutando la capacità di un edificio di dissipare energia in modo isteretico qualora l'energia di deformazione in eccesso possa essere sostenuta dallo scheletro dell'edificio stesso, il valore di progetto della forza elastica  $F_{el}$  può essere ridotto dal fattore  $R_{\mu}$  nel valore dello sforzo di snervamento  $F_y$ :

$$R_{\mu} = F_{el} / F_y \quad 2.2$$

Lo smorzamento isteretico o materiale, è associato alla deformazione di corpi solidi e deformabili. Esso è originato durante il processo di deformazione del materiale dall'attrito interno, per tale motivo è detto anche smorzamento interno.

Tale fenomeno si può descrivere, semplicemente, con un elemento strutturale sollecitato in regime monoassiale, mediante uno spostamento  $\Delta l$  che varia armonicamente secondo la formula:

$$\Delta l = U \cos(\omega t) \quad 2.3$$

dove  $U$  è l'ampiezza dello spostamento impresso e  $\omega$  è la pulsazione della forza eccitante.

Se si calcola la forza  $p(t)$  necessaria ad imprimere lo spostamento  $\Delta l$  si ricava il seguente grafico:

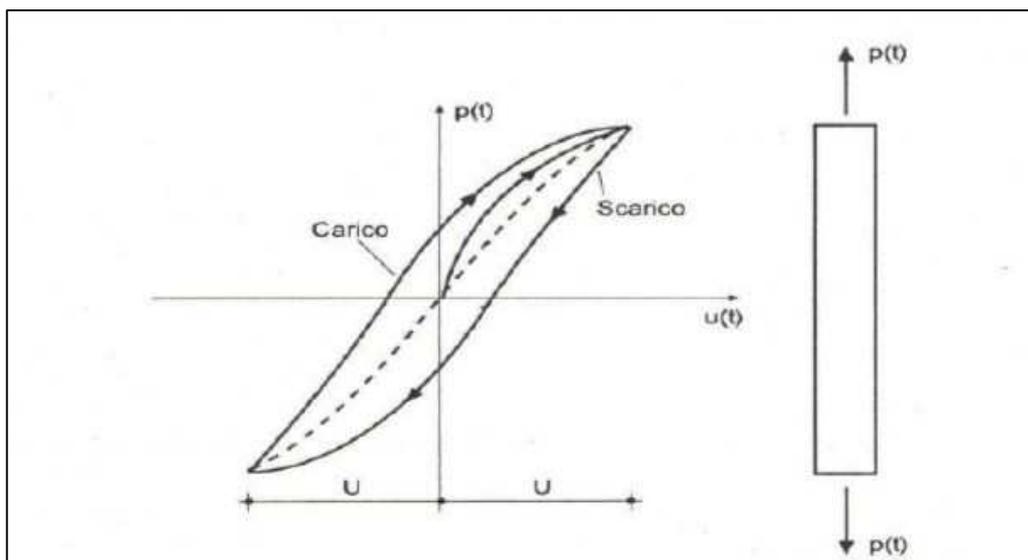


Fig.2.1: Ciclo di isteresi in regime monoassiale

L'energia dissipata durante un ciclo per effetto di questo tipo di smorzamento è rappresentata dall'area racchiusa dal ciclo di isteresi. Si dice che l'energia dissipata è energia isteretica.

### 2.3 Fattore di sovra resistenza strutturale

Il fattore di sovra resistenza strutturale o “*structural overstrength factor*” indica il rapporto tra la forza di primo snervamento e la forza di progetto di snervamento:

$$\Omega = F_y / F_s = \alpha_u / \alpha_1 \quad 2.4$$

dove:

$F_y$  = forza di snervamento della struttura;

$F_s$  = forza di primo snervamento della struttura;

$\alpha_u$  = moltiplicatore dei carichi ultimo [3];

$\alpha_1$  = moltiplicatore dei carichi di primo snervamento [3].

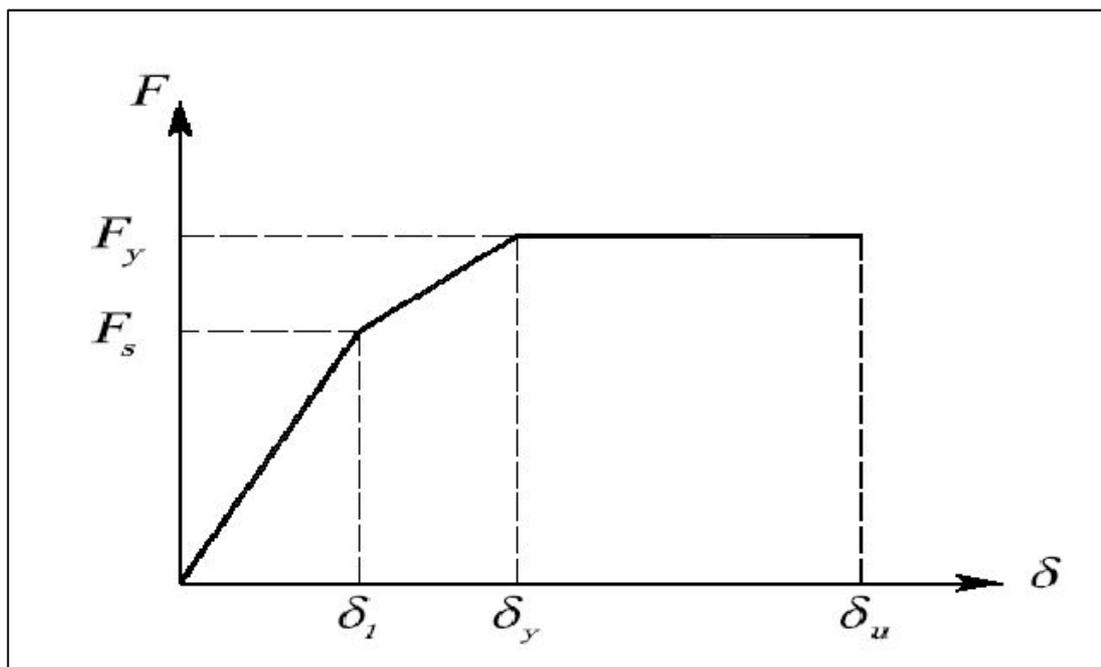


Fig. 2.2 : Forza di primo snervamento e forza di snervamento

Il fattore di sovra resistenza strutturale deriva da una serie di fattori tra cui la redistribuzione delle forze interne, la valutazione di più combinazioni di carico, considerazione di particolari costruttivi, resistenza dei materiali più alta rispetto a quella di progetto, fenomeni di hardening, sovradimensionamento degli elementi, effetto degli elementi non strutturali.

Nelle nuove norme tecniche (D.M. 14.01.08 [3] § 7.4.3) il fattore di sovra resistenza, che compare come rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$ , varia tra  $1,1 \div 1,3$ . Viene fornito in base a determinate tipologie strutturali e varia a seconda della classe di duttilità di quel determinato edificio. Può essere utilizzato solo se quel determinato edificio viene costruito secondo i particolari costruttivi dettati da normativa relativi a quella determinata tipologia di edificio a cui il fattore di sovra resistenza fa riferimento.

## **2.4 Il fattore di riduzione delle forze secondo Uang**

La struttura di un edificio, affinché rimanga per tutta la propria vita utile e durante eventi quali terremoti in campo elastico, deve essere progettata per resistere ad elevate sollecitazioni [8]

Queste sollecitazioni richiedono strutture molto resistenti e di conseguenza molto costose. Sarebbe necessario dunque progettare strutture più economiche attraverso modelli di calcolo sismico moderni in grado di generare strutture resistenti a sistemi di forze minori.

Questi tipi di strutture, durante il sisma, subiranno un certo tipo di danno portando il loro sistema resistente in campo plastico. La definizione del sistema di forze orizzontali dovute al sisma viene effettuata tramite l'applicazione di un fattore di riduzione delle forze, definito con la lettera R che si sviluppa dal comportamento della struttura in campo elastico.

### **2.4.1 Definizione generale**

Per la determinazione delle azioni sismiche in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite ultimi al fine del progetto o della verifica di una struttura, il fattore di struttura è un fattore di riduzione che permette di ottenere gli spettri di progetto (riferiti ad un oscillatore elementare a comportamento anelastico) dagli spettri di risposta elastici (riferiti ad un oscillatore elementare a comportamento elastico lineare).

La possibilità di poter utilizzare il fattore di riduzione delle forze [9] consente alla struttura di poter utilizzare i vantaggi offerti dalla capacità di dissipazione di energia, dovuta all'escursione in campo plastico della struttura, e serve a garantire che la domanda di duttilità dovuta al sisma non superi il limite dell'offerta di duttilità disponibile della struttura stessa. È evidente che esiste una stretta

correlazione tra fattore di riduzione delle forze e la risorsa stessa di duttilità della struttura. Nel fattore di riduzione delle forze si tiene conto sia della duttilità locale, tramite l'utilizzo di cerniere plastiche, sia della duttilità strutturale del sistema. Per garantire questo aspetto, di cui si deve tenere conto al fine di dare un certo livello di duttilità globale, è necessario fornire alla struttura un adeguato sistema di cerniere plastiche che non abbiano meccanismi di collasso caratterizzati da una bassa dissipazione di energia. La denominazione fattore di struttura è valida sia in Europa che in Italia poiché è riportata nell'Eurocodice 8 e nel D.M. 14.01.2008 e viene indicato con la lettera q. In America il fattore di riduzione è noto come Strength Reduction Factor (R). Il fattore R è definito come:

$$R = F_{el} / F_y \quad 2.5$$

Dove:

$F_{el}$  è il valore della forza agente nel caso di comportamento elastico lineare  $F_y$  è il valore della forza di snervamento oltre il quale inizia il comportamento plastico della struttura e pertanto rappresenta il rapporto tra la risposta della generica struttura in campo elastico lineare e la sua effettiva risposta in campo elastoplastico.

Il fattore di riduzione tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura e viene utilizzato qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi. Ciò rappresenta un procedimento semplificato che viene offerto dalla normativa per determinare gli spettri di progetto.

Il fattore R viene definito in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali e tiene conto tra l'altro della dissipazione di energia anelastica, della redistribuzione delle tensioni e della perdita di energia dovuta alla diffusione dello smorzamento nel terreno di fondazione. Per la componente orizzontale dell'azione sismica il passaggio da uno all'altro spettro (da elastico a di progetto) avviene sostituendo nelle espressioni che definiscono lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale del sisma, il termine  $\eta$ , (funzione dello smorzamento viscoso) con il termine  $1/q$ . Questa sostituzione determina una riduzione delle ordinate dello spettro di risposta elastico. Il fattore di riduzione delle forze che viene utilizzato in campo sismico per ridurre l'intensità dell'azione sismica di progetto concedendo alla struttura una deformazione di tipo plastica sotto terremoto violento verrà dunque, come già detto, indicato con la lettera R secondo Uang [6]. Deriva dalla seguente espressione [10]:

$$R = F_{el}/F_y = F_{el}/F_y * F_y/F_s = R_\mu \Omega \quad 2.6$$

R è dunque funzione del fattore di sovra resistenza  $\Omega$ , del fattore di duttilità strutturale  $\mu_\delta$  e del rapporto di smorzamento  $\xi$ . Da norma l'effetto dello smorzamento è incluso nel fattore di riduzione della duttilità  $R_\mu$ .

## 2.5 Confronto tra il fattore R in USA e Giappone

Secondo Uang[6] si identificano i due principali modi per la determinazione del fattore R adottati negli Usa e in Giappone. Negli Stati Uniti agli inizi degli anni '90, esistevano due metodologie di identificazione del fattore di riduzione delle forze: la prima chiamata Uniform Building Code (UBC), la seconda NEHRP Recommended Provisions, mentre in Giappone si faceva riferimento al Building Standard Law (BLS). Le significative differenze tra i due metodi di determinazione del fattore R sono state oggetto di studio sia da parte degli ingegneri statunitensi che da parte degli ingegneri giapponesi.

### 2.5.1 Fattore di riduzione delle forze negli USA

Negli Stati Uniti il fattore di riduzione delle forze viene espresso in due modi:

$$1) \text{ NEHRP} \quad R = F_{el}/F_s = F_{el}/F_y * F_y/F_s = R_\mu \Omega \quad 2.7$$

$$2) \text{ UBC} \quad R_w = F_{el}/F_w = F_{el}/F_y * F_y/F_s * F_s/F_w = R_\mu \Omega Y \quad 2.8$$

Entrambi dipendono dalla capacità di dissipazione di energia del sistema; il valore di R oscilla tra 1,25 e 8, mentre il valore di  $R_w$  tra 4 e 12. La differenza principale fra i due fattori di struttura americani sta nella scelta del tipo di taglio alla base adottato; infatti:

$$1) \text{ NEHRP} \quad F_s = F_{el}/R \quad \text{dove } R = R_\mu \Omega \quad 2.9$$

$$2) \text{ UBC} \quad F_w = F_{el}/R_w \quad \text{dove } R_w = R_\mu \Omega Y \quad 2.10$$

La principale differenza tra i due approcci è che il primo fa riferimento alle forze esterne di progetto mentre il secondo alla tensione ammissibile di progetto.

Di seguito si riporta il significato fisico delle precedenti formulazioni: si idealizzano la risposta strutturale tramite una curva lineare elastica perfettamente plastica come indicato in figura 2.3, e si definisce la duttilità strutturale secondo la formula 2.1 riscritta nel seguente modo poiché in questo caso  $\Delta$  rappresenta lo spostamento d'interpiano:

$$\mu_{\delta} = \Delta_{\max} / \Delta_y \quad 2.11$$

A questo punto, in funzione della duttilità o della capacità di dissipazione, nota la forza elastica, si determina il valore della forza di snervamento  $F_y$  tramite il fattore di riduzione di duttilità  $R_{\mu}$ :

$$F_y = F_{el} / R_{\mu} \quad 2.12$$

In questo caso considerando il valore tipico del rapporto di smorzamento viscoso, pari al 5%, è possibile determinare per un sistema di un singolo grado di libertà la relazione tra la duttilità e fattore di riduzione della duttilità in maniera univoca. Tramite l'inversione della 2.3 avendo fissato il valore del fattore di sovrarresistenza  $\Omega$  è possibile determinare  $F_s$  che non è altro che il minimo taglio alla base richiesto dal progetto corrispondente al primo livello significativo di snervamento, livello nel quale si forma la prima cerniera plastica e si ha il primo scostamento notevole dalla linea di deformazione elastica.

È possibile applicare quest'ulteriore riduzione delle forze, dato dal fattore di sovrarresistenza, perché usualmente le strutture hanno una significativa riserva di resistenza dopo il primo livello di snervamento. Il metodo UBC, a differenza dell'NHERP, specifica un particolare livello di forza sismica per un certo valore di tensione ammissibile di progetto; questa viene effettuato tramite l'applicazione di un ulteriore fattore, indicato con la  $Y$  per individuare il taglio alla base  $F_w$  nel seguente modo:

$$F_w = F_s / Y \quad 2.12$$

Dove  $Y$  viene determinato in maniera empirica secondo tabelle specificate nel AISC del 1989.

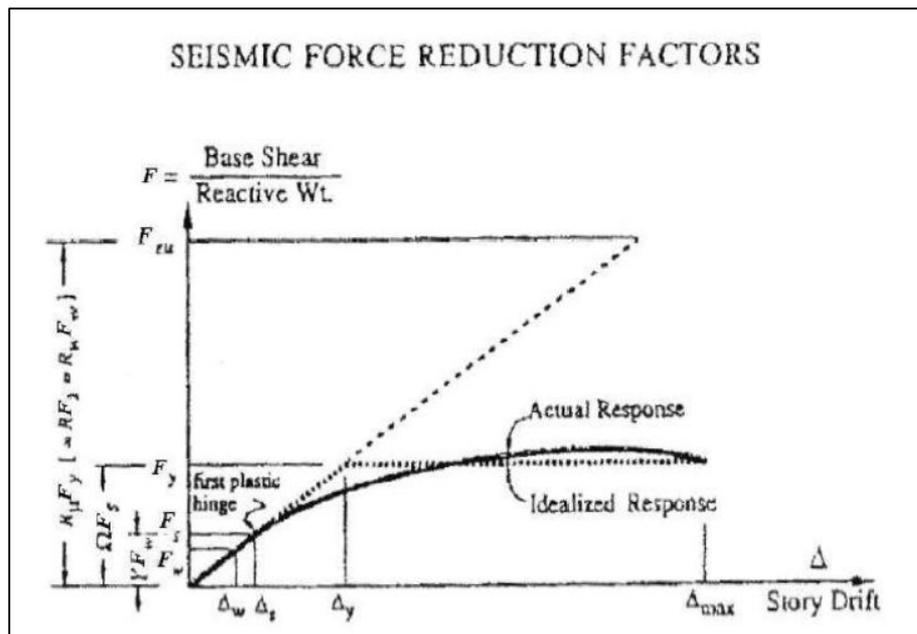


Fig2.3 : Risposta generale della struttura

Il valore di R non dà esplicitamente informazioni né sul contributo individuale della duttilità né della sovrarresistenza. L'unica informazione che possiamo ricavare da questo valore è che se ad esempio R vale 8, il fattore di sovrarresistenza  $\Omega$  vale 2 se la duttilità del telaio strutturale si può assumere capace di ridurre le sollecitazioni sismiche elastiche di un fattore di duttilità  $R_u$  pari a 4. Entrambi i fattori di riduzione delle forze R di tipo americano vengono determinati tramite la teoria dell'egual-spostamento.

### 2.5.2 Fattore di riduzione delle forze in Giappone

L'approccio al calcolo sismico col fine di determinare il fattore di riduzione delle forze in Giappone si basa sul metodo di egual-energia. Il BSL usa una procedura di progetto basata in due fasi: nella prima fase si progetta per sismi di tipo moderato, lavorando secondo gli stati limiti di esercizio, dando quindi alla struttura la sola capacità di deformarsi in campo elastico. Il valore del taglio alla base sarà così espresso:

$$F'_w = F_0 Z R_t \quad 2.13$$

dove Z è il fattore di zona,  $R_t$  è lo spettro di risposta lineare elastico di progetto (vedi figura 2.3) e  $F_0$  vale 0,2. Nella prima fase non si tiene conto della duttilità. Si nota dunque la prima differenza con le metodologie adottate negli Stati Uniti nelle quali non si specifica esplicitamente il progetto

della struttura per gli stati limiti di esercizio. Quindi, secondo il modello americano, durante un sisma moderato, potrebbe avvenire un fenomeno di snervamento seppur limitato nella struttura.

C'è un'importante differenza quindi tra  $F_w$  del UBC e  $F'_w$  del BSL: il secondo corrisponde allo spettro di risposta di progetto di tipo elastico agli stati limite di servizio mentre il primo corrisponde allo spettro di risposta plastico per gli stati limite ultimi.

Nella seconda fase si progetta per sismi di forte intensità agli stati limite ultimi chiedendo che il taglio alla base dovuto al sisma sia minore del taglio alla base di progetto. Il valore del taglio alla base è seguente:

$$F_y = D_s C_{ez} (F_0 Z R_t) = D_s (Z R_t) \quad 2.14$$

Dove  $F_0$  è aumentato da 0,2 a 1,0 e vale 1 per edifici regolari con una piccola eccentricità e uniforme distribuzione di rigidezza laterale lungo tutta l'altezza dell'edificio.  $D_s$  è il fattore di caratteristica strutturale che tiene conto del contributo di duttilità.

Riassumendo ora le differenze di base nell'implementazione degli stati limite ultimi nel calcolo sismico tra la metodologia giapponese la metodologia statunitense si nota che:

- Giappone: la progettazione secondo il BLS prevede un  $F'_w$  di primo livello per gli stati limite di esercizio e successivamente la verifica di  $F_w$  per gli stati limite ultimi. La determinazione del fattore di riduzione delle forze si basa sul principio di uguale energia.
- U.S.A.: la progettazione secondo il NHERP o l'UBC viene fatta direttamente per stati limite ultimi specificando un valore di riduzione delle forze di progetto che mi genera il valore di  $F_s$  o di  $F_w$ , senza alcuna garanzia che il livello di  $F_y$  superi il livello di snervamento della struttura. La determinazione del fattore di riduzione delle forze si basa sul principio di egual spostamento.

## 2.6 Capacità di duttilità e fattore R

Il concetto di domanda di duttilità e la sua relazione col fattore di riduzione delle forze è ben definita nella figura 2.1. Entrambi questi aspetti sono elementi di fondamentale importanza nella progettazione antisismica odierna.

Per una struttura con una risposta al sisma di progetto, di tipo elastico lineare, il massimo valore della forza per il massimo spostamento è  $F_{el}$ . Questo vale per la struttura 1 (vedi figura 2.4). Per quanto riguarda le strutture 2 e 3 il comportamento è di tipo elasto-plastico e dunque, a parità di spostamento ultimo, la massima forza vale rispettivamente  $F_{R2}$  e  $F_{R3}$ . Queste ultime forze sono relazionate con la forza elastica  $F_{el}$  mediante il fattore di riduzione delle forze che in questo caso viene definito con la lettera R.

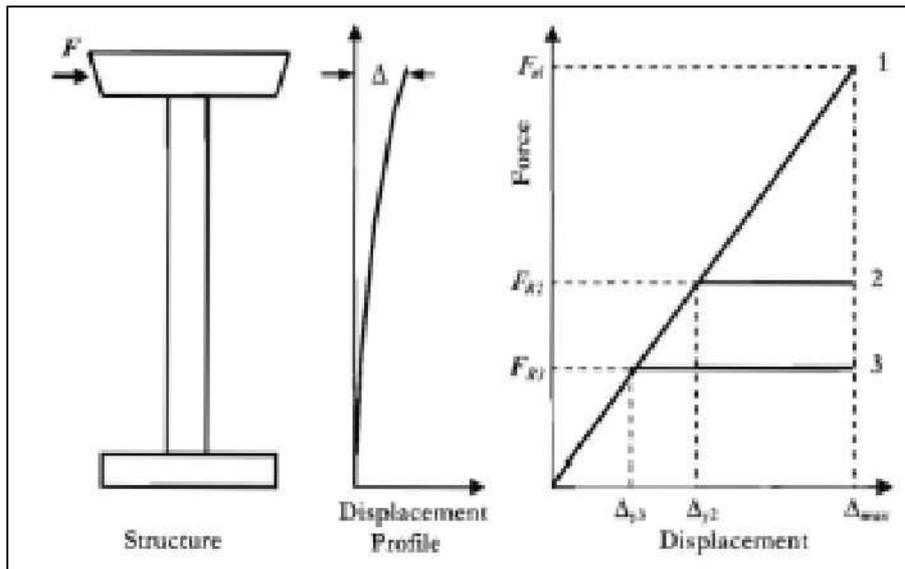


Fig 2.4: Risposta sismica di tipo forza-spostamento di sistemi elastici (1) e plastici (2) e (3); approssimazione di Equal-spostamento

$$F_{R2} = F_{el}/R_2 \quad 2.15$$

$$F_{R3} = F_{el}/R_3$$

La duttilità può essere relazionata con qualsiasi tipo di deformazione (es.: spostamento, curvatura, deformazione) ed è il rapporto tra la massima deformazione elastica e l'effettiva deformazione di smorzamento massima. In questo contesto con “massima deformazione” si indica la massima deformazione attesa, nel caso in cui si parla di domanda di duttilità, o può significare capacità di deformazione nel caso in cui ci si riferisca alla capacità di duttilità della struttura. Relativamente alla figura 2.1 lo spostamento laterale misurato in termini deformazione e i fattori di duttilità della struttura per i due sistemi anelastici sono:

$$\mu_2 = \Delta_{max} / \Delta_{y2} = F_{el}/F_{R2} = R_2 \quad 2.16$$

$$\mu_3 = \Delta_{max} / \Delta_{y3} = F_{el}/F_{R3} = R_3$$

Quindi, per l'approssimazione di equal-spostamento, il fattore di duttilità di spostamento è uguale al fattore di riduzione delle forze. Si arriva dunque ad una importante conclusione: nel caso esposto in figura 2.1 si vede come, per un sistema plastico la forza sia meno importante degli spostamenti. Questo perché le forze  $F_{R2}$  e  $F_{R3}$  hanno una piccola influenza sullo spostamento finale  $\Delta_{max}$ . Sarebbe dunque più logico utilizzare un modello che si basi non più sulle forze, bensì sugli spostamenti. Per i sistemi elastici al contrario, è esattamente equivalente utilizzare entrambi i metodi, ma essendo poco rilevante per il lavoro se ne tralascia la spiegazione. Il metodo di equal-spostamento è un'approssimazione che è inadeguata per strutture che presentano periodi molto brevi sia per periodi

molto lunghi, ed è inoltre di dubbia validità per le strutture medio periodo quando il comportamento isteretico del sistema anelastico diverge significativamente dal modello elasto-plastico.

## 2.7 Variazione del fattore R in funzione del periodo proprio della struttura

La domanda relativa al fattore di struttura R [7] rappresenta il minimo coefficiente di riduzione corrispondente a uno specifico livello di duttilità. La relazione tra “spostamento e duttilità” e la relazione tra “duttilità e fattore di struttura”, sono oggetto di molte ricerche. Di seguito si riporta la relazione descritta da Newmark e Hall che lega il fattore di riduzione con il periodo proprio T della struttura.

Durante gli anni ‘70 infatti il fattore di riduzione R delle forze venne parametrizzato in funzione della duttilità. Si osservò che in un range di lungo periodo i sistemi elastici e duttili con la stessa rigidezza iniziale avevano circa lo stesso spostamento. Come conseguenza, il fattore R può essere considerato uguale alla duttilità di spostamento.

Per strutture a breve periodo la duttilità è più alta del fattore di riduzione delle forze e quindi in questo caso si adotta il principio di uguale energia per calcolare il fattore di riduzione delle forze R. Questo approccio è basato sull'osservazione che l'energia associata alla forza corrispondente al massimo spostamento è simile sia per sistemi elastici che per i sistemi plastici. Le relazioni proposte da Newmark e Hall per la determinazione il fattore di riduzione delle forze sono le seguenti:

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{per } T < 0,03 \text{ sec} \quad 2.16$$

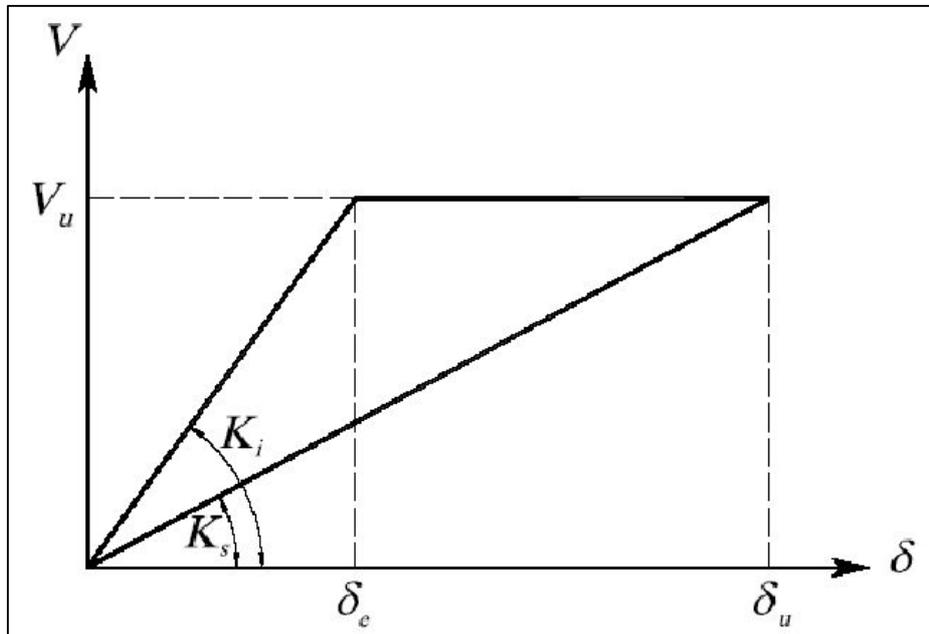
$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{per } 0,12 < T < 0,5 \text{ sec} \quad 2.17$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{per } T > 1 \text{ sec} \quad 2.18$$

## 2.8 Rigidezza iniziale e rigidezza secante

Per dare maggior chiarezza a quanto detto nel paragrafo precedente di seguito si descrivono le principali caratteristiche, differenze e modalità d’uso della rigidezza iniziale e della rigidezza secante dapprima definendole entrambe e successivamente tramite l’esposizione di articoli in materia. Nel caso di problemi elasto-plastici, la determinazione del punto di collasso o spostamento ultimo della struttura, è uno degli aspetti di più rilevanza: si tratta di calcolare la risposta della struttura oltre il suo valore ultimo elastico lineare durante un sisma. Questo può essere effettuato tramite l’utilizzo della rigidezza iniziale nel diagramma forza-spostamento di tipo elastico

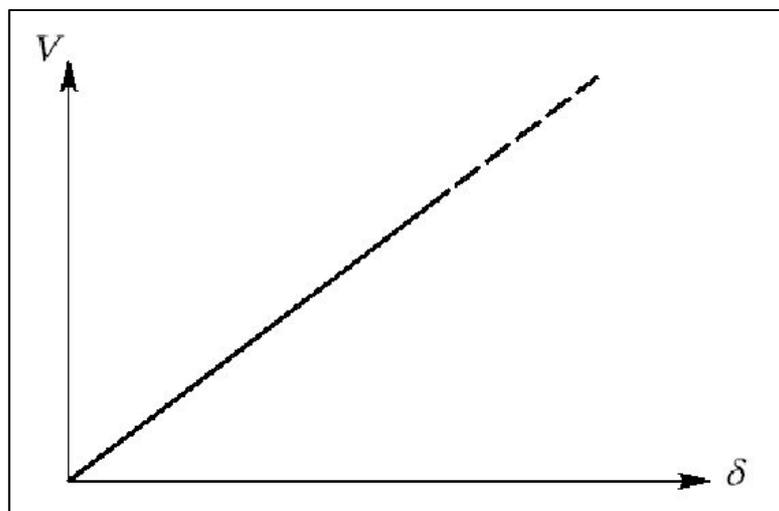
perfettamente plastico oppure tramite la rigidezza secante equivalente come descritto in figura 2.5. Il sistema che viene preso in esame in questo capitolo è un sistema ad un solo grado di libertà SDOF.



*Fig.2.5: Rigidezza iniziale  $K_i$  e rigidezza secante  $K_s$  in un sistema elastico perfettamente plastico*

### 2.8.1 Descrizione del problema

Si consideri un sistema SDOF elastico lineare come descritto in figura 2.6:



*Fig.2.6: Sistema elastico lineare*

L'equazione del moto che governa il problema è:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad 2.19$$

Dove:

- m: massa del sistema
- c: coefficiente di smorzamento del sistema
- k: rigidità del sistema
- u: spostamento del sistema
- p(t): forzante esterna

Dividendo entrambi i membri per la massa si ottiene:

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = \frac{p(t)}{m} \quad 2.20$$

semplificando e ricordando che:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \xi = \frac{c}{2m\omega} \quad 2.21$$

si ottiene:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = \frac{p(t)}{m} \quad 2.22$$

La (2.21 b) si può scrivere anche come:

$$c = 2m\omega\xi \quad 2.23$$

Dove:

c rappresenta il coefficiente di smorzamento

$\xi$  rappresenta il rapporto di smorzamento

Scrivendo in modo alternativo la stessa espressione, si ha che:

$$c = 2m\xi\sqrt{\frac{k}{m}} = 2\sqrt{km} \cdot \xi = 2\frac{k}{\omega}\xi \quad 2.24$$

Avendo posto:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \Rightarrow k = m\omega^2 \Rightarrow m = \frac{k}{\omega^2} \quad 2.25$$

Si ottiene dunque la seguente espressione:

$$c = 2 k/\omega \xi \quad 2.26$$

e fissando il valore del rapporto di smorzamento  $\xi = 5\%$  si ricava un certo valore di c:

$$c1 = 2 \sqrt{km} 0.05 \quad 2.27$$

Considerando ora il sistema elastico perfettamente plastico descritto in figura 2.5 si ha che c1 può essere espresso secondo la (2.27). Si nota subito che per un fissato periodo e dunque per una fissata  $\omega$ , c1 dipende in maniera diretta sia dal rapporto  $\xi$  che dalla rigidezza k.

Avendo in questo caso un legame elasto-plastico, a differenza del caso perfettamente elastico la curva forza-spostamento viene idealizzata tramite una bilatera composta da due rami:

- 1) nel ramo elastico c1 è fissato e quindi dipende da  $k_i$  (rigidezza iniziale) e da  $\xi$  che rimangono costanti poiché si ha un legame perfettamente elastico.
- 2) Nel ramo di plasticizzazione perfetta del sistema, che viene raggiunto dopo il punto di snervamento, mantenendo fissato c1,  $\xi$  varia in funzione di  $k_s$  (rigidezza secante) che è sicuramente minore o al più uguale alla rigidezza iniziale.

$$K_s \leq K_i \quad 2.28$$

Quindi definendo  $\xi$  come:

$$\xi = c1/2\sqrt{km} \quad 2.29$$

si nota che per un dato c1 si ha che al calare di K aumenta  $\xi$  che viene definito rapporto di smorzamento effettivo.

Lo scopo è dunque verificare se  $\xi$  varia in maniera notevole e dunque ha una qualche influenza sulla rigidezza secante. Nel seguente paragrafo si approfondisce il metodo di definizione del coefficiente di smorzamento c.

## 2.9 Matrice di smorzamento e Rayleigh Damping

### 2.9.1 Matrice di smorzamento

Ogni qual volta che l'analisi modale non è applicabile deve essere definita la matrice di smorzamento. Un campo in cui l'analisi modale non è applicabile è quello delle analisi di sistemi non lineari anche se lo smorzamento viene espresso nel modo consueto. È dunque di fondamentale importanza sviluppare questo argomento anche in relazione al fatto che uno dei principali problemi di tipo non lineare è di calcolare il comportamento di strutture oltre il loro limite elastico durante il sisma.

La difficoltà di determinare la matrice di smorzamento nasce dal fatto che la stessa, in un sistema MDOF, non dipende né dalle dimensioni strutturali né dal valore di smorzamento dei materiali di cui è composta la struttura.

La matrice di smorzamento  $C$  definita qui di seguito può essere determinata quindi solo attraverso la conoscenza del suo rapporto di smorzamento  $\xi$ , il cui valore è possibile trovare in letteratura come dato empirico relativo ad edifici simili sollecitati da terremoti avvenuti in passato [Chopra Tab. 11.2.1[11]].

La classica matrice di smorzamento è così una idealizzazione appropriata se la struttura presenta lungo tutto il suo sviluppo simili meccanismi di smorzamento. Può essere quindi applicabile a edifici a più piani con sistema strutturale e materiale utilizzato omogeneo su tutta la sua altezza.

Ricordando che l'equazione del moto di un sistema SDOF descritta dalla (2.19) e considerando nulla la forzante esterna si ha:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad 2.30$$

estendendo il problema ad un sistema MDOF si ottiene:

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + k\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad 2.31$$

dove la soluzione  $\mathbf{u}(t)$  soddisfa le condizioni al contorno:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}(0) \quad \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}(0) \quad 2.32$$

Esprimendo ora  $\mathbf{u}$  in termini di modi naturali del sistema tramite le funzioni di forma  $\Phi$ :

$$m\Phi\ddot{q} + c\Phi\dot{q} + k\Phi q = 0 \quad 2.33$$

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + kq = 0 \quad 2.34$$

Dove **M** e **K** sono rispettivamente la matrice di massa e la matrice di rigidità del sistema, mentre **C** è la matrice di smorzamento espressa come:

$$C = \Phi^T c \Phi \quad 2.35$$

La matrice **C** può essere o non essere diagonale, questo dipende dalla distribuzione dello smorzamento nel sistema. Se **C** è diagonale rappresenta n equazioni differenziali disaccoppiate nelle coordinate modali  $q_n$  e in questo caso la struttura possiede uno smorzamento classico poiché è possibile effettuare l'analisi modale al sistema. Questo sistema ha gli stessi modi di vibrare dello stesso sistema non smorzato. Al contrario i sistemi che presentano una matrice non diagonale, che sono i sistemi che ci interessano maggiormente, sono definiti in modo tale da possedere uno smorzamento di tipo non classico. Questi sistemi, al contrario dei precedenti, non sono risolvibili tramite analisi modale e non possiedono gli stessi modi di vibrare di un sistema non smorzato.

### 2.9.2 Rayleigh Damping

Il Rayleigh Damping è il metodo di costruzione della matrice di smorzamento che come accennato nel capitolo precedente, si basa sull'utilizzo di due tipi di smorzamento: uno proporzionale alla massa e uno proporzionale alla rigidità della struttura. In primo luogo si considerano il vettore **c** di smorzamento che viene espresso nei due modi seguenti:

$$c = a_0 m \quad 2.36$$

$$c = a_1 k$$

indicando il primo smorzamento 'mass-proportional damping' e il secondo 'stiffness proportional damping'. Le costanti  $a_0$  e  $a_1$  hanno unità di misura rispettivamente:  $\text{sec}^{-1}$  e  $\text{sec}$ . Le matrici **C** in virtù del principio di ortogonalità che caratterizza i modi, sono diagonali in tutti e due i casi e sono matrici di smorzamento di tipo classico. Dal punto di vista fisico rappresentano lo smorzamento di un edificio a più piani secondo lo schema di figura 2.7.

Lo smorzamento proporzionale alla rigidezza viene considerato come generato dall'energia di dissipazione di un piano della struttura in esame, mentre lo smorzamento proporzionale alla massa è di più difficile interpretazione fisica perché dipende dallo smorzamento dato dall'aria che è inevitabilmente basso per la maggior parte delle strutture.

Si vedrà successivamente come nessuno dei due smorzamenti preso singolarmente sia appropriato bensì si utilizzerà una funzione che dipende da entrambi.

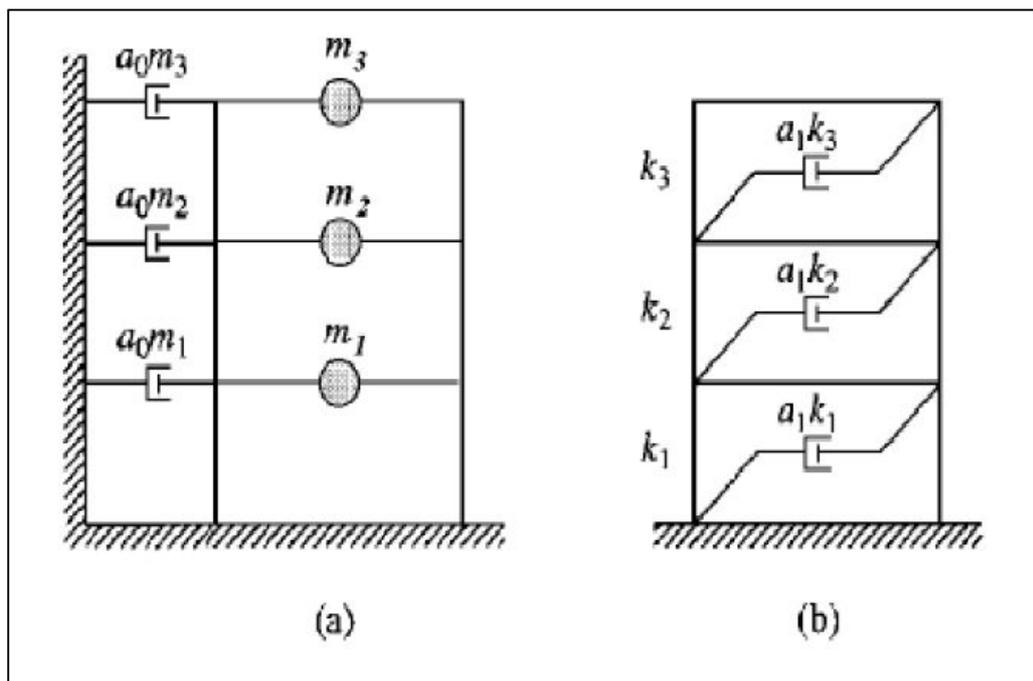


Fig.2.7: (a) mass-proportional damping;  
(b) stiffness proportional damping

Si riporta qui di seguito il rapporto di smorzamento prima in funzione della massa poi in funzione della rigidezza. Il coefficiente di smorzamento generalizzato per l'n-esimo modo di vibrare vale:

$$C_n = a_0 M_n \tag{2.37}$$

e l'ennesimo rapporto di smorzamento relativo alla massa:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} \tag{2.38}$$

Si nota come il rapporto di smorzamento sia inversamente proporzionale alla frequenza naturale  $\omega_n$  figura (2.7 a). Il coefficiente  $a_0$  può essere fissato per ottenere uno specifico valore di  $\xi$  per ciascun modo; il pedice  $i$  indica infatti l'i-esimo modo:

$$a_0 = 2\xi_i \omega_i \quad 2.39$$

Una volta determinato  $a_0$  si trova facilmente la matrice di smorzamento  $c$  tramite la (2.36 a) e il rapporto di smorzamento  $\xi$  tramite la (2.38).

In modo analogo il rapporto di smorzamento proporzionale alla rigidezza viene determinato in funzione del parametro  $a_1$  come descritto dalle seguenti formule:

$$C_n = a_1 \omega_n^2 M_n \quad 2.40$$

$$\xi_n = \frac{a_1}{2} \omega_n \quad 2.41$$

avendo considerato che:

$$k\Phi_n = \omega_n^2 m\Phi_n \quad 2.42$$

Il rapporto di smorzamento in questo caso aumenta in modo lineare con la frequenza naturale figura (2.8 b). Anche in questo caso il coefficiente  $a_1$  può essere definito in modo tale da avere un specifico valore di  $\xi$  per ciascun modo. Dalla (2.41) si ha:

$$a_1 = 2\xi_i / \omega_i \quad 2.43$$

Noto  $a_1$  è possibile determinare tramite la (2.36 b) la matrice di smorzamento  $c$  e tramite la (2.41) i rapporti di smorzamento per ciascun modo.

C'è da sottolineare però che nessuna delle matrici  $c$  che si ricavano con le formule (2.36) sono propriamente appropriate per analisi di sistemi MDOF. La variazione del rapporto di smorzamento in funzione di  $\omega$  descritta dalla figura 2.8 a, secondo il Chopra [11] non è coerente con i dati sperimentali.

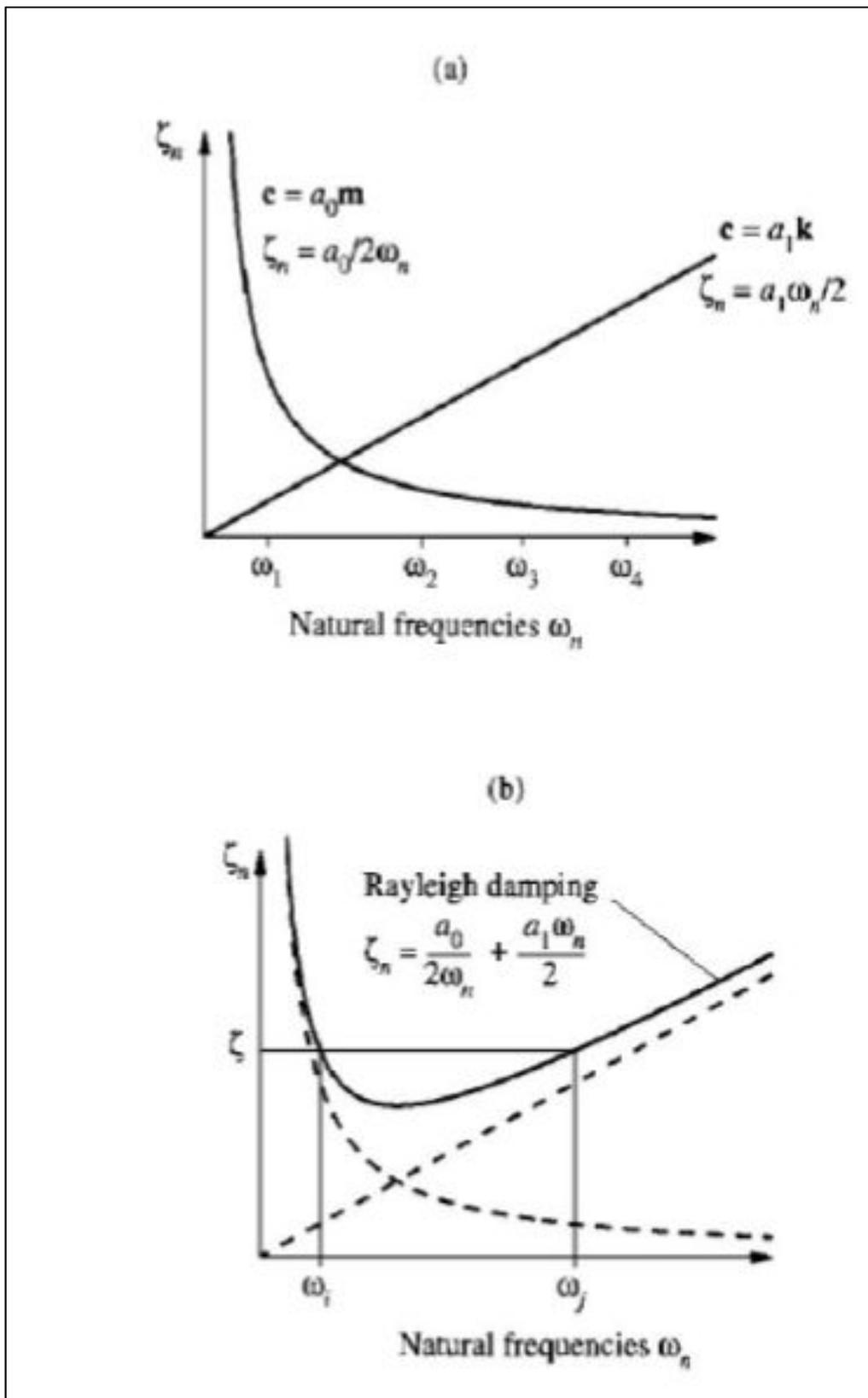


Fig.2.8: variazione del rapporto di smorzamento in funzione della frequenza naturale:  
 (a) mass-proportional damping e stiffness proportional damping;  
 (b) Rayleigh Damping

Al contrario i valori della curva evidenziata nella figura 2.8 rispettano, nella maggior parte dei casi, i dati di tipo sperimentale: questa curva è definita come curva di Rayleigh Damping e si basa sulla seguente assunzione:

$$c = a_0 m + a_1 k \quad 2.44$$

Mentre il rapporto di smorzamento  $\xi$  per l'n-modo di vibrare vale:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad 2.45$$

I parametri  $a_0$  e  $a_1$  vengono determinati tramite la specificazione di due rapporti di smorzamento  $\xi_i$  e  $\xi_j$  per l'i-esimo e j-esimo modo rispettivamente. Quindi  $\xi_i$  e  $\xi_j$  sono i due valori di smorzamento di progetto che fissa il progettista a lato delle scelte progettuali per la realizzazione della struttura.

In formulazione matriciale si ha:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad 2.46$$

Queste due equazioni algebriche hanno come soluzione la determinazione dei coefficienti  $a_0$  e  $a_1$ . Qual'ora entrambi i modi avessero lo stesso coefficiente di smorzamento  $\xi$ , come avviene nella maggior parte dei casi,  $a_0$  e  $a_1$  si determinano nel seguente modo semplificato:

$$a_0 = \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad 2.47a$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad 2.47b$$

Dalla figura 2.8 b si nota come sia la matrice di smorzamento  $c$  che il rapporto di smorzamento  $\xi$  varino in funzione della frequenza naturale  $\omega$  della struttura.

### 2.9.3 Applicazione del Rayleigh Damping alle strutture

Una volta determinata la frequenza naturale della struttura e fissato il rapporto di smorzamento, tramite il procedimento sopra descritto è possibile determinare la matrice di smorzamento  $\mathbf{c}$ . Andando ad applicare questa procedura ad un problema pratico i modi  $i$  e  $j$ , a cui è associato un particolare  $\xi$ , devono essere scelti in modo tale da assicurare valori ragionevoli di rapporto di smorzamento per tutti i modo che contribuiscono in modo significativo alla risposta del sistema.

Si consideri ad esempio di prendere in considerazione i primi 4 modi di vibrare di una struttura caratterizzati all'incirca dallo stesso rapporto di smorzamento  $\xi$ . Lo  $\xi$  deve essere precisamente indicato specialmente per il primo ed il quarto modo di vibrare. Fissati questi valori è possibile determinare anche i rapporti di smorzamento per il secondo ed il terzo modo. Questi secondo la teoria del Rayleigh Damping saranno sicuramente più piccoli sia del primo che del quarto modo come illustrato sommariamente in figura 2.9.

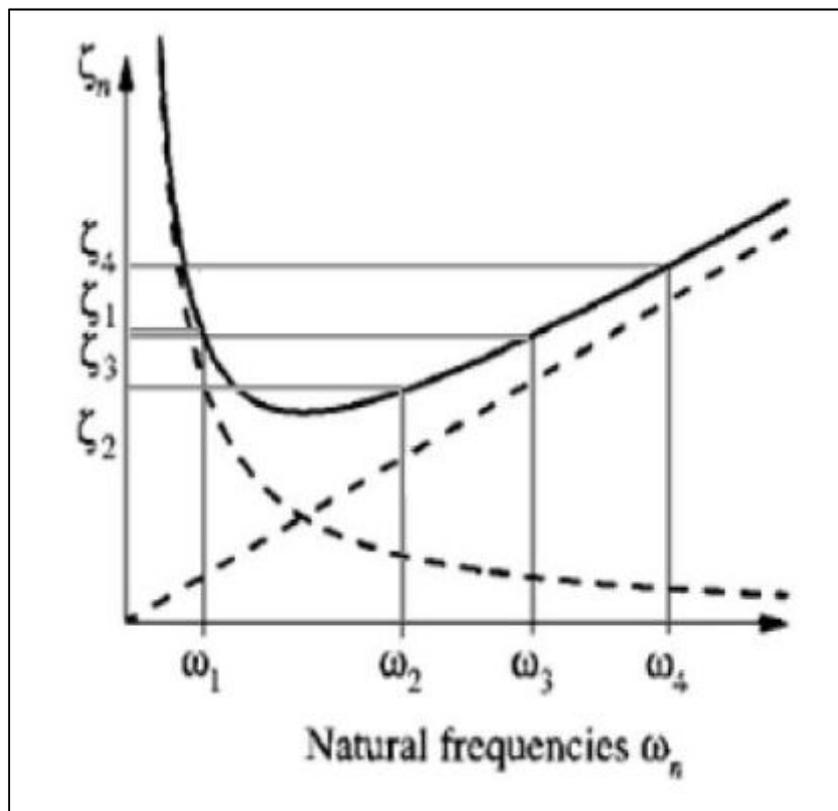


Fig.2.9: primi 4 modi di vibrare di una struttura e relativi rapporti di smorzamento

Infine per tutti i modi di vibrare maggiori del quarto il rapporto di smorzamento cresce in modo monotono con la frequenza; nella maggior parte dei casi questi modi vengono trascurati perché di scarsa influenza dato che, come si evince dalla figura 2.9, il valore del rapporto di smorzamento è via via maggiore.

## 2.9.4 Formulazione generale della matrice classica di smorzamento

Se si vuole specificare il valore del rapporto di smorzamento  $\xi$  per più di due modi si deve far uso della matrice di smorzamento classica in formula generale così espressa:

$$\mathbf{c} = \mathbf{m} \sum_{l=0}^{n-1} a_l [\mathbf{m}^{-1}\mathbf{k}]^l \quad 2.48$$

dove  $n$  è il numero dei gradi di libertà del sistema e  $a_l$  sono le costanti.

Quindi l'equazione con solo i primi due termini ritorna ad essere l'equazione (2.44) del Rayleigh Damping. Qualora si prenda in considerazione un edificio multipiano di tipo MDOF con  $j$  gradi di libertà è sufficiente sostituire nella (2.48)  $j$  al posto di  $n$ . In questo modo è possibile specificare per ogni grado di libertà dell'edificio la relativa matrice di smorzamento.

Sempre in forma generalizzata il rapporto di smorzamento  $\xi_n$  varrà:

$$\xi_n = \frac{1}{2} \sum_{l=0}^{n-1} a_l \omega_n^{2l-1} \quad 2.49$$

I coefficienti  $a_l$  sono specificati dal rapporto di smorzamento di ciascun  $j$ -esimo modo; determinati gli  $a_l$  la matrice  $\mathbf{c}$  è nota e si determina tramite la (2.48); il rapporto di smorzamento si determina successivamente tramite la (2.49) per ciascun  $j$ .

Durante la valutazione del valore dei rapporti di smorzamento si deve fare attenzione che questi non siano inverosimili; in particolare si deve fare attenzione che non siano negativi: infatti valori negativi di smorzamento fanno sì che le vibrazioni libere della struttura crescano all'aumentare del tempo anziché calare come ragionevolmente ci si aspetterebbe.

In conclusione, anche se il costo computazionale dell'analisi per il calcolo dello smorzamento è elevato, il Rayleigh damping method è quello utilizzato nella maggior parte delle analisi di tipo pratico di sistemi MDOF, garantendo risultati verosimili della matrice di smorzamento  $\mathbf{c}$ .



# Capitolo 3: Progetto delle strutture in zona ad alta sismicità

## 3.1 Introduzione

Il lavoro prevede la progettazione sismica di strutture equipaggiate con dispositivi dissipativi di tipo viscoso che permette di considerare, allo stesso tempo, sia la dissipazione isteretica, causata dalla non linearità degli elementi strutturali a seguito dell'utilizzo di fattori di struttura, sia la dissipazione viscosa, dovuta all'inserimento di smorzatori.

In particolare verrà eseguito, secondo la normativa vigente, il progetto di un edificio avente un fattore di struttura  $R=4$  relativo ad un fattore di smorzamento  $\xi=5\%$ , ed un secondo edificio con un fattore di struttura  $R=4\cdot\alpha$  e  $\xi=30\%$ .

Il parametro  $\alpha$  è un parametro tale da garantire un uguale o maggiore livello di sicurezza della struttura, ed è definito dalla seguente relazione:

$$\alpha = R_{30}/R_5 \quad 3.1$$

dove:

- $R_{30}$  è il fattore di riduzione delle forze dell'edificio avente  $\xi=30\%$
- $R_5$  è il fattore di riduzione delle forze dell'edificio avente  $\xi=5\%$

Secondo il criterio di uguale o maggiore livello di sicurezza la richiesta di duttilità della struttura avente  $R=4\cdot\alpha$  e  $\xi=30\%$  ( $R_{30}$ ) deve essere minore o uguale di quella richiesta dalla struttura avente  $R=4$  e  $\xi=5\%$  ( $R_5$ ), ovvero:

$$\mu_{d30} \leq \mu_{d5}$$

dove:

- $\mu_{30}$  è la duttilità richiesta dall'edificio avente fattore di riduzione delle forze  $R_{30}$
- $\mu_5$  è la duttilità richiesta dall'edificio avente fattore di riduzione delle forze  $R_5$

Da analisi precedenti risulta che per ottenere la stessa domanda di duttilità  $\alpha$  è circa uguale a 0,9.

Se ciò dovesse essere verificato, sarebbe possibile applicare ad una particolare struttura equipaggiata con smorzatori, mantenendo lo stesso grado di capacità duttile e rischio sismico, un certo fattore di riduzione delle forze  $R$  che permetta alla struttura l'escursione in campo plastico pur

possedendo elementi di smorzamento. Questo permetterà di unire le capacità di smorzamento e duttili della struttura con un notevole vantaggio dal punto di vista economico.

### 3.2 Valutazione del coefficiente $\alpha$ di $R_5$ e $R_{30}$ in funzione del periodo T

Il coefficiente  $\alpha$  permette di stimare in modo semplice e immediato il coefficiente riduttivo da applicare al fattore di riduzione delle forze  $R_{30}$  dell'edificio smorzato in modo tale da avere sotto sisma uguale resistenza e uguale capacità duttile della stessa struttura senza smorzatori.

Nella figura 3.1 è rappresentato il rapporto tra il coefficiente  $\alpha$  e il periodo T per una duttilità strutturale variabile da 1 a 6. Si nota che all'aumentare della duttilità e all'aumentare del periodo il valore del coefficiente  $\alpha$  si riduce. I valori del coefficiente  $\alpha$ , tranne che per un solo valore di duttilità elevata pari a 6, sono tutti compresi tra 0,9 e 1.

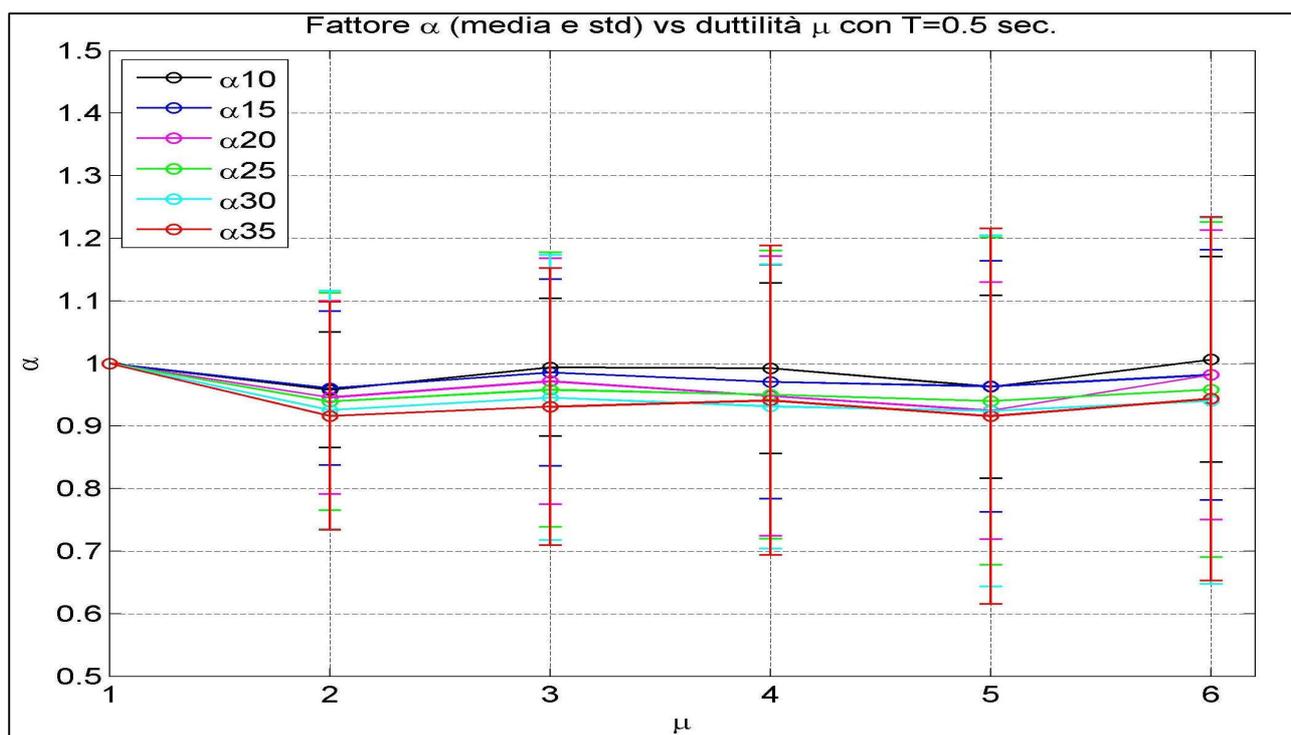


Fig.3.1: Valore di  $\alpha$  in funzione del periodo e della duttilità strutturale

Il fattore  $\alpha$  è stato assunto pari a 0,9.

### 3.3 Progetto delle strutture

Si considera una maglia strutturale (5 m x 5 m) riferita ad un edificio di 3 piani destinato a civile abitazione sito in provincia di Reggio Calabria. La scelta del sito, zona ad alta sismicità, è stata determinata dalla presenza dei dispositivi dissipativi per accentuarne maggiormente la prestazione.

L'edificio presenta una pianta quadrata 10 m x 10 m e un'altezza totale pari a 9,9 m, essendo l'altezza di interpiano di 3,3 m. L'opera presenta 3 pilastri lungo la direzione x e 3 pilastri lungo la direzione y, per un totale di 9 pilastri. Questo modello è stato studiato appositamente di dimensioni ridotte per favorire la numerosità e allo stesso tempo la complessità delle analisi svolte. Inoltre giova rilevare che il presente modello è stato schematizzato come edificio a telaio, quindi senza alcun tipo di elemento che possa favorire la dissipazione delle forze orizzontali, se non gli elementi stessi; l'esempio è stato studiato modellando i nodi a completo ripristino della sezione, ipotizzando l'eventuale creazione degli stessi attraverso moderni sistemi di saldatura che possano far lavorare il nodo in modo rigido.

Per il secondo edificio si considera una maglia strutturale (5 m x 5 m) riferita ad un edificio di 5 piani destinato a civile abitazione sito in provincia di Reggio Calabria. La scelta del sito, zona ad alta sismicità, è stata determinata dalla presenza dei dispositivi dissipativi per accentuarne maggiormente la prestazione. L'edificio presenta una pianta quadrata 15 m x 15 m e un'altezza totale pari a 16,5 m, essendo l'altezza di interpiano di 3,3 m. L'opera presenta 4 pilastri lungo la direzione x e 4 pilastri lungo la direzione y, per un totale di 16 pilastri. Il presente modello è stato schematizzato come edificio a telaio, quindi senza alcun tipo di elemento che possa favorire la dissipazione delle forze orizzontali, se non attraverso gli elementi stessi; l'esempio è stato studiato modellando i nodi a completo ripristino della sezione, ipotizzando l'eventuale creazione degli stessi attraverso moderni sistemi di saldatura che possano far lavorare il nodo in modo rigido.

Le norme tecniche di riferimento sono:

- "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;
- Circolare 02/02/2009 n.617 *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)* pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 47 del 26/02/2009

Lo studio di questa tesi ha portato anche alla creazione di quattro modelli, tutti con stessa maglia strutturale degli edifici definiti in precedenza, i quali indagano i vari fattori che possono aver influenzato la definizione dei fattori di struttura prescritti dalle vigenti norme; questi fattori vengono di seguito riassunti e sono stati utilizzati in fase di dimensionamento della struttura:

- il modello 1 considera in fase di dimensionamento tutto ciò che concerne le verifiche relative al materiale impiegato, l'acciaio, per la definizione degli elementi trave e colonne (quindi sono state soddisfatte le verifiche di gerarchia delle resistenze, le verifiche di deformabilità agli SLE per le travi, le verifiche di stabilità per i pilastri, la contemporanea presenza di carichi statici e carichi sismici);
- il modello 2 differisce dal modello 1 poiché non prevede la verifica di gerarchia delle resistenze, ma basa il dimensionamento basandosi solo sulla verifica di stabilità dei pilastri;
- il modello 3 differisce dal modello 2 poiché non prevede la verifica di deformabilità agli SLE;
- il modello 4 considera solo la presenza di carichi sismici.

Il lavoro è stato articolato considerando i due approcci progettuali tipicamente impiegati:

- **APPROCCIO PROGETTUALE TRADIZIONALE** : dissipazione isteretica che avviene attraverso lo sviluppo di comportamenti non lineari, che si traduce nella massimizzazione delle capacità duttili della struttura.
- **APPROCCIO PROGETTUALE INNOVATIVO**: si basa su tecnologie innovative di protezione sismica degli edifici volte a garantire la resistenza della struttura a sismi di forte intensità senza ricorrere alla duttilità degli elementi quale risorsa principale, rendendo minima l'energia trasmessa dal sisma al sistema strutturale.

L'obiettivo del lavoro è stato combinare i due approcci nella stessa struttura affinché si possa sfruttare entrambi i benefici derivanti dalle singole applicazioni progettuali; in particolare: unire il beneficio dovuto alla non linearità del materiale (quindi progettazione tradizionale basata sulla duttilità degli elementi strutturali, quindi sulla capacità della struttura di entrare in campo plastico) al beneficio dovuto all'applicazione di un dispositivo dissipativo (progettazione innovativa basata su sistemi di dissipazione in grado di dissipare gran parte dell'energia sismica evitando che la struttura entri in campo plastico). L'introduzione di un sistema di smorzatori aggiuntivi consente, a parità di energia trasmessa dal sisma alla struttura in senso globale (travi e pilastri più smorzatori), di massimizzare la quota parte di energia dissipata negli smorzatori e di diminuire così la quota parte di energia elastica immagazzinata negli elementi strutturali.

### **3.3.1 Materiali utilizzati**

Tali edifici sono realizzati in acciaio, in particolare con un acciaio di tipo S275 per gli edifici ad uno e a tre piani; per l'edificio a cinque piani si predilige un acciaio S355. L'acciaio S275 è caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (cfr. *Tabella 11.3.IX del D.M. 08*):

- tensione caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica a snervamento:  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità normale:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Come riportato nel paragrafo 4.2.4.1.1 del D.M. 08, la resistenza di progetto dell'acciaio è definita attraverso la seguente relazione:

- tensione di snervamento di progetto:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 262 \text{ N/mm}^2$

In cui il coefficiente riduttivo della resistenza caratteristica,  $\gamma_{M0}$ , si assume pari a 1.05 (cfr. *Tabella 4.2.V del D.M. 08*).

L'acciaio S355 è caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (cfr. *Tabella 11.3.IX del D.M. 08*):

- tensione caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica a snervamento:  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità normale:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Come riportato nel paragrafo 4.2.4.1.1 del D.M. 08, la resistenza di progetto dell'acciaio è definita attraverso la seguente relazione:

- tensione di snervamento di progetto:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$

In cui il coefficiente riduttivo della resistenza caratteristica,  $\gamma_{M0}$ , si assume pari a 1.05 (cfr. *Tabella 4.2.V del D.M. 08*).

### 3.3.2 Analisi dei carichi

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi, si fa riferimento ad un solaio di piano tipo.

Carichi permanenti:

- pavimento 30 kg/mq
- sottofondo 50 kg/mq
- cls alleggerito 40 kg/mq
- getto di completamento 170 kg/mq
- lamiera grecata 30 kg/mq
- tramezze 120 kg/mq

Totale carichi permanenti	440 kg/mq
Carichi accidentali:	
- civile abitazione (Categoria A)	200 kg/mq
Totale carichi accidentali	200 kg/mq
Totale carichi	640 kg/mq

### 3.3.2.1 Combinazione statica dei carichi allo stato limite di esercizio

Come riportato nel *paragrafo 2.5.8 del D.M. 08*, ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio, si definisce la seguente combinazione delle azioni (Combinazione Rara):

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \Psi_{02} \times Qk2 + \Psi_{03} \times Qk3 + \dots$$

dove:

G1: sono i carichi permanenti portanti;

G2: sono i carichi permanenti portati;

Qki: sono i carichi variabili;

$\Psi_{0i}$ : sono i coefficienti di combinazione.

Nel caso specifico, non si fa distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui risulta:

$$G1 + Qk1$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo, considerando la combinazione rara delle azioni statiche allo stato limite di esercizio vale:

$$w_{\text{solaiio tipo}} = 440 + 200 = 640 \text{ kg/mq}$$

### 3.3.2.2 Combinazione statica delle azioni allo stato limite ultimo

Come riportato nel *paragrafo 2.5.8 del D.M. 08*, ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definisce la seguente combinazione delle azioni:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \Psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \Psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

dove:

G1: sono i carichi permanenti portanti;

G2: sono i carichi permanenti portati;

$\gamma_{Gi}$ : sono i coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_{Gi} = 1.35$ );

$\gamma_{Qj}$ : sono i coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_{Qj} = 1.5$ );

Qki: sono i carichi variabili;

$\Psi_{0i}$ : sono i coefficienti di combinazione

Nel caso specifico, non si fa distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui risulta:

$$\gamma_{G1} \times G1 + \gamma_{Q1} \times Qk1$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del solaio del piano tipo e del solaio di copertura, considerando la combinazione delle azioni statiche allo stato limite ultimo vale:

$$w_{\text{solaio tipo}} = 1.3 \times 440 + 1.5 \times 200 = 872 \text{ kg/mq}$$

### 3.3.2.3 Combinazione delle azioni per analisi sismica

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni come riporta il *par. 3.2.4 del D.M. 08*:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

I cui elementi sono definiti al *par. 2.5.1 del D.M. 08*:

- G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P pretensione e precompressione;
- E azioni derivanti dai terremoti;
- Qkj valore caratteristico delle azioni variabili;

Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con il coefficiente di combinazione  $\Psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nel *par. 2.5.3, Tab. 2.5.I del D.M. 08*, per edifici civili e industriali correnti:

$\Psi_{2j} = 0.3$  (ambienti ad uso residenziale)

$\Psi_{2j} = 0.6$  (ambienti ad uso commerciale)

$\Psi_{2j} = 0$  (neve)

$\Psi_{2j} \times Q_{kj}$ : valore quasi permanente delle azioni variabili.

Nel caso specifico, non si fa distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui risulta:

$$G1 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo, considerando la combinazione delle azioni per l'analisi sismica vale:

$$W_{\text{solaio tipo}} = 440 + 0.3 \times 200 = 500 \text{ kg/mq}$$

#### **3.3.2.4 Sforzo assiale sul pilastro di base in SLE - Combinazione rara**

L'area di influenza del generico pilastro (ad eccezione dei pilastri di bordo) vale:

$$A_{\text{pilastro}} = 5\text{m} \times 5\text{m} = 25\text{mq} \text{ per entrambi gli edifici a 3 e a 5 piani}$$

Si valuta ora l'incidenza dei carichi sullo sforzo assiale sul pilastro di base:

$$W_{\text{solaio tipo}} = 640 * 25 = 16 \text{ t}$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base, vale:

$$N_{\text{pilastro}} = 16 * 3 = 48 \text{ t per l'edificio a 3 piani}$$

$$N_{\text{pilastro}} = 16 * 5 = 80 \text{ t per l'edificio a 5 piani}$$

### 3.3.2.5 Sforzo assiale sul pilastro di base nella combinazione delle azioni per l'analisi sismica

L'area di influenza del generico pilastro (ad eccezione dei pilastri di bordo) vale:

$$A_{\text{pilastro}} = 5\text{m} \times 5\text{m} = 25 \text{ mq}$$

Si valuta ora l'incidenza dei carichi sullo sforzo assiale sul pilastro di base:

$$w_{\text{solaio tipo}} = 500 * 25 = 12.5 \text{ t}$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base, vale:

$$N_{\text{pilastro}} = 12.5 * 3 = 37.5 \text{ t per l'edificio a 3 piani}$$

$$N_{\text{pilastro}} = 12.5 * 5 = 62.5 \text{ t per l'edificio a 5 piani}$$

### 3.3.2.6 Valutazione dei pesi di piano

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \sum_j \Psi_j Q_j$$

I carichi verticali, a partire dai quali si calcolano le masse di piano, sono gli stessi carichi verticali che vanno combinati all'azione del sisma.

### 3.3.2.7 Valutazione dei contributi ai pesi di piano

Viene definito il contributo ai pesi di piano di ciascun elemento che costituisce la struttura.

L'area di ciascun solaio vale:

$$A_{\text{piano}} = 10 * 10 = 100 \text{ mq per l'edificio a 3 piani}$$

$$A_{\text{piano}} = 15 * 15 = 225 \text{ mq per l'edificio a 5 piani}$$

- Incidenza solaio:  $w_{\text{solaio tipo}} = (440 + 0.3 * 200) * 100 = 50 \text{ t per l'edificio a 3 piani}$

- Incidenza solaio:  $w_{\text{solaio tipo}} = (440 + 0.3 * 200) * 225 = 112.5 \text{ t per l'edificio a 5 piani}$

- Incidenza travi principali (IPE330):  $w_{\text{travi princ}} = 60 \text{ m} * 49.1 \text{ kg/m} = 3 \text{ t}$

- Incidenza travi secondarie (IPE200):  $w_{\text{travi sec}} = 80 \text{ m} * 22.4 \text{ kg/m} = 2 \text{ t}$

- Incidenza pilastri (HE300M):  $w_{\text{pilastri}} = 9 * (3.3\text{m} * 237.9 \text{ kg/m}) = 7 \text{ t}$

$$\text{PESO TOTALE DI PIANO} = 50 + 3 + 2 + 7 = 62 \text{ t}$$

PESO TOTALE EDIFICIO A 3 PIANI =  $62 * 3 = 186$  t

PESO TOTALE DI PIANO =  $112.5 + 3 + 2 + 7 = 124$  t

PESO TOTALE EDIFICIO A 5 PIANI =  $124 * 5 = 744$  t

La massa totale degli edifici risulta:

$$m = W_{tot}/g = 186/10 = 18.6 \text{ ts}^2/\text{m}$$

$$m = W_{tot}/g = 744/10 = 74.4 \text{ ts}^2/\text{m}$$

### 3.3.3 Azioni sismiche di riferimento

Le azioni sismiche di riferimento sono state definite sulla base dei “livelli di intensità sismica” indicati dal *D.M. 14-01-2008*.

L'azione sismica è ora valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva in precedenza, bensì sito per sito e costruzione per costruzione, come prescritto dalla *Circolare n.617 del 2009*.

#### 3.3.3.1 Periodo di riferimento

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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

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:

$V_N = 50$  anni (per opere ordinarie)

$C_U = 1$  (classe d'uso II, per costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti)

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

### 3.3.3.2 Pericolosità sismica di base

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  $P_{VR}$ , 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  $P_{VR}$ , 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.

Sulla struttura si impongono i quattro “*obiettivi prestazionali*” individuati dal documento *Vision 2000*:

- 1) il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Frequente*”;
- 2) il “*livello prestazionale*” di “*Operational*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Occasionale*”;
- 3) il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Raro*”;
- 4) il “*livello prestazionale*” di “*Near-Collapse*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Molto Raro*”.

Di conseguenza, si considereranno i quattro “*livelli di intensità sismica*”, e cioè quello corrispondente ad un “*Terremoto Frequente*”, quello corrispondente ad un “*Terremoto Occasionale*”, quello corrispondente ad un “*Terremoto Raro*” e quello corrispondente ad un “*Terremoto Molto Raro*”.

È bene precisare che, per quanto riguarda le definizioni dei “livelli di intensità sismica” e quindi degli *spettri di risposta elastici e di progetto*, si utilizzeranno i valori di probabilità di occorrenza e di periodo di ritorno forniti dal *D.M. 08*.

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.

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

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

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

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

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:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

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

$$\text{SLO} \rightarrow T_R = -50 / \ln(1 - 0.81) = 30 \text{ anni}$$

$$\text{SLD} \rightarrow T_R = -50 / \ln(1 - 0.63) = 50 \text{ anni}$$

$$\text{SLV} \rightarrow T_R = -50 / \ln(1 - 0.1) = 475 \text{ anni}$$

$$\text{SLC} \rightarrow T_R = -50 / \ln(1 - 0.05) = 975 \text{ anni}$$

Le mappe di pericolosità sismica definiscono, in base alla latitudine e alla longitudine del sito considerato (Comune di Feroleto della Chiesa, Provincia di Reggio di Calabria, zona ad alta sismicità: longitudine 16.065, latitudine 38.4668, appartenente alla Zona 1 secondo l’OPCM 3431), e in funzione del periodo di ritorno dell’evento sismico, i parametri spettrali (Allegato B):

**SLO:  $T_R = 30$  anni**

-  $a_g = 0.068 \text{ g}$

-  $F_0 = 2.302$

-  $T_{c^*} = 0.278 \text{ sec}$

**SLD:  $T_R = 50$  anni**

-  $a_g = 0.092 \text{ g}$

-  $F_0 = 2.273$

-  $T_{c^*} = 0.294 \text{ sec}$

**SLV:  $T_R = 475$  anni**

- $a_g = 0.268$  g
- $F_0 = 2.423$
- $T_{c^*} = 0.365$  sec

**SLC:  $T_R = 975$  anni**

- $a_g = 0.359$  g
- $F_0 = 2.471$
- $T_{c^*} = 0.39$  sec

**3.3.3.3 Caratteristiche del sito**

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 B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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*:

$$S_S: 1,00 \leq 1,40 - 0,4 F_0 a_g/g \leq 1,20$$

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.

**3.3.4 Spettri di risposta elastici delle accelerazioni per SLO, SLD, SLV, SLC**

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:

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

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

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

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

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 due spettri di risposta elastici nei due stati limite considerati (spettro di risposta elastico delle accelerazioni per gli stati limite di esercizio SLD e per gli stati limite ultimi SLV).

### 3.3.4.1 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLO

Parametri necessari per definire lo spettro:

- $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura e si ricava ponendo  $T = C_1 \cdot H^{3/4}$  essendo  $C_1$  un fattore relativo al tipo di materiale del telaio e  $H$  l'altezza totale dell'edificio;
- $S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- $\eta$  è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale  $\xi$ , (per  $\xi = 5\%$ ,  $\eta = 1$ );
- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.303;
- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.068g;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T = 1.33$$

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

$$T_C = C_C \times T_C^* = 0.37s$$

dove:

-  $T_C^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.278s;

-  $C_C$  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 B:

$$C_C = 1.1 * (T_C^*)^{-0.20} = 1.42$$

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

$$T_B = T_C / 3 = 0.12s$$

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

$$T_D = 4 \text{ ag/g} + 1.6 = 2.67s$$

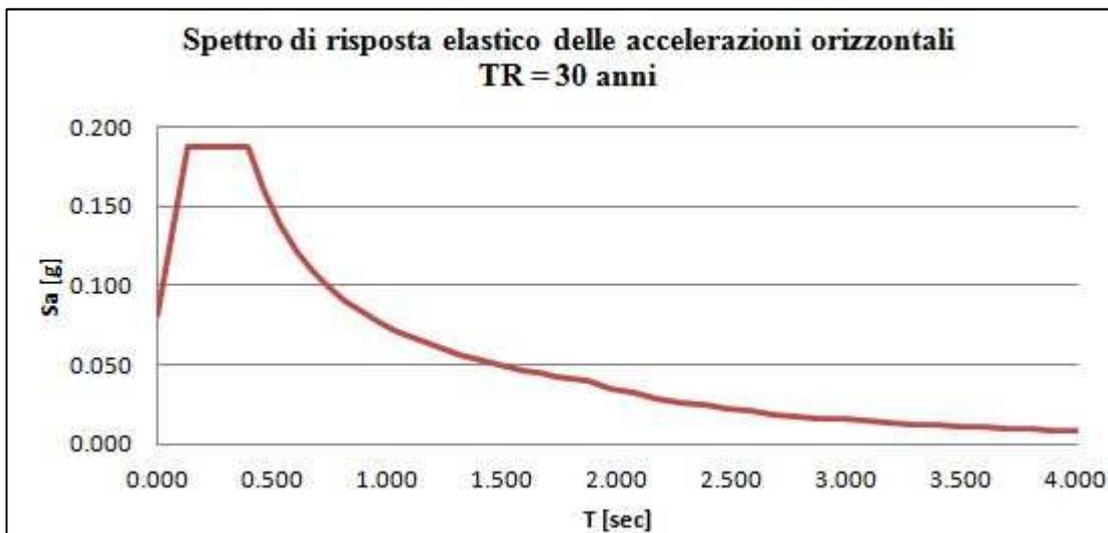


Fig.3.2: Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 30 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il D.M. 08.

### 3.3.4.2 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLD

Parametri necessari per definire lo spettro:

-  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura e si ricava ponendo  $T = C_1 * H^{3/4}$  essendo  $C_1$  un fattore relativo al tipo di materiale del telaio e  $H$  l'altezza totale dell'edificio;

-  $S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;

-  $\eta$  è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale  $\xi$ , (per  $\xi = 5\%$ ,  $\eta = 1$ );

-  $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.273;

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.092g;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T = 1.31$$

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

$$T_C = C_C \times T_C^* = 0.41s$$

dove:

- $T_C^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.294s;
- $C_C$  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 B:

$$C_C = 1.1 * (T_C^*)^{-0.20} = 1.41$$

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

$$T_B = T_C / 3 = 0.14s$$

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

$$T_D = 4 a_g / g + 1.6 = 1.96s$$



Fig.3.3: Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 50 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'63 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il D.M. 08.

### 3.3.4.3 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLV

Parametri necessari per definire lo spettro:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura e si ricava ponendo  $T = C_1 * H^{3/4}$  essendo  $C_1$  un fattore relativo al tipo di materiale del telaio e H l'altezza totale dell'edificio;
- $S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- $\eta$  è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale  $\xi$ , (per  $\xi = 5\%$ ,  $\eta = 1$ );
- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.423;
- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.268g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T = 1.14$$

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

$$T_C = C_C \times T_C^* = 0.49s$$

dove:

- $T_C^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.365s;
- $C_C$  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 B:

$$C_C = 1.1 * (T_C^*)^{-0.20} = 1.41$$

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

$$T_B = T_C / 3 = 0.16s$$

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

$$T_D = 4 a_g / g + 1.6 = 2.67s$$



Fig.3.4: Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 10 % in un tempo di riferimento pari a 475 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il D.M. 08.

### 3.3.4.4 Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLC

Parametri necessari per definire lo spettro:

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura e si ricava ponendo  $T = C_1 \cdot H^{3/4}$  essendo  $C_1$  un fattore relativo al tipo di materiale del telaio e H l'altezza totale dell'edificio;
- $S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- $\eta$  è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale  $\xi$ , (per  $\xi = 5\%$ ,  $\eta = 1$ );
- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.471;
- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.268g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T = 1.14$$

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

$$T_C = C_C \times T_C^* = 0.52s$$

dove:

- $T_C^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.39s;

-  $C_C$  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 B:

$$C_C = 1.1 * (T_C^*)^{-0.20} = 1.32$$

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

$$T_B = T_C / 3 = 0.17s$$

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

$$T_D = 4 ag/g + 1.6 = 2.67s$$

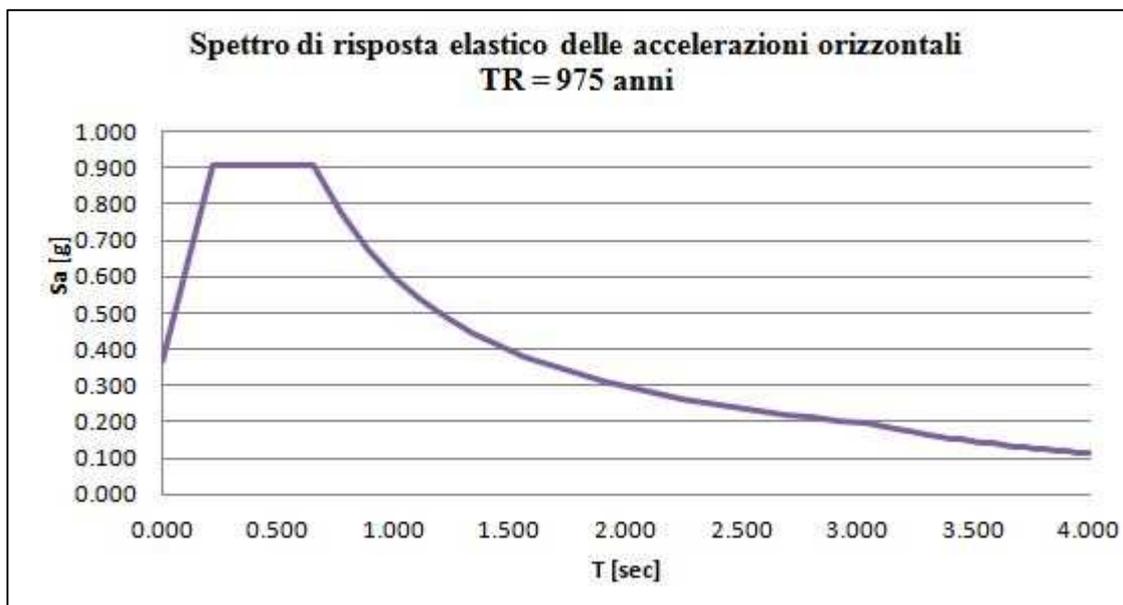


Fig.3.5: Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 975 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 5 % in un tempo di riferimento pari a 975 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il D.M. 08.

### 3.3.4.5 Sintesi delle azioni sismiche di riferimento

Di seguito si riporta in un unico grafico gli spettri di risposta delle accelerazioni da utilizzarsi, rispettivamente, in corrispondenza del “livello prestazionale” di “Fully Operational” (curva rossa), del “livello prestazionale” di “Operational” (curva blu), del “livello prestazionale” di “Life-Safe” (curva verde) e del “livello prestazionale” di “Near-Collapse” (curve viola).

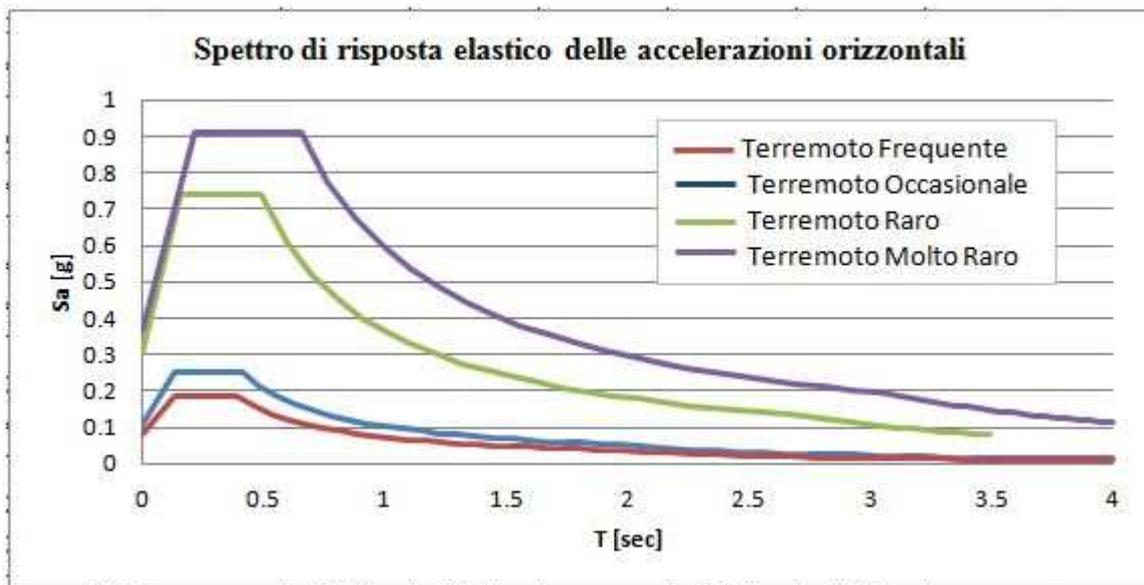


Fig.3.6: Spettri di risposta delle accelerazioni, da utilizzarsi, rispettivamente, al “livello prestazionale” di “Fully Operational” (tempo di ritorno pari a 30 anni), al “livello prestazionale” di “Operational” (tempo di ritorno pari a 50 anni), al “livello prestazionale” di “Life-Safe” (tempo di ritorno pari a 475 anni) e al “livello prestazionale” di “Near-Collapse” (tempo di ritorno di 975 anni), considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolati secondo il D.M. 08.

### 3.3.5 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l’uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell’incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_r$$

dove:

-  $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la

formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

-  $K_r$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso specifico  $q_0 = 4$  e  $K_r = 1$ , di conseguenza  $q=4$ . Per una probabilità di superamento  $P_{VR}=10\%$  (Stati limite di salvaguardia della vita SLV) ed un periodo di ritorno  $T_R=9,5 \cdot V_R=475$ anni, lo spettro di risposta di progetto delle accelerazioni, risulta:

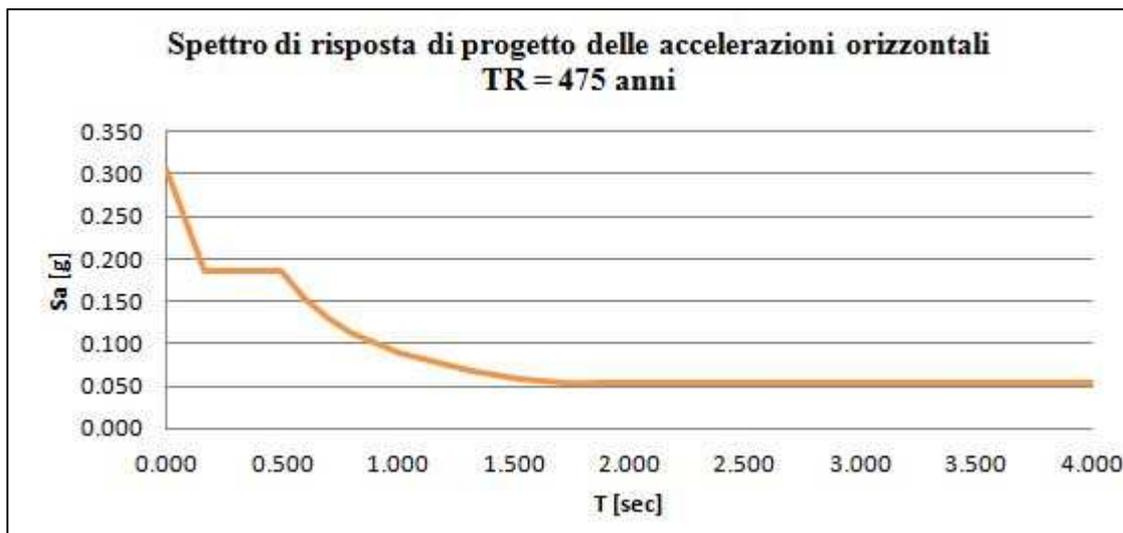


Fig.3.7: Spettro di risposta di progetto delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 10 % in un tempo di riferimento pari a 475 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il D.M. 08.

### 3.3.6 Concezione strutturale del telaio

Entrambe le strutture sismo-resistente in acciaio sono state pensate, in accordo con il proprio comportamento, interamente come struttura intelaiata, ovvero composta da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica. Nei paragrafi successivi verrà presa in considerazione la progettazione della struttura considerando quindi un unico sistema strutturale che possa contrastare contemporaneamente sia le azioni verticali sia quelle orizzontali.

Lo schema statico che porta i carichi verticali è uno schema statico di tipo telaio a nodi rigidi. Si considera il generico telaio in direzione x, poiché, data la simmetria della struttura in pianta e la regolarità in altezza non è necessario definire una direzione maggiormente impegnata. Per quanto riguarda il telaio in direzione y si assumono quindi le stesse dimensioni delle travi e dei pilastri ricavate per il telaio in direzione x.

### 3.3.6.1 Dimensionamento della trave

Il dimensionamento della trave è stato effettuato sulla base della verifica di deformabilità della trave stessa; tale verifica è quella più gravosa per le travi in acciaio. La verifica di deformabilità della trave impone che:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} * \frac{Fl^4}{EJ} < \frac{l}{250}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} * \frac{Ql^4}{EJ} \leq \frac{l}{400}$$

Essendo

$\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

$\delta_c$  la monta iniziale della trave

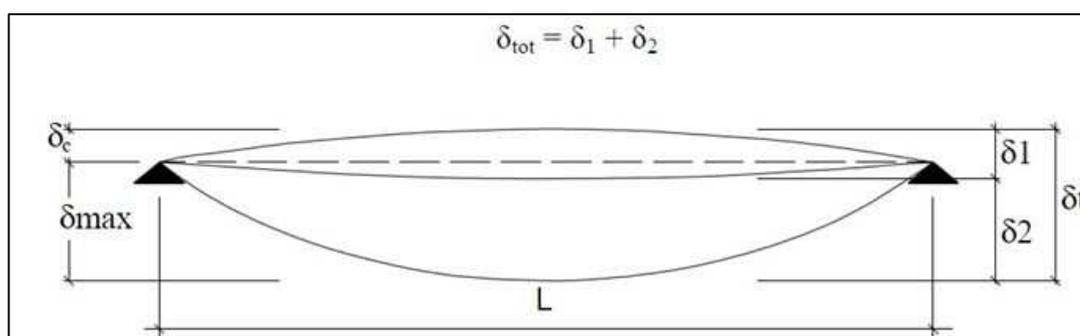
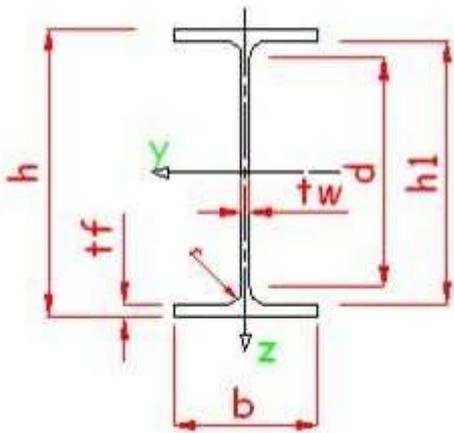


Fig.3.8: Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche d'esercizio

Nota la sollecitazione sulla trave in termini di momenti flettenti, si è proceduto ricavando il modulo resistente minimo della sezione, essendo  $M_{el} = W_{el} * f_{yd}$ ; ai fini poi della verifica in termini di freccia, la sezione adottata è stata presa leggermente più resistente. Il profilo adottato quindi per tutte le

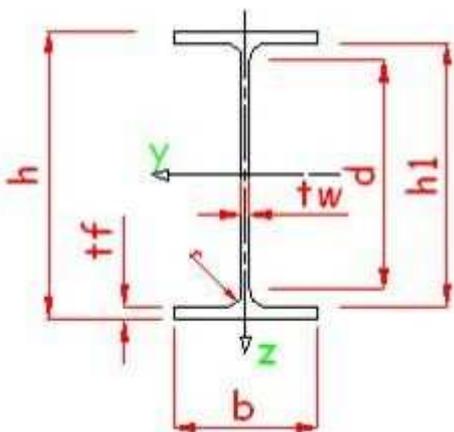
travi principali è l'IPE330 per l'edificio a 3 piani, mentre per l'edificio a 5 piani il profilo adottato è l'IPE360, le cui caratteristiche sono riportate di seguito:

#### IPE330



$h=330\text{mm}$	$W_y=713\text{cm}^3$
$b=160\text{mm}$	$W_z=98.5\text{cm}^3$
$tw=7.5\text{mm}$	$W_{py}=804\text{cm}^3$
$tf=11.5\text{mm}$	$W_{pz}=154\text{cm}^3$
$r=18\text{mm}$	
$S=62.6\text{cm}^2$	
$P=49.1\text{kg/m}$	
$I_y=11770\text{cm}^4$	
$I_z=788\text{cm}^4$	

#### IPE360



$h=360\text{mm}$	$W_y=904\text{cm}^3$
$b=170\text{mm}$	$W_z=122\text{cm}^3$
$tw=8\text{mm}$	$W_{py}=1019\text{cm}^3$
$tf=12.7\text{mm}$	$W_{pz}=191\text{cm}^3$
$r=18\text{mm}$	
$S=72.7\text{cm}^2$	
$P=57.1\text{kg/m}$	
$I_y=16265\text{cm}^4$	
$I_z=1043\text{cm}^4$	

Risulta pertanto:

$$\delta_{\max} = 16.28 \text{ mm} < 1/250 = 20 \text{ mm, essendo } l \text{ la lunghezza della trave pari a } 5 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 2.6 \text{ mm} \leq 1/400 = 12.5 \text{ mm, essendo } l \text{ la lunghezza della trave pari a } 5 \text{ m.}$$

Le verifiche di deformabilità della trave risulta soddisfatta.

### 3.3.6.2 Verifica di resistenza della trave

Il momento massimo nella mezzeria della generica trave vale:  $M=ql^2/12=105 \text{ kNm}$

Affinché le verifiche agli stati limite elastici siano soddisfatte, deve risultare:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_{el,y}} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

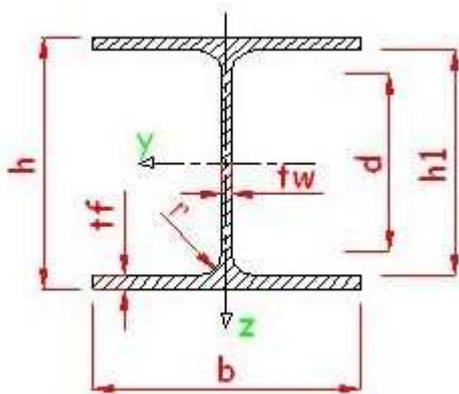
Essendo  $\sigma_{max}= 210 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{yd}= 262 \text{ N/mm}^2$  per l'edificio a 3 piani e  $f_{yd}= 338 \text{ N/mm}^2$  per l'edificio a 5 piani, la verifica risulta soddisfatta.

### 3.3.6.3 Dimensionamento del pilastro

Il dimensionamento del pilastro è soggetto non tanto all'azione dei carichi gravitazionali, quanto anch'esso a limitazioni determinate in primo luogo dalla verifica di stabilità, prescritta dalla passata CNR 1001e ripresa dall'attuale norma, ma soprattutto dalla verifica di gerarchia delle resistenze, punto cardine della filosofia di progettazione basata sul capacity design, per cui deve risultare:

$$\Sigma M_{pC} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{pT}$$

Da risultati ottenuti attraverso fogli excel e attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 e successivamente confrontati con un altro programma agli elementi finiti dove sono implementate le nuove norme tecniche per le costruzioni, Robot Structure della Autodesk, la sezione adottata per tutti i pilastri risulta essere un HE300M le cui caratteristiche sono riportate di seguito:



$h=340\text{mm}$	$I_z=19403\text{cm}^4$
$b=310\text{mm}$	$W_y=3482\text{cm}^3$
$t_w=21\text{mm}$	$W_z=1251\text{cm}^3$
$t_f=39\text{mm}$	$W_{py}=4077\text{cm}^3$
$r=27\text{mm}$	$W_{pz}=1913\text{cm}^3$
$S=303\text{cm}^2$	
$P=237\text{kg/m}$	
$I_y=59201\text{cm}^4$	

### 3.4 Analisi statica equivalente

L'analisi statica equivalente consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T1) non superi 2,5 TC o TD e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura. Sostituendo risulta: L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

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

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

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

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

dove:

- $F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$
- $F_i$  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;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in un'analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della struttura e si ipotizza un modo di vibrare principale caratterizzato da un periodo  $T_1$  calcolato secondo l'equazione  $T = C_1 * H^{3/4}$  e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione per calcolare la forza da applicare alla massa  $i$ -esima ( $F_i$ ). A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

### 3.4.1 Sollecitazioni analisi statica equivalente edificio 3 gdl

Di seguito verrà riportato il modello a 3 gradi di libertà con applicate le forze di piano e le azioni flettenti, taglianti e assiali sul telaio più sollecitato della struttura:

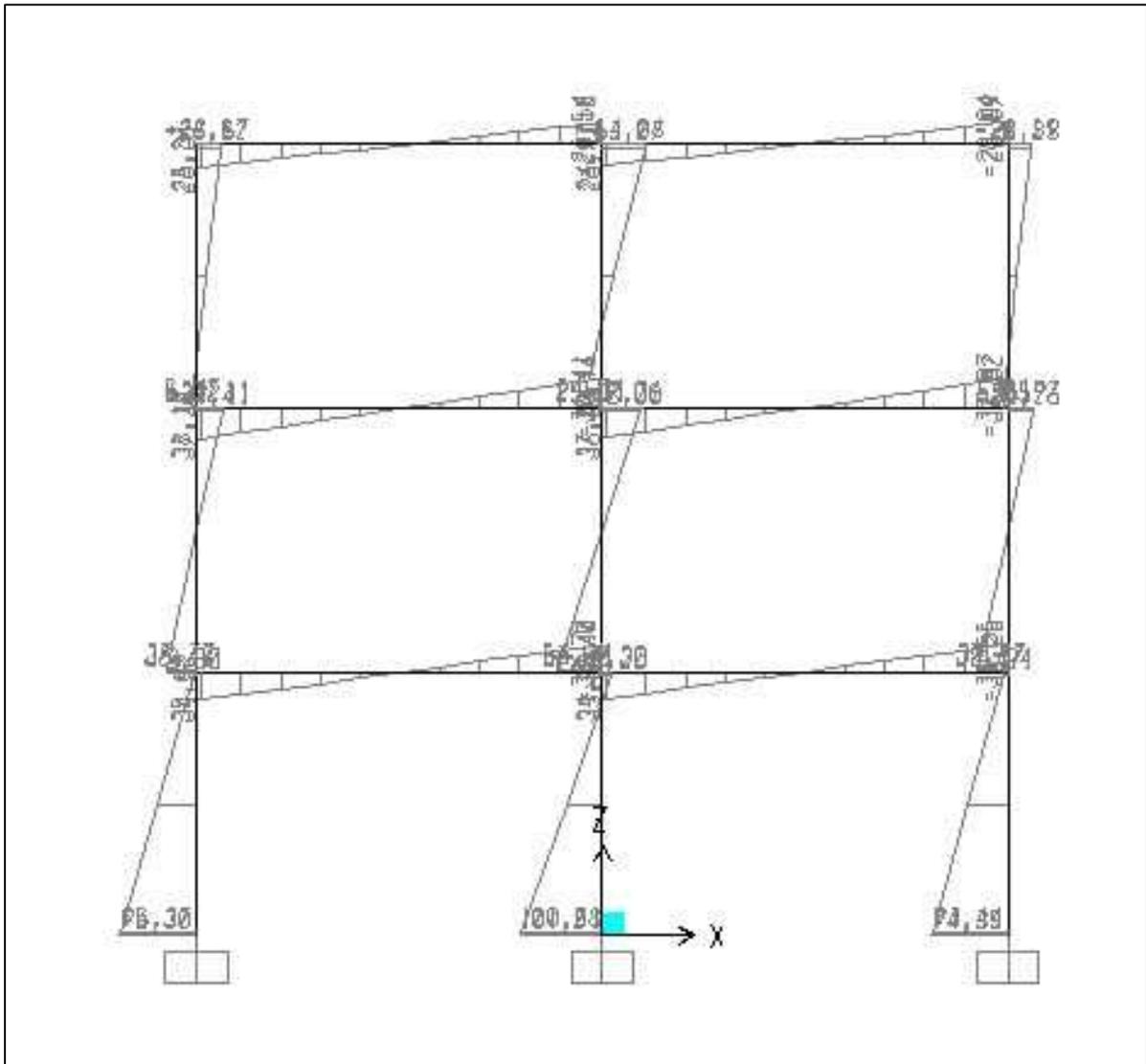


Fig.3.9: Momenti flettenti derivanti da analisi statica equivalente [kNm]

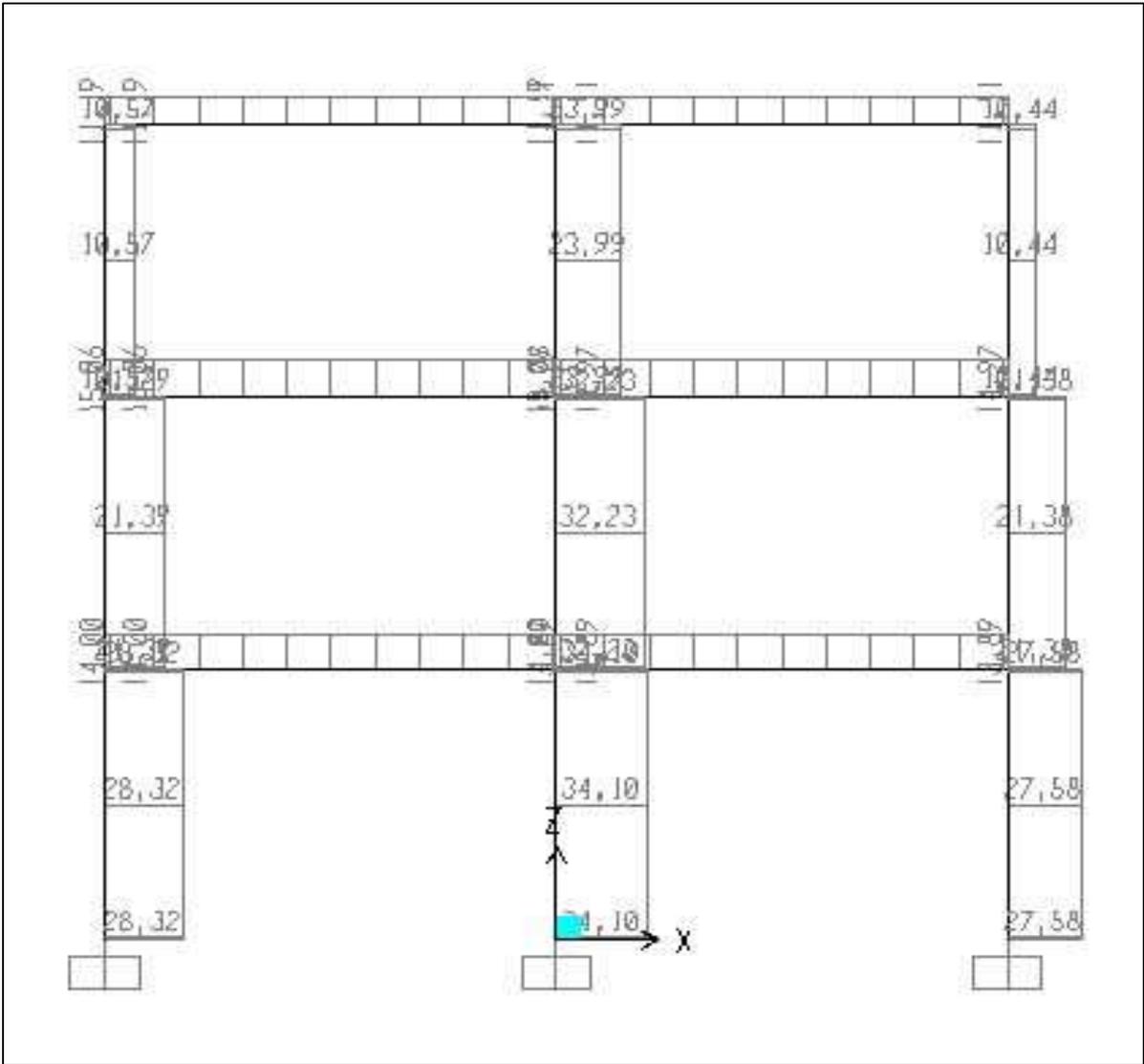


Fig.3.10: Azioni taglianti derivanti da analisi statica equivalente [kN]

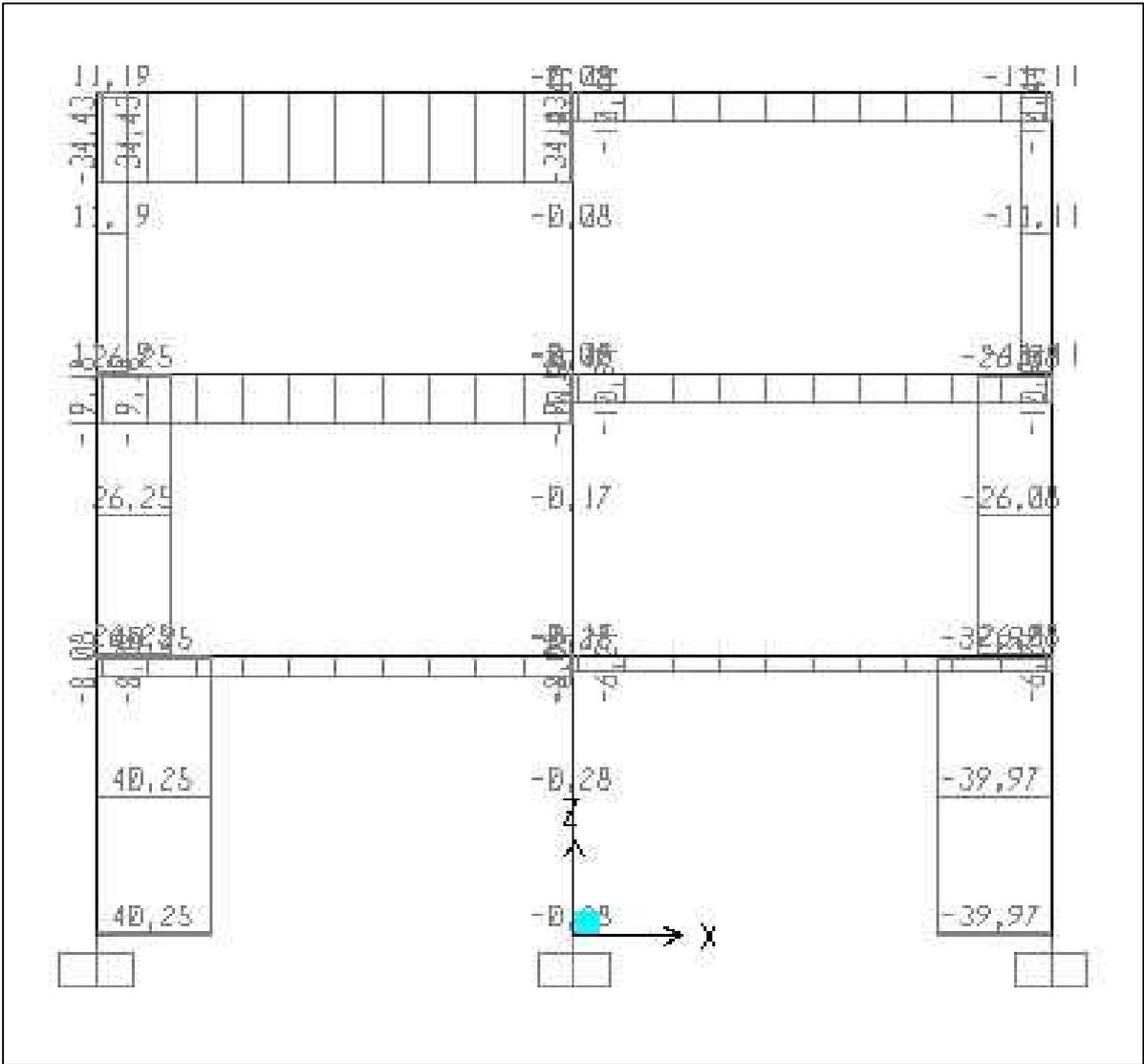


Fig.3.11: Sforzo assiale derivante da analisi statica equivalente [kN]

### 3.4.2 Sollecitazioni analisi statica equivalente edificio 5 gdl

Di seguito verrà riportato il modello a 5 gradi di libertà con applicate le forze di piano e le azioni flettenti, taglianti e assiali sul telaio più sollecitato della struttura:

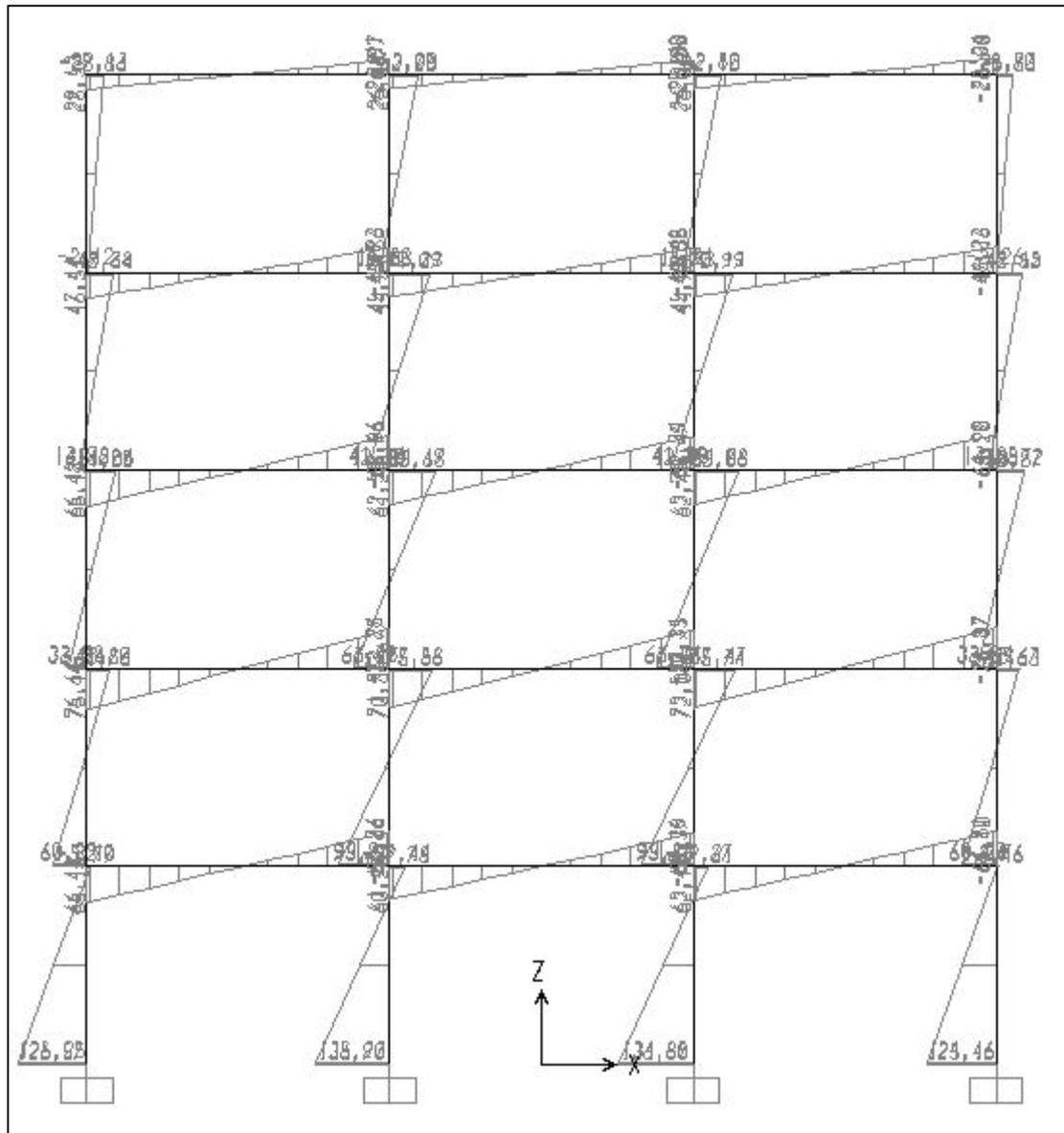


Fig.3.12: Momenti flettenti derivanti da analisi statica equivalente [kNm]

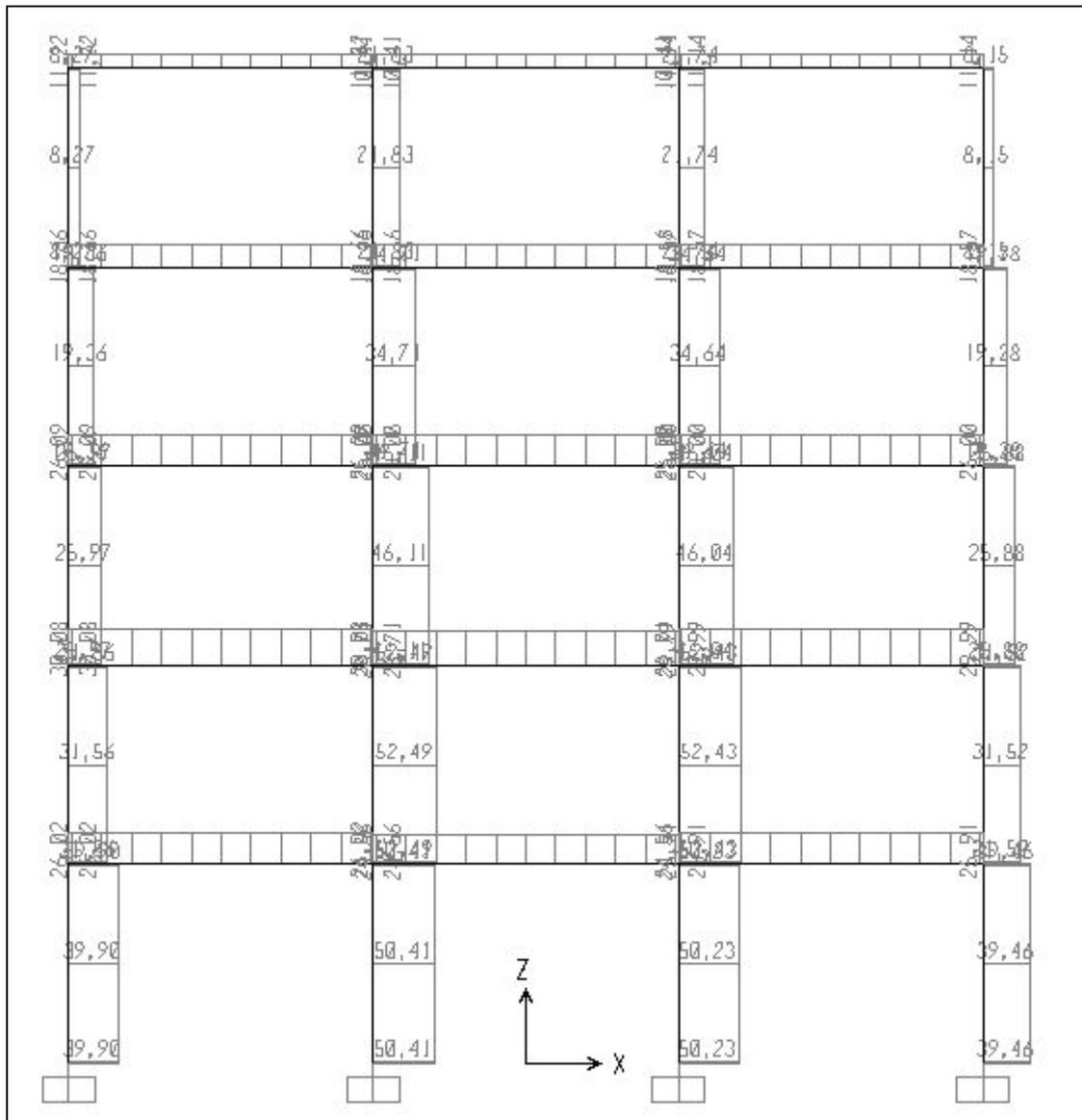


Fig.3.13: Azioni taglianti derivanti da analisi statica equivalente [kN]

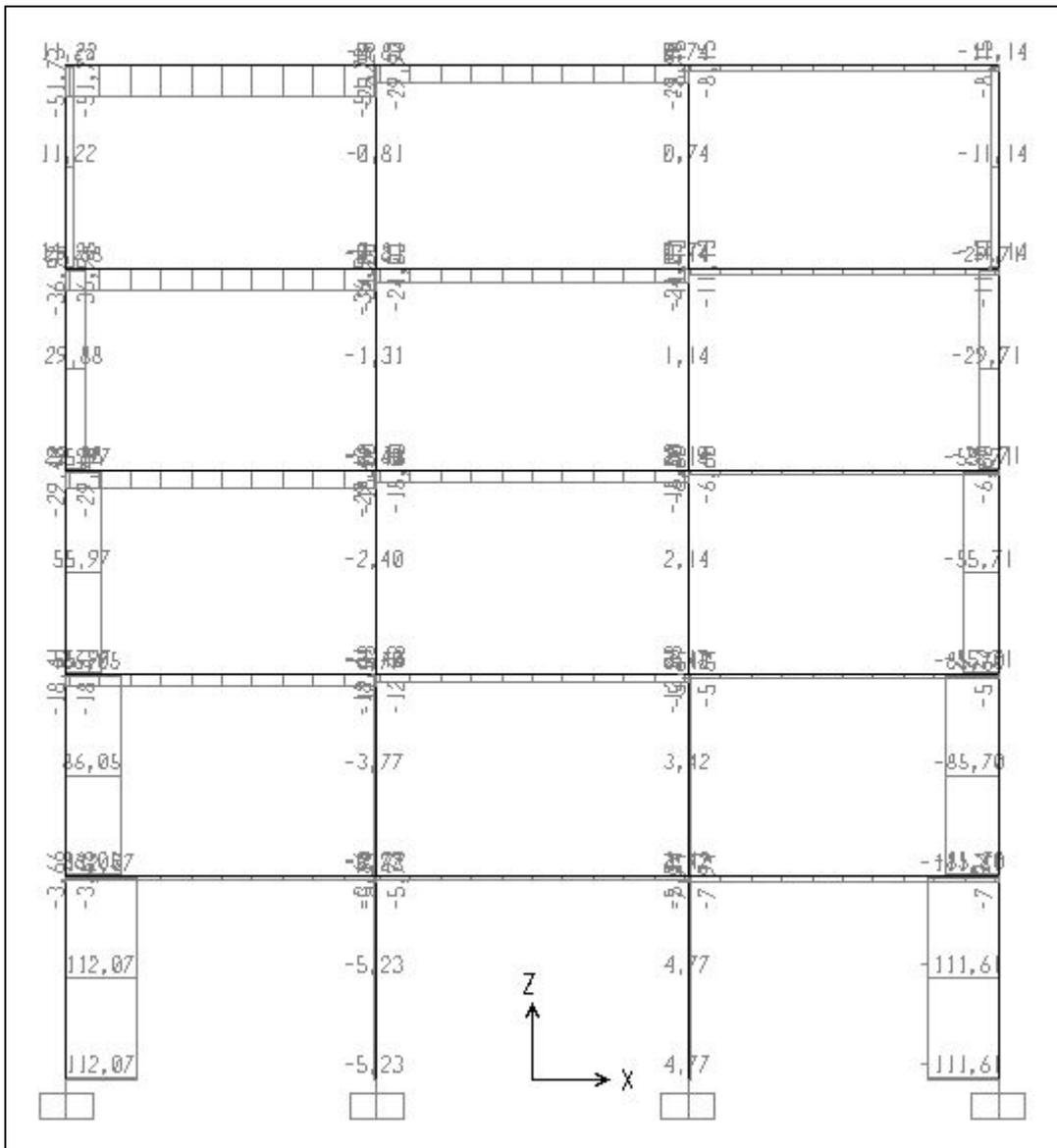


Fig.3.14: Sforzo assiale derivante da analisi statica equivalente [kN]

### 3.5 Analisi modale a spettro di risposta

L'analisi lineare dinamica, o modale a spettro di risposta, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

1. determinazione dei modi di vibrare “naturali” della costruzione (analisi modale);
2. calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
3. combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione  $T$ , da uno smorzamento convenzionale  $\xi$ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

con E valore combinato dell'effetto ed  $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo i. Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente.

La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination o CQC):

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j}$$

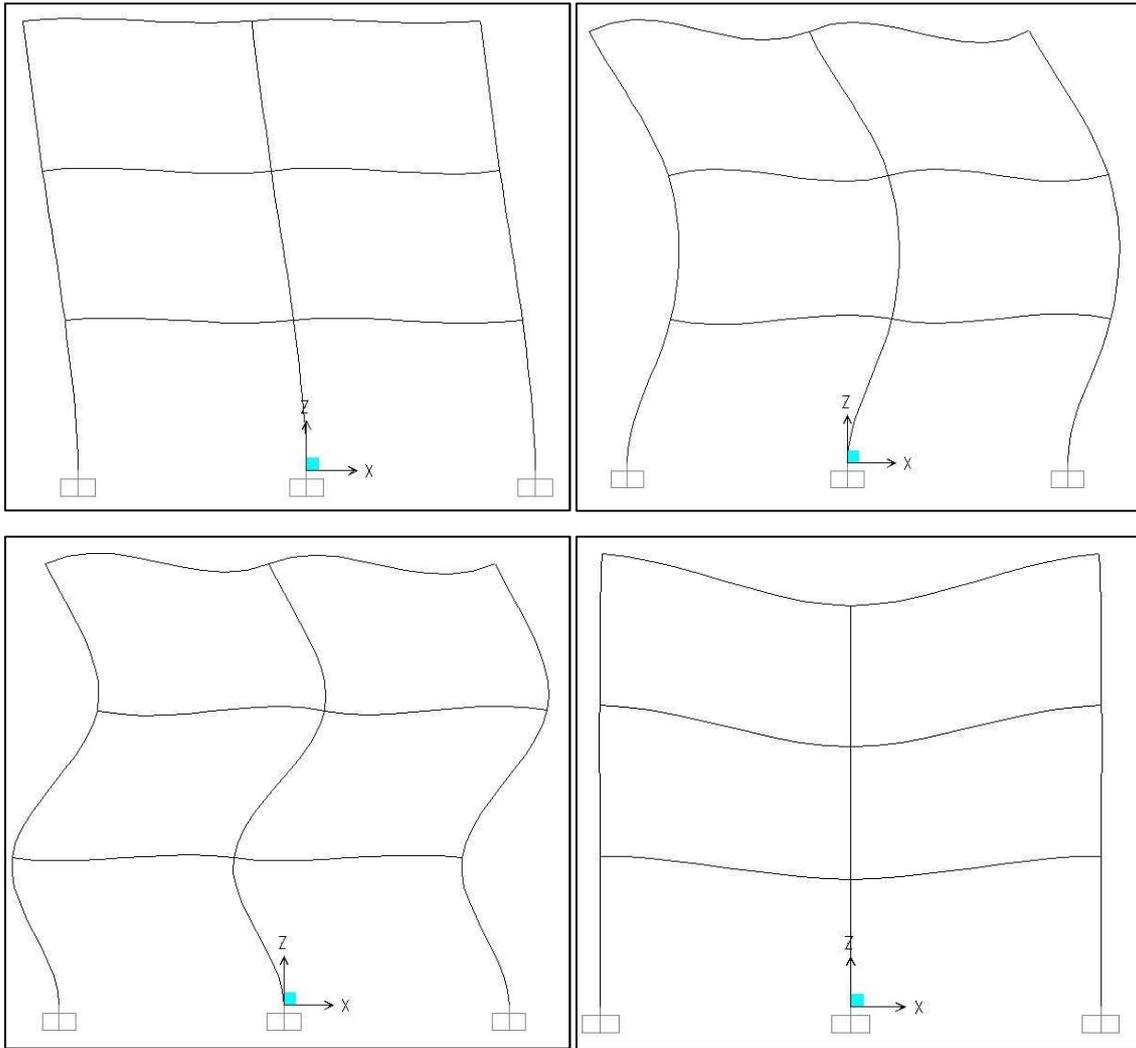
con:

- $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo j;
- $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j.

### 3.5.1 Modi di vibrare e sollecitazioni edificio a 3 gdl

Si riporta il listato dell'analisi in termini di modi di vibrare, frequenze proprie e masse partecipanti al moto dell'edificio a 3 gradi di libertà:

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	0.586064	1.7063	10.721	114.94
MODAL	Mode	2	0.151555	6.5983	41.458	1718.8
MODAL	Mode	3	0.072454	13.802	86.719	7520.2
MODAL	Mode	4	0.040268	24.834	156.03	24347
MODAL	Mode	5	0.035124	28.471	178.89	32001
MODAL	Mode	6	0.034205	29.235	183.69	33742
MODAL	Mode	7	0.031116	32.138	201.93	40775
MODAL	Mode	8	0.02909	34.376	215.99	46651
MODAL	Mode	9	0.02908	34.388	216.07	46686
MODAL	Mode	10	0.024708	40.472	254.29	64666
MODAL	Mode	11	0.02433	41.101	258.25	66691
MODAL	Mode	12	0.023546	42.47	266.85	71208



*Fig.3.15: Primi quattro modi di vibrare della struttura*

Di seguito sono riportate le azioni flettenti, taglianti e assiali sul telaio più sollecitato della struttura:

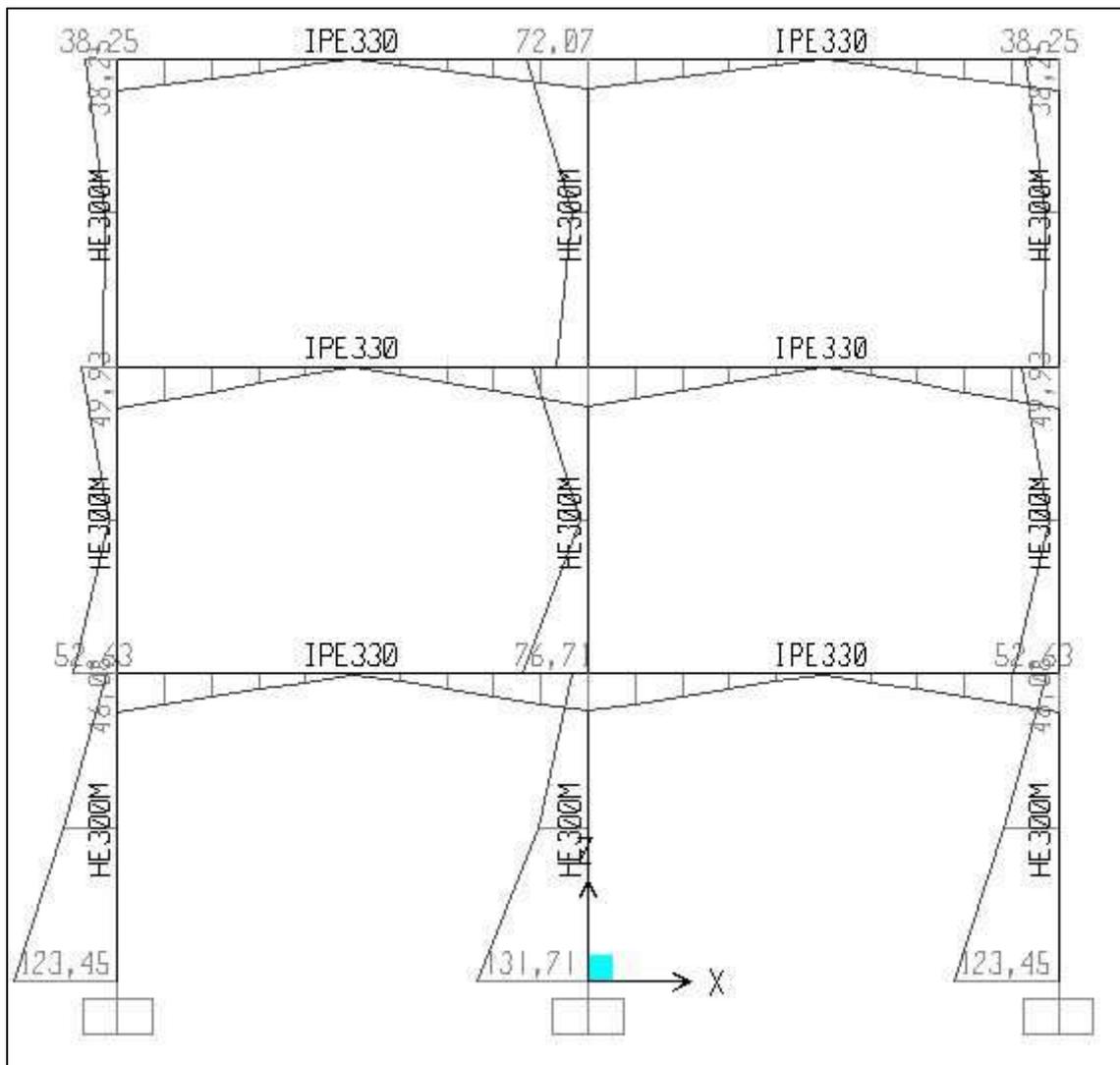


Fig.3.14: Momenti flettenti derivanti da analisi modale spettro di risposta [kNm]

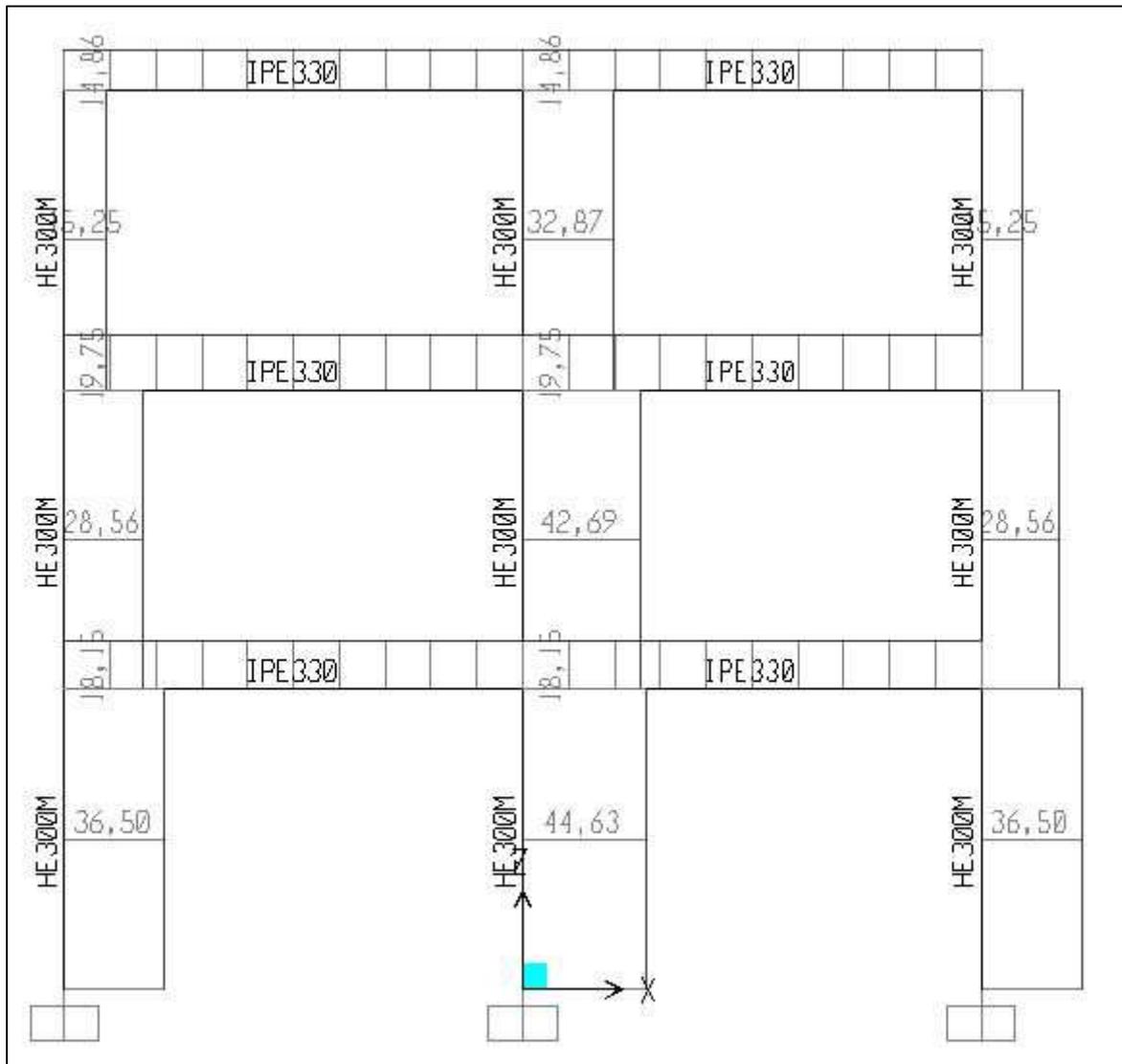


Fig.3.15: Azioni taglianti derivanti da analisi modale spettro di risposta [kN]

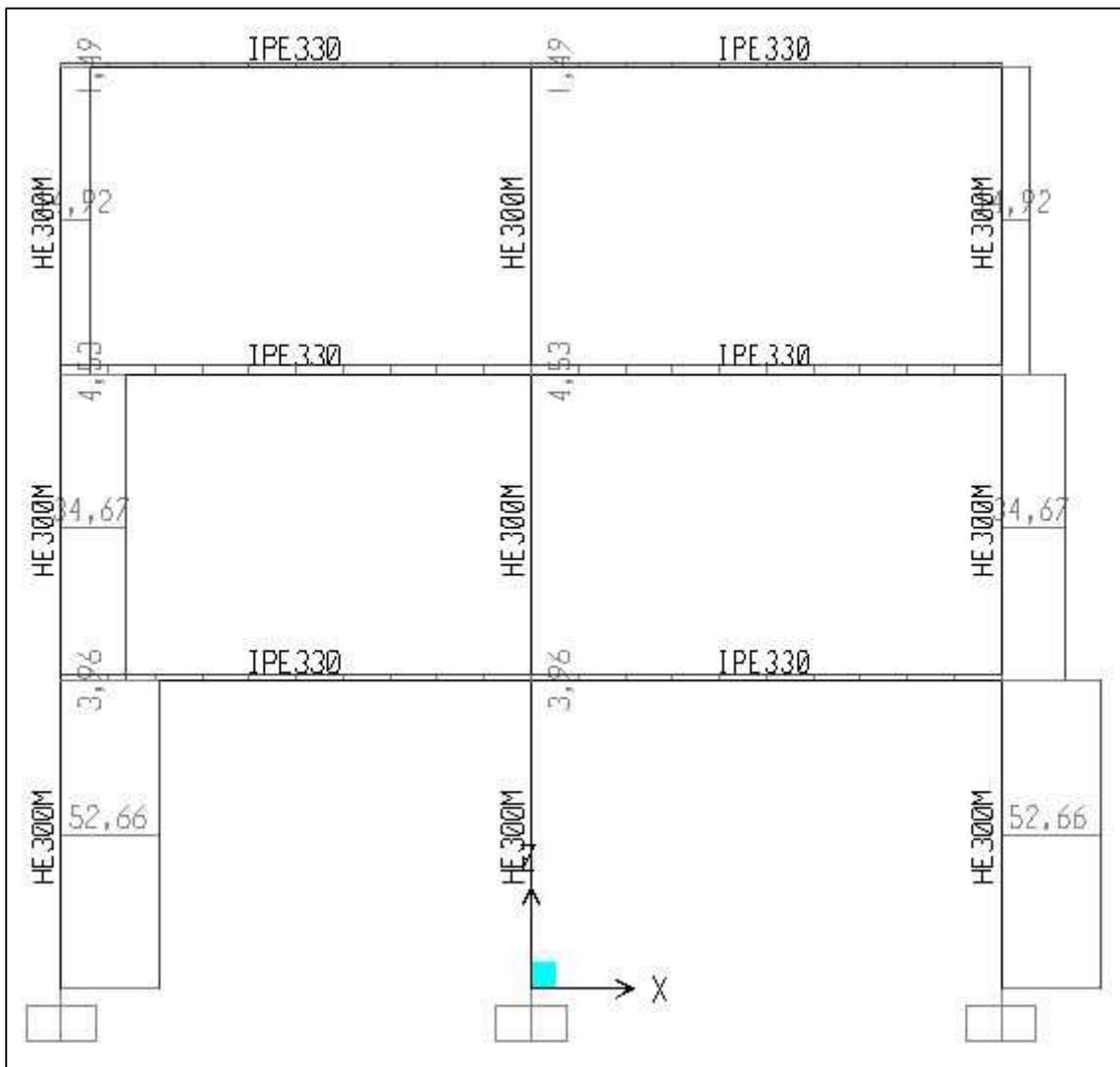
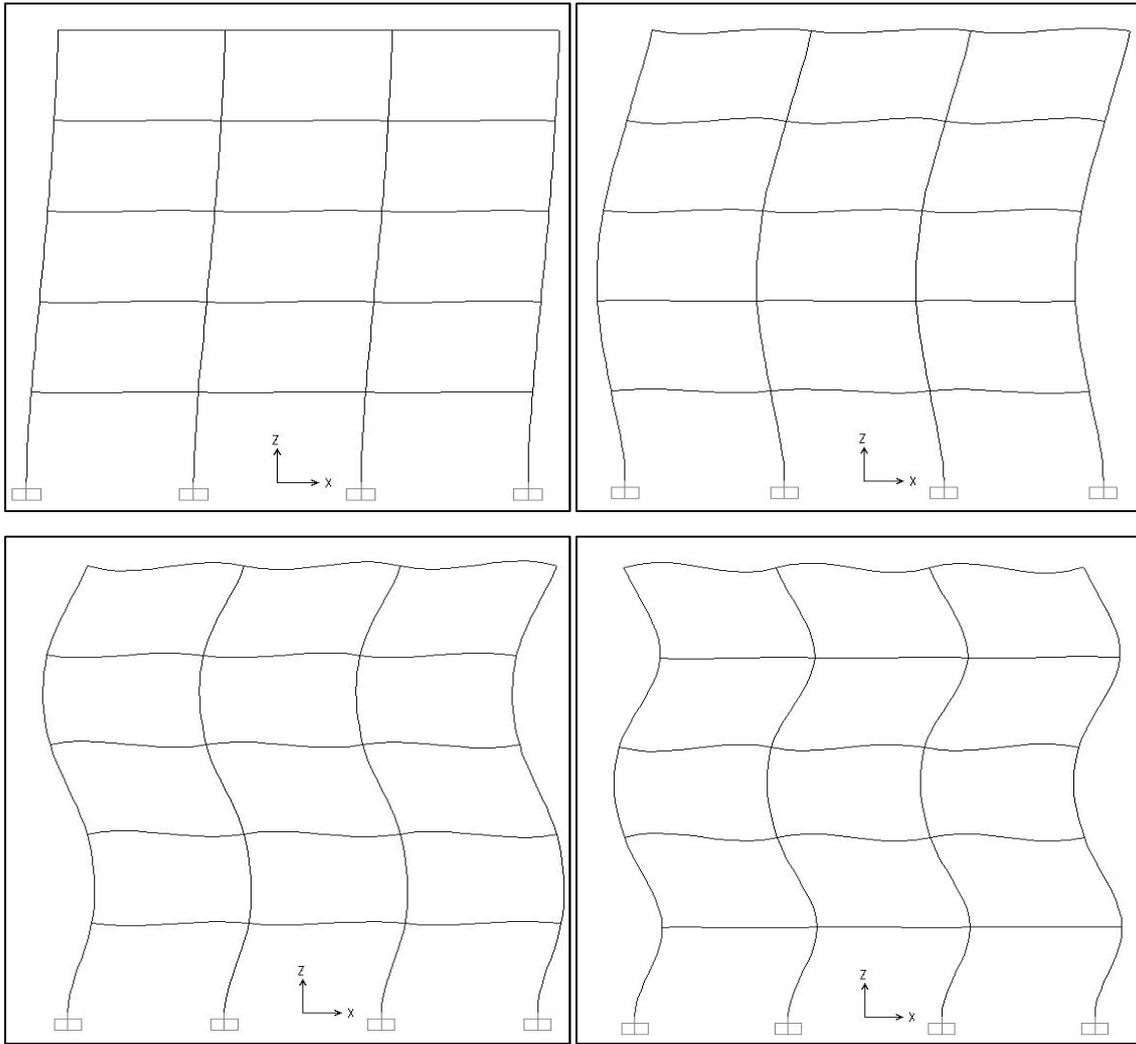


Fig.3.16: Sforzo assiale derivante da analisi modale spettro di risposta [kN]

### 3.5.2 Modi di vibrare e sollecitazioni edificio a 5 gdl

Si riporta il listato dell'analisi in termini di modi di vibrare, frequenze proprie e masse partecipanti al moto dell'edificio a 5 gradi di libertà:

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	0.959919	1.0418	6.5455	42.844
MODAL	Mode	2	0.283991	3.5212	22.125	489.5
MODAL	Mode	3	0.142925	6.9967	43.962	1932.6
MODAL	Mode	4	0.08892	11.246	70.661	4993
MODAL	Mode	5	0.066784	14.974	94.083	8851.6
MODAL	Mode	6	0.063052	15.86	99.651	9930.4
MODAL	Mode	7	0.06187	16.163	101.55	10313
MODAL	Mode	8	0.046196	21.647	136.01	18499
MODAL	Mode	9	0.045692	21.886	137.51	18909
MODAL	Mode	10	0.045493	21.981	138.11	19075
MODAL	Mode	11	0.045224	22.112	138.93	19303
MODAL	Mode	12	0.043738	22.864	143.66	20637



*Fig.3.17: Primi quattro modi di vibrare della struttura*

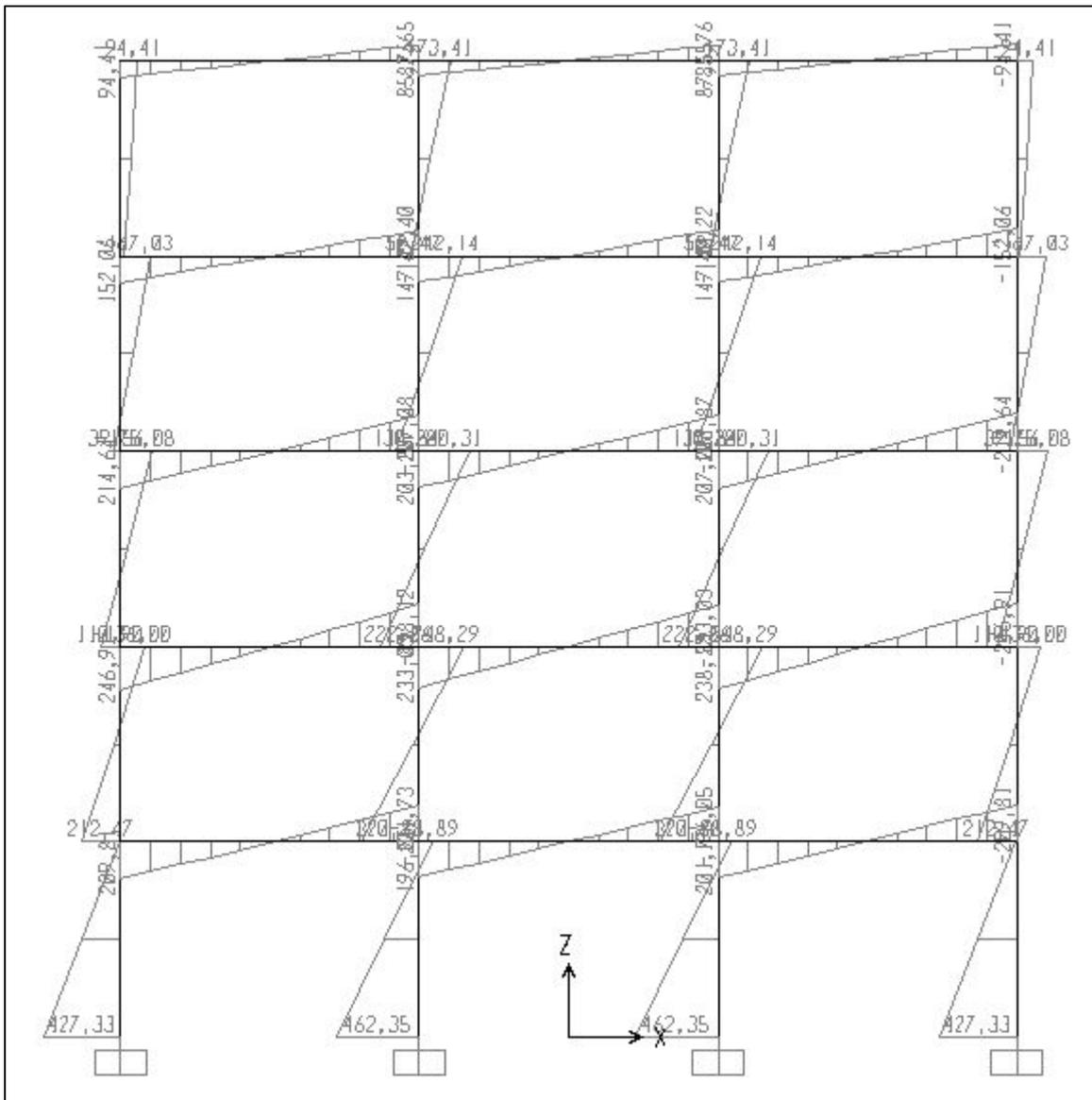


Fig.3.18: Momenti flettenti derivanti da analisi modale spettro di risposta [kNm]

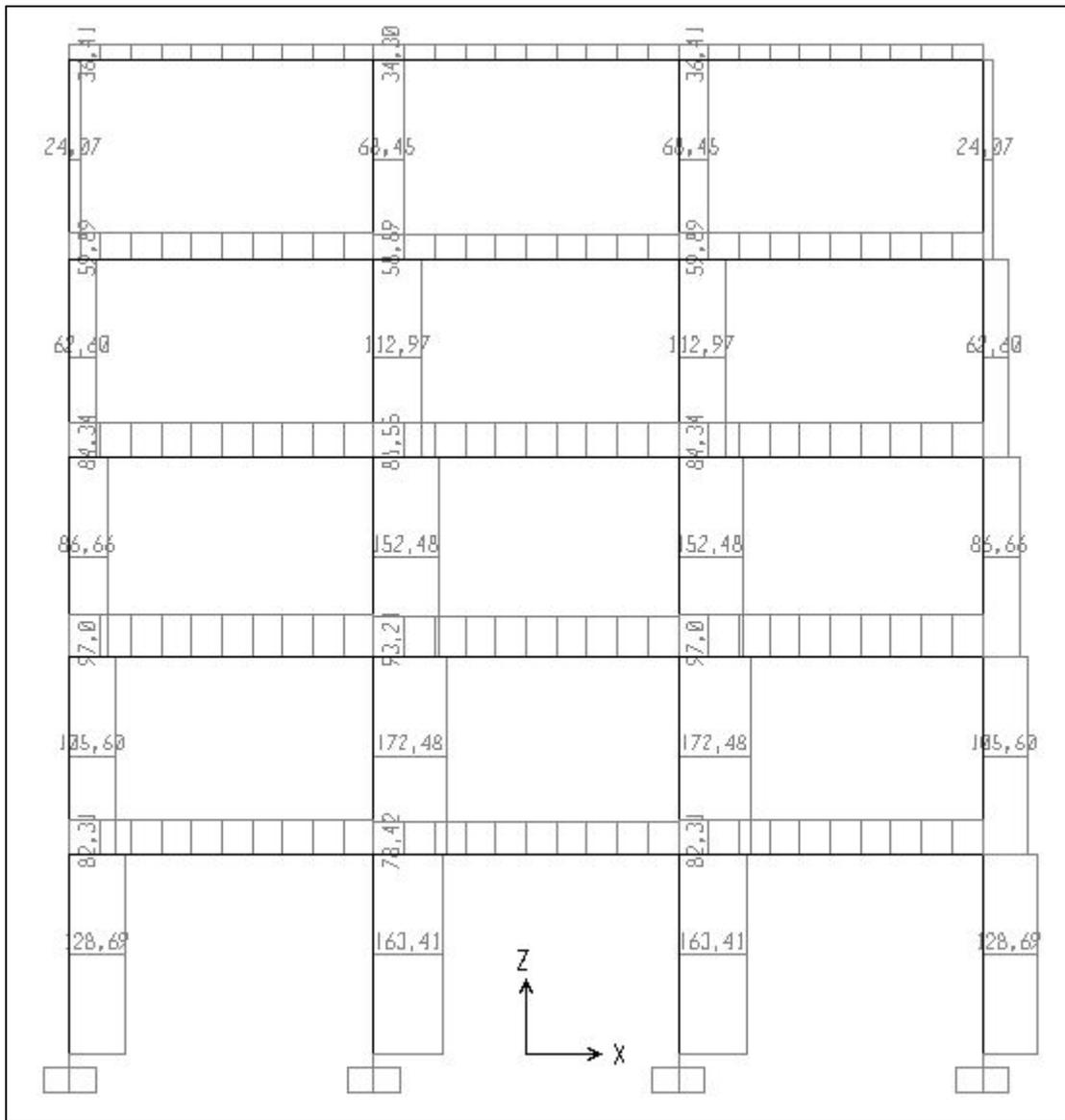


Fig.3.19: Azioni taglienti derivanti da analisi modale spettro di risposta [kN]

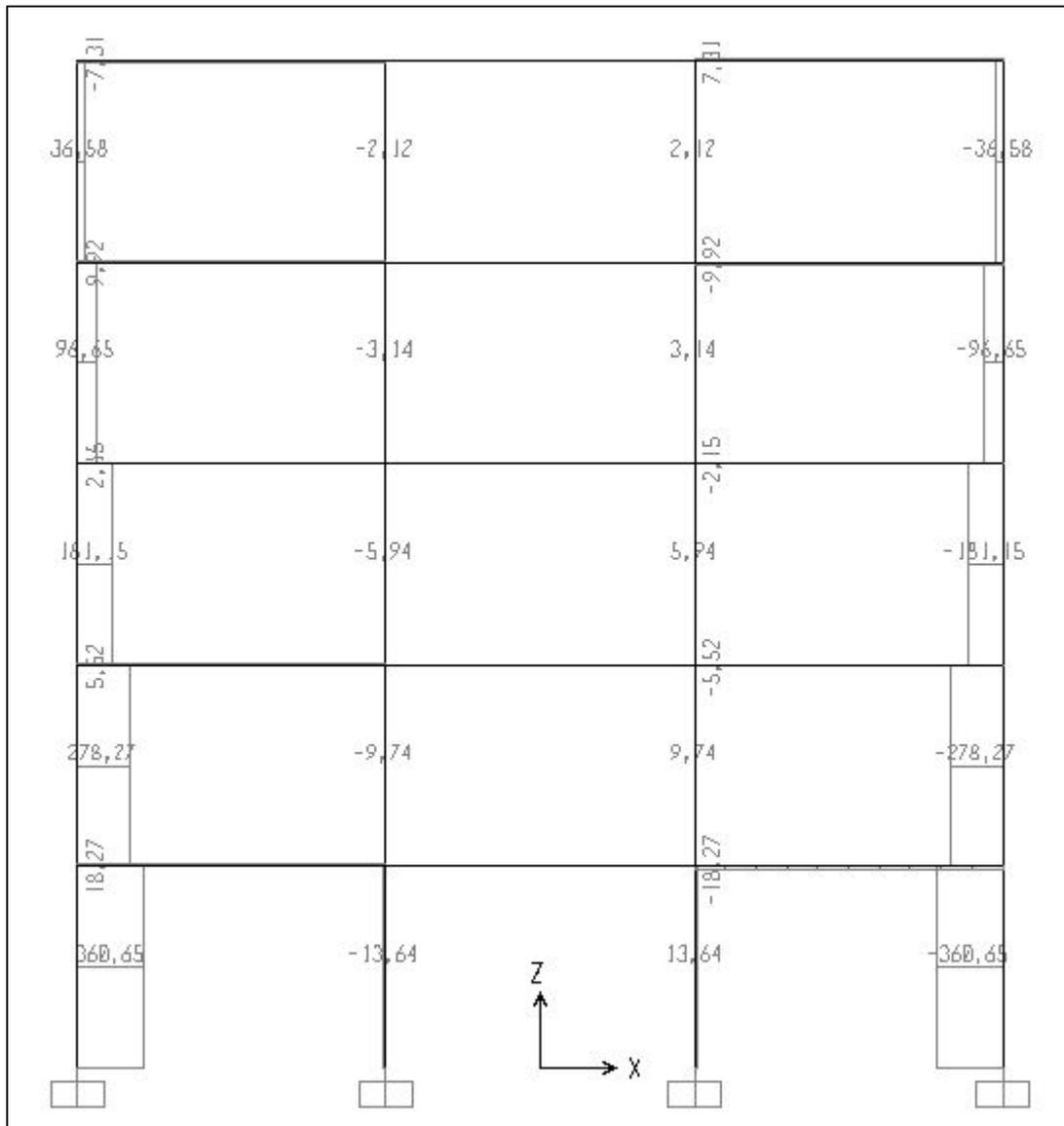


Fig.3.20: Sforzo assiale derivante da analisi modale spettro di risposta [kN]

### 3.6 Procedura analitica per la definizione del modello B

Dopo avere determinato le sollecitazioni sulla struttura si determinano i profili e quindi le resistenze dei pilastri e delle travi sia per la struttura avente fattore di struttura  $R_5=4$  e  $\xi=5\%$ , che chiameremo modello A, sia per la struttura avente un fattore di struttura  $R_{30}= R_5 \cdot \alpha$  e  $\xi=30\%$ , che chiameremo modello B. La procedura per definire i profili del modello B è identica a quella del modello A.

In questo caso però, il momento di snervamento della struttura equipaggiata con smorzatori, si calcola nel modo seguente:

$$M_{yB} = \frac{M_{elBsism}}{R_{30}} + M_{elBgrav} = \frac{M_{elAsism} \cdot \eta_{30}}{\alpha \cdot R_5} + M_{elAgrav}$$

$$M_{yB} = \left( \frac{\eta_{30}}{\alpha} \right) \frac{M_{elAsism}}{R_5} + M_{elAgrav} = \left( \frac{\eta_{30}}{\alpha} \right) (M_{yA} - M_{elAgrav}) + M_{elAgrav}$$

$$M_{yB} = \left( \frac{\eta_{30}}{\alpha} \right) M_{yA} + M_{elAgrav} \left( 1 - \frac{\eta_{30}}{\alpha} \right)$$

La progettazione del modello B, edificio in acciaio in zona ad alta sismicità, segue dunque una nuova procedura per la valutazione della resistenza degli elementi travi e colonne. Questo modello oltre a presentare una riduzione percentuale della sezione degli elementi, determinata dalla riduzione della resistenza degli stessi attraverso l'applicazione delle formule sopra citate, è equipaggiata con i dispositivi dissipativi di tipo viscoso.

I dispositivi di tipo viscoso seguono la legge  $F = c \cdot v^\alpha$  in cui  $c$  [12] è stato assunto pari a:

$$c_j = \bar{\xi} \cdot \omega_1 \cdot m_{tot} \cdot \left( \frac{N+1}{n} \right)$$

Nella formula sono presenti:

- lo smorzamento convenzionale  $\xi$  diverso dal 5% e calcolato secondo la formula di Boomer:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

- la frequenza del primo modo di vibrare della struttura  $\omega_1 = 2\pi/T_1$

- la massa totale dell'edificio ( $m_{tot}$ )

- il numero di piani dell'edificio (N)

- il numero di smorzatori presenti per piano (n)

I dispositivi dissipativi di tipo viscoso sono stati modellati considerando quindi il coefficiente  $c$  in un modello in serie in cui la rigidezza della molla è stata assunta tendente all'infinito (per fare ciò si assume la rigidezza assiale dell'elemento colonna direttamente adiacente al dissipatore di un ordine di grandezza superiore), proprio per permettere all'elemento smorzatore il comportamento puramente viscoso. Il modello B è stato quindi progettato utilizzando per i pilastri dei profili HE340B e per le travi dei profili IPE270, avendo ottenuto infatti una riduzione del valore del momento resistente, decurtato sia per i carichi sismici che per quelli gravitazionali, da cui ricavare il modulo di resistenza minimo della sezione, dalla definizione analitica precedentemente accennata; sostituendo infatti il rapporto  $\eta_{30}/\alpha = 0,5/0,9$  si ottiene:

$$M_{yB} = \left( \frac{\eta_{30}}{\alpha} \right) M_{yA} + M_{elAgrav} \left( 1 - \frac{\eta_{30}}{\alpha} \right)$$
$$M_{yB} = 0,56 M_{yA} + 0,44 M_{elAgrav}$$

# ***Capitolo 4: Verifica delle strutture tramite analisi non lineari***

## **4.1 Procedura manuale per la definizione della curva di capacità (analisi pushover)**

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende dalle sue capacità deformative e dalla sua duttilità. I metodi di analisi elastici tengono conto del comportamento non lineare della struttura tramite il fattore di struttura che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico. Questi metodi però non possono cogliere cambiamenti nella risposta caratteristica della struttura che si verificano man mano che singoli elementi si comportano in modo duttile. Inoltre non si ha nessuna informazione sulla domanda di anelasticità nella struttura. I metodi di analisi statica non lineare, invece, permettono di cogliere questi aspetti dimostrandosi un utile strumento in particolare in fase di verifica, laddove è necessario valutare la coerenza fra fattori di struttura assunti e reale capacità di duttilità della struttura [4].

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare al sistema MDOF i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che sia inizialmente in ambito elastico e che porti, man mano che si aumentino gli step di carico, al raggiungimento delle condizioni ultime. Gli spostamenti orizzontali che si sviluppano a seguito dell'applicazione della distribuzione di forze rappresentano il punto di controllo di questa analisi. Il metodo Pushover, o "Spingi-oltre" consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze via via crescenti sulla struttura, le quali hanno il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. Tale risposta pertanto deve essere ottenuta mediante una analisi non lineare tenendo conto sia degli effetti di non linearità del materiale (formazione di cerniere plastiche, svergolamenti di elementi compressi, snervamento di elementi in trazione), sia degli effetti del secondo ordine (quindi non linearità di tipo geometrico) qualora esse assumano un valore non trascurabile.

Operativamente si possono individuare le seguenti fasi:

- Si sceglie una distribuzione di forze o una forma di distribuzione
- Si applica il carico verticale e successivamente quello orizzontale di base dell'analisi Pushover
- Si traccia la curva forza spostamento ( $F-\delta$ ) del sistema MDOF
- Si usa lo spettro di risposta elastico per ottenere la domanda di spostamento

- Si confrontano gli stati limite imposti

All'inizio del primo step di carico la struttura è sottoposta all'azione di forze sismiche equivalenti di predeterminata distribuzione. Il primo passo di carico avrà termine in corrispondenza del moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al primo snervamento.

Si possono avere sostanzialmente due meccanismi di collasso:

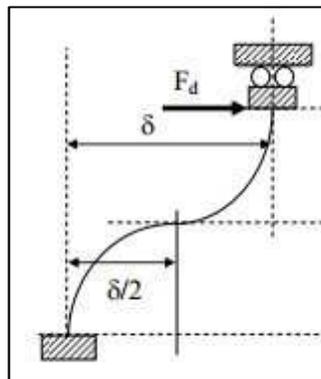
1) Meccanismo di collasso di piano

2) Meccanismo di collasso globale

Il metodo proposto prevede, inoltre, la definizione della curva di Pushover "a mano" di un edificio intelaiato. L'analisi è stata eseguita un piano per volta, ma questo non esclude che si possa ragionare sull'intero edificio contemporaneamente. L'obiettivo è quindi quello di definire una Pushover a livello di piano, sotto l'ipotesi assunta di legame costitutivo elastico indefinitamente plastico per l'elemento pilastro (sotto questa ipotesi, non si rischia il raggiungimento del collasso del primo pilastro snervato, prima che gli altri pilastri si snervino).

#### 4.1.1 Meccanismo di collasso di piano

Modellati i singoli piani della struttura come telai shear-type, si assume la seguente schematizzazione per il pilastro:



Sono quindi noti i coefficienti di ripartizione (avendo adottato per tutti i pilastri lo stesso profilo) e le relative forze ripartite per il numero di pilastri presenti a livello di piano (si tenga presente della forte approssimazione in termini di rigidità reale della struttura). Per ogni pilastro si può calcolare la resistenza allo snervamento  $R_y$  a pressoflessione, da esprimersi in termini di forza.

$R_y$  è quindi quella forza che produce un momento massimo pari a:

$$M_{y(N)} = R_y * h/2$$

da cui segue:

$$R_y = M_{y(N)} * 2/h$$

Per quanto riguarda la definizione della singola forza orizzontale da applicare per piano, inizialmente si può scegliere un qualsiasi valore, purché sia concettualmente basso da far rimanere la struttura in campo elastico lineare. Aumentando questa forza, si ottiene il primo snervamento nel pilastro che cede per primo e si definisce questa forza  $F_a$ . Successivamente si ottengono i valori  $F_b$ ,  $F_c, \dots$  fino ad ottenere quella forza per cui tutti i pilastri sono snervati.

Definito il parametro  $\alpha_i = R_y / F_{0i}$  dell'i-esimo pilastro (in cui  $R_y$  è la resistenza a flessione o a taglio,  $F_{0i}$  è la forza che entra nell'i-esimo pilastro), che rappresenta quanto è resistente il pilastro rispetto a quanto assorbe in merito alla propria rigidezza traslazionale, è possibile conoscere l'ordine di snervamento dei pilastri. Calcolando i vari  $\alpha_i$  degli i-pilastri, la forza di primo snervamento sarà quella ottenuta moltiplicando la forza  $F_0$  di partenza per il minore degli  $\alpha_i$  trovati: questo parametro rappresenta il coefficiente moltiplicativo della pushover.

Per semplicità si propone il seguente esempio teorico:

Si supponga  $\alpha_1 < \alpha_2 < \alpha_3$  e si tenga presente che i tre pilastri possono anche rappresentare tre gruppi di pilastri (si può infatti calcolare  $\alpha_i$  relativo a pilastri aventi stesse caratteristiche).

Risulta:

**$F_a = \alpha_1 * F_{01} + \alpha_1 * F_{02} + \alpha_1 * F_{03} = R_{y1} + \alpha_1 * F_{02} + \alpha_1 * F_{03}$**  rappresenta la forza che snerva il primo pilastro o il primo gruppo di pilastri;

**$F_b = \alpha_1 * F_{01} + \alpha_2 * F_{02} + \alpha_2 * F_{03} = R_{y1} + R_{y2} + \alpha_2 * F_{03}$**  rappresenta la forza che snerva il secondo pilastro o il secondo gruppo di pilastri;

**$F_c = \alpha_1 * F_{01} + \alpha_2 * F_{02} + \alpha_3 * F_{03} = R_{y1} + R_{y2} + R_{y3}$**  rappresenta la forza che snerva il terzo pilastro o il terzo gruppo di pilastri.

Risulta utile definire il beneficio plastico di struttura rapportato alla forza di primo snervamento  $F_a$ :

$$\beta_b = \frac{F_b}{F_a} = \frac{\alpha_1 * F_{01} + \alpha_2 * F_{02} + \alpha_2 * F_{03}}{\alpha_1 * F_{01} + \alpha_1 * F_{02} + \alpha_1 * F_{03}} = \frac{R_{y1} + \Sigma F_{0i}}{\alpha_1 * \Sigma F_{0i}}$$

$$\beta_c = \frac{F_c}{F_a} = \frac{\alpha_1 * F_{01} + \alpha_2 * F_{02} + \alpha_3 * F_{03}}{\alpha_1 * F_{01} + \alpha_1 * F_{02} + \alpha_1 * F_{03}} = \frac{R_{y1} + R_{y2} + R_{y3}}{\alpha_1 * \Sigma F_{0i}}$$

### **4.1.2 Meccanismo di collasso globale**

Questo procedimento rappresenta il secondo caso limite per lo studio delle curve di pushover basato sull'attivazione del meccanismo globale. In questa seconda trattazione si indaga anche sulla formazione delle cerniere plastiche all'estremità delle travi; parte del momento continua ad essere trasferito al pilastro in due configurazioni:

- a) caso pilastro di bordo
- b) caso pilastro centrale

Sulla base di questa curva, si ricaverà una curva equivalente di un sistema elastoplastico ad un grado di libertà (SDOF elastoplastico equivalente), la quale sarà utile per la determinazione della richiesta di spostamento (o richiesta di duttilità) della struttura. Infatti, questa metodologia di analisi consiste nel verificare non dei valori di sollecitazione, ma si effettua definendo degli stati limite direttamente sulla curva di pushover.

Lo scopo di questa analisi è di:

- valutare i rapporti di sovra resistenza (prima plasticizzazione - meccanismo di collasso);
- verificare l'effettiva domanda anelastica degli edifici;
- valutare la capacità degli edifici.

### **4.1.3 Confronto pushover manuale vs pushover FEM**

Il confronto tra la curva di capacità ottenuta con la procedura manuale e quella ottenuta attraverso un'analisi svolta tramite un programma agli elementi finiti, come ad esempio il software SAP2000, serve a definire il margine di errore percentuale che sicuramente si ottiene calcolando la curva a mano; da questo nascono due osservazioni fondamentali:

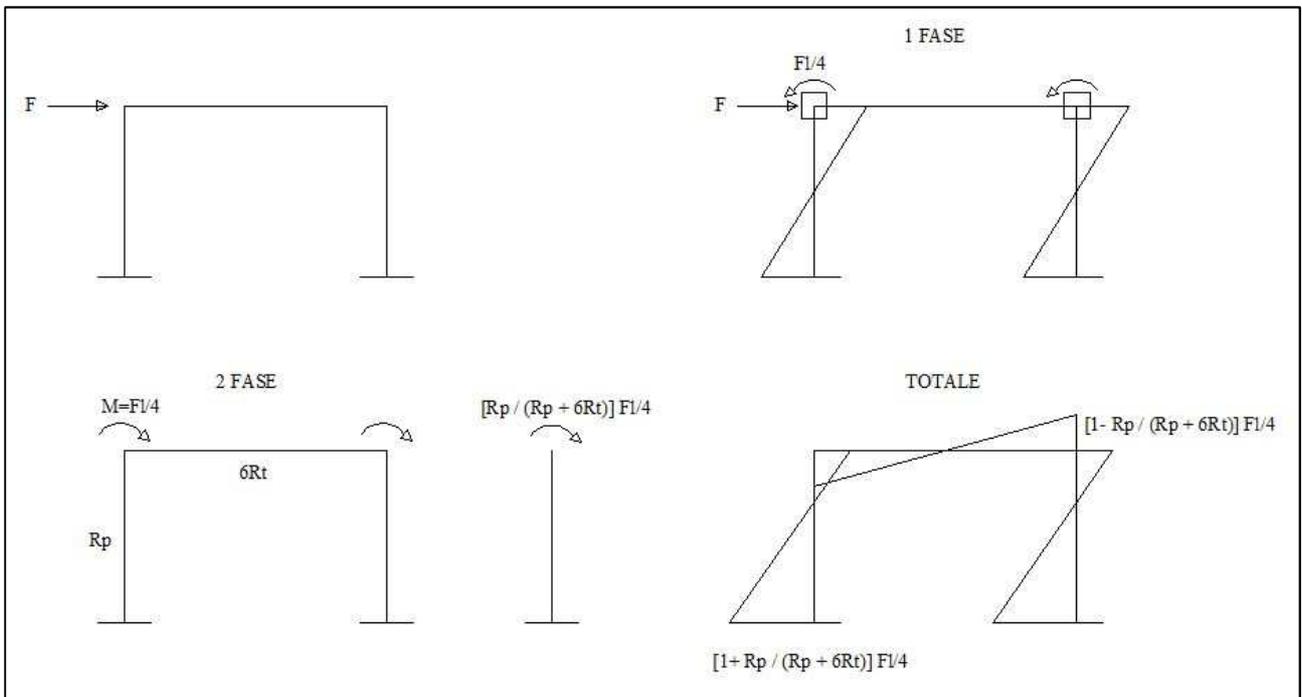
- 1) L'effettiva rigidità della struttura viene di fatto trascurata con la schematizzazione del telaio tipo shear-type, perciò rispetto al modello FEM si rilevano delle discordanze in termini di valori delle forze.
- 2) È importante tenere in conto dell'effetto degli sforzi normali derivanti dai piani superiori per affinare ulteriormente il modello.

## 4.2 Applicazione pushover edificio a 1 grado di libertà

Il sistema ad un grado di libertà è stato introdotto durante la fase di studio per agevolare le fasi successive, ovvero rendere concettualmente più corretto il procedimento di studio per edifici MDOF. Di seguito viene riportata una procedura manuale di validazione del sistema ad un singolo grado di libertà e il confronto con il modello creato con il programma agli elementi finiti SAP 2000.

### 4.2.1 Meccanismo di collasso di piano

Viene riportato lo schema logico delle fasi per la definizione della forza di snervamento durante il meccanismo di collasso di piano:



Considerando le sezioni adottate coerentemente con il modello creato in SAP 2000, ovvero per i pilastri un HE180A e per la trave un IPE220, risulta:

$W_{el,pil} = 293.6 \text{ cm}^3$  (da sagomario)

$M_y = f_{yd} W_{el} = (2750/1.05) \cdot 293.6 = 7 \text{ tm}$

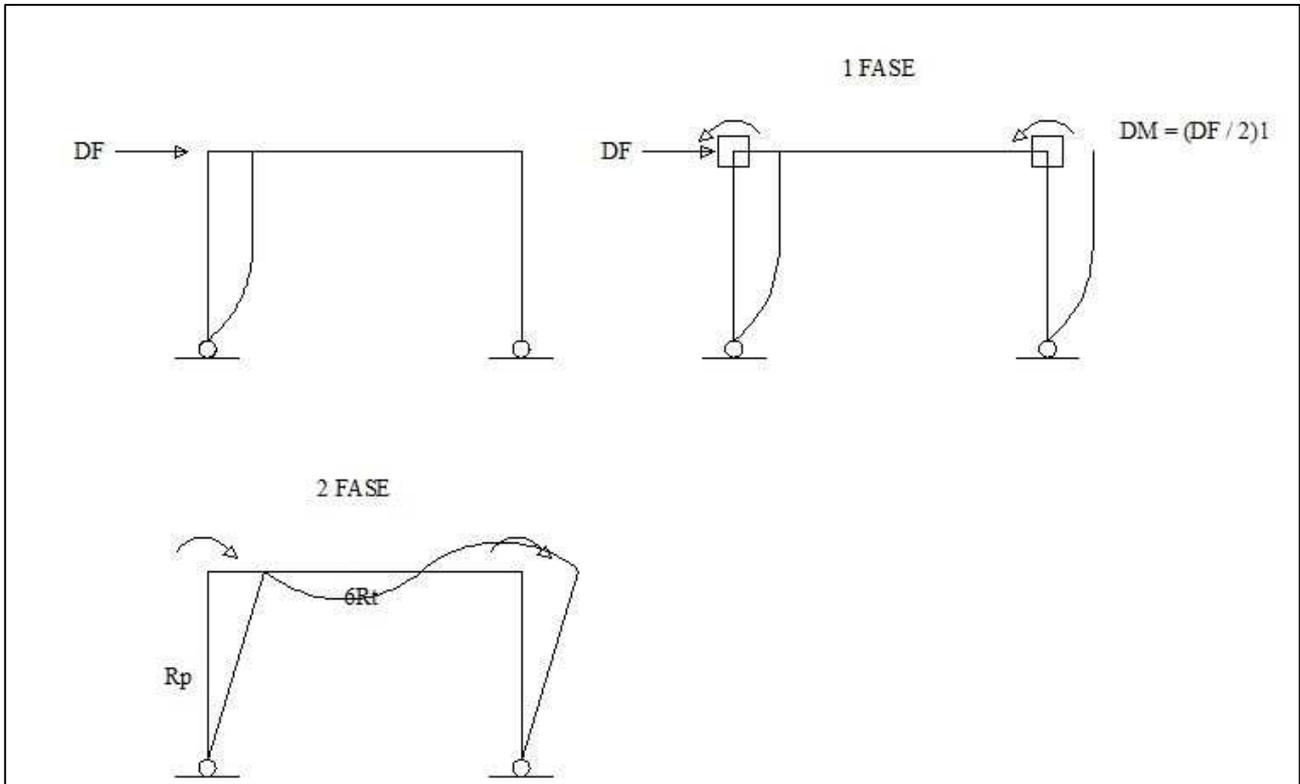
$F/4(1+R_p/(R_p+6R_t)) = M_y$

$$\frac{F \cdot 3.3}{4} \left\{ 1 + \frac{\frac{2100000 \cdot 2510}{330}}{\frac{2100000 \cdot 2510}{330} + 6 \frac{2100000 \cdot 2772}{500}} \right\} = 7 \text{ tm}$$

$F = 7.14 \text{ t} = 71 \text{ kN}$

#### 4.2.2 Meccanismo di collasso globale

Viene riportato lo schema logico delle fasi per la definizione dell'incremento della forza di snervamento durante il meccanismo di collasso globale:



$$\frac{F \cdot l}{4} \left\{ 1 - \frac{\frac{2100000 \cdot 2510}{330}}{\frac{2100000 \cdot 2510}{330} + 6 \frac{2100000 \cdot 2772}{500}} \right\} + \frac{\Delta F \cdot l}{2} = M_y$$

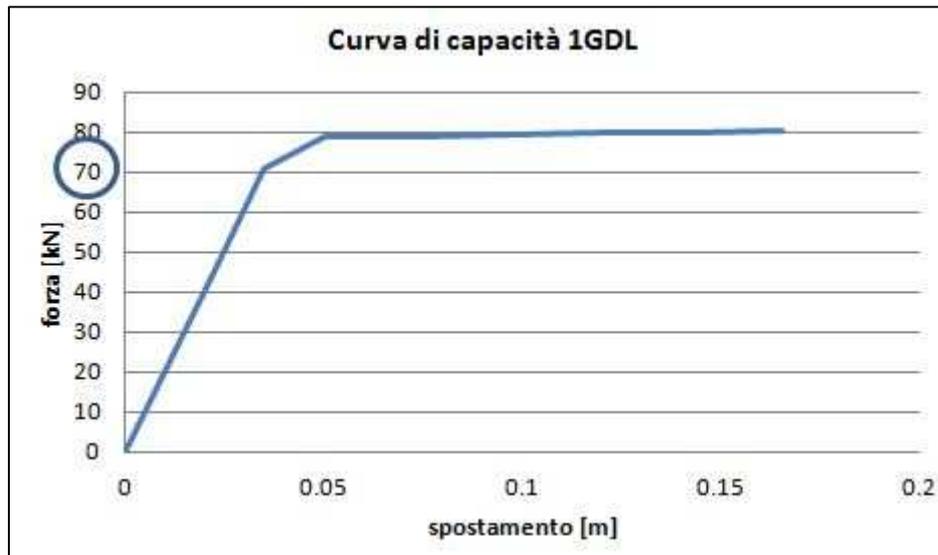
$$\frac{\Delta F \cdot l}{2} = M_y - \frac{F \cdot l}{4} \left\{ 1 - \frac{\frac{2100000 \cdot 2510}{330}}{\frac{2100000 \cdot 2510}{330} + 6 \frac{2100000 \cdot 2772}{500}} \right\}$$

$$\Delta F = 2/3.3 (7 - 4.77) = 1.35$$

$$F_2 = F + \Delta F = 7.14 + 1.35 = 8.49 \text{ t} = 85 \text{ kN}$$

### 4.2.3 Confronto pushover manuale vs pushover FEM

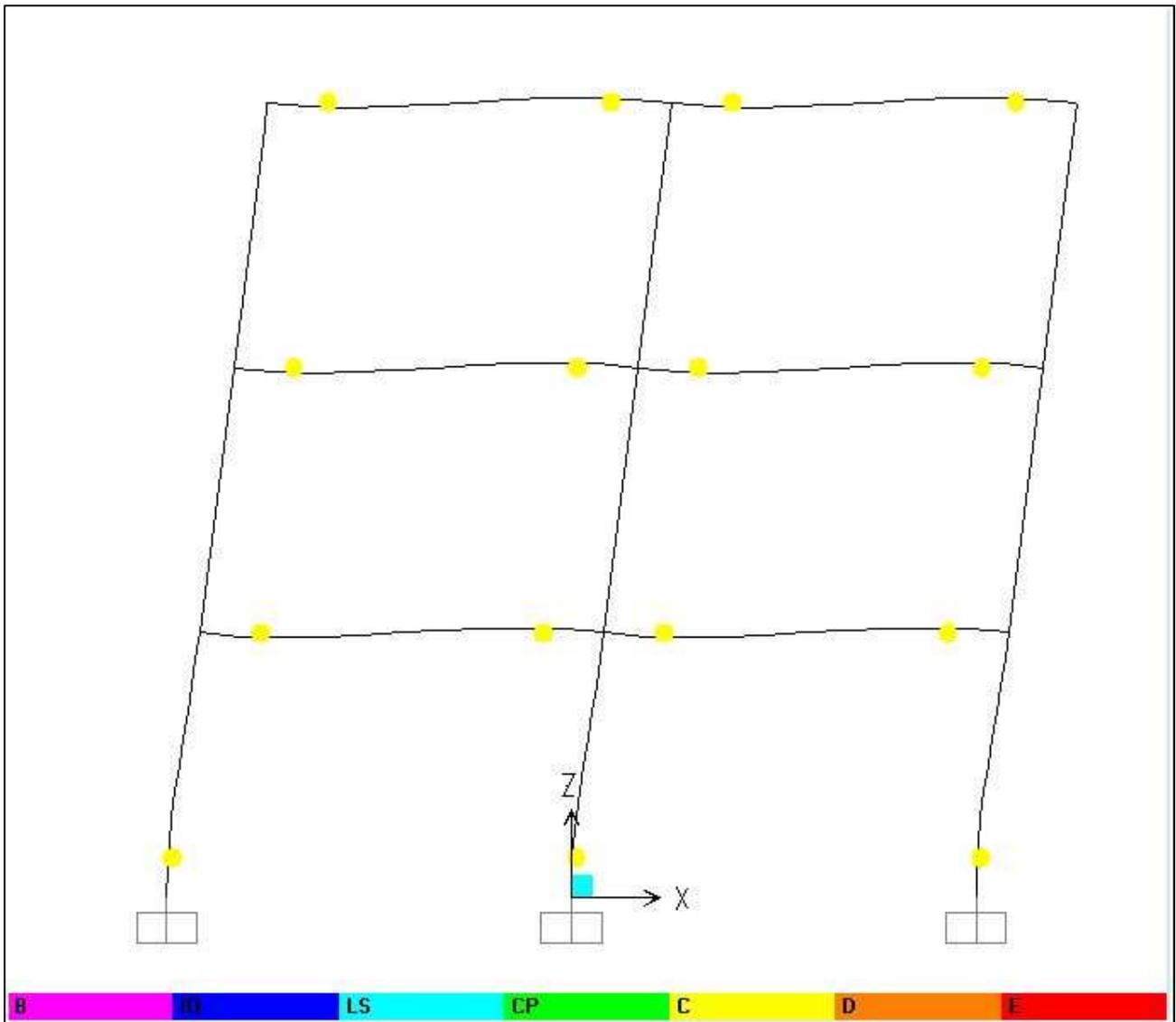
Di seguito viene riportato il grafico della curva di capacità ottenuta con il programma agli elementi finiti SAP 2000; si può evidenziare una certa affinità tra i valori ottenuti con i calcoli manuali e quelli ottenuti tramite calcolatore:



### 4.3 Pushover modello A edificio a 3 piani

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi statica non lineare effettuata sul modello A dell'edificio a 3 piani tramite il programma agli elementi finiti SAP 2000.

Viene riportato in particolare il meccanismo di collasso della struttura e la curva pushover per calcolare lo spostamento di snervamento della struttura.



*Fig.4.1: Meccanismo di collasso della struttura A*

Sono evidenziate in giallo le cerniere plastiche; dall'analisi risulta che le cerniere plastiche si formano prima su tutte le travi e inseguito sui pilastri come richiesto dal principio di gerarchia delle resistenze.

Si può notare dal grafico come nella situazione subito antecedente il collasso della struttura, tutti gli elementi della struttura si siano plasticizzati.

Lo spostamento a snervamento risulta  $\delta_{yA}=8.1\text{cm}$ . Lo spostamento di snervamento  $\delta_y$ , a cui è associata la forza di snervamento  $F_y$ , è stato calcolato tramite una curva bilineare. Tale curva è stata determinata dalla curva di pushover imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalle 2 curve.

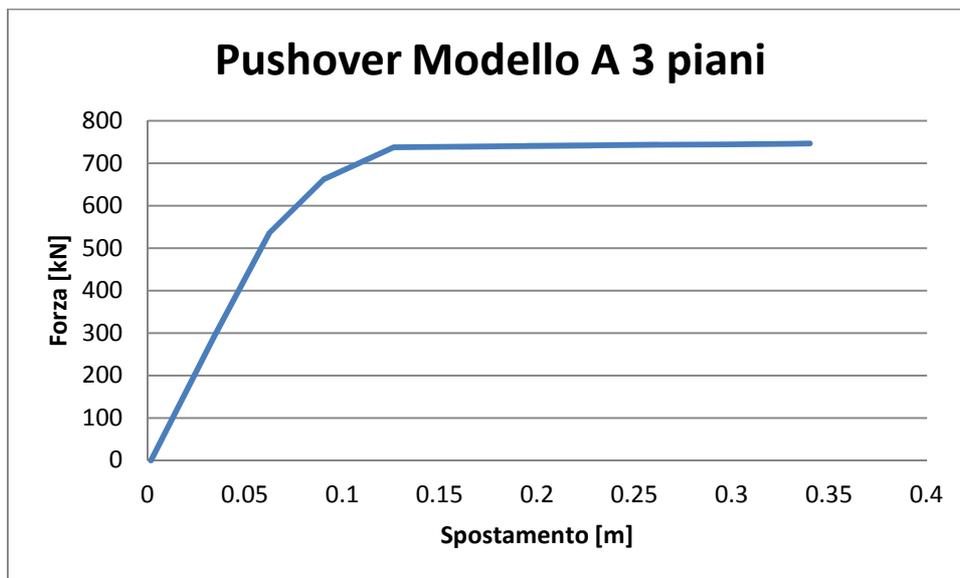


Fig.4.2: Curva di pushover modello A 3 piani

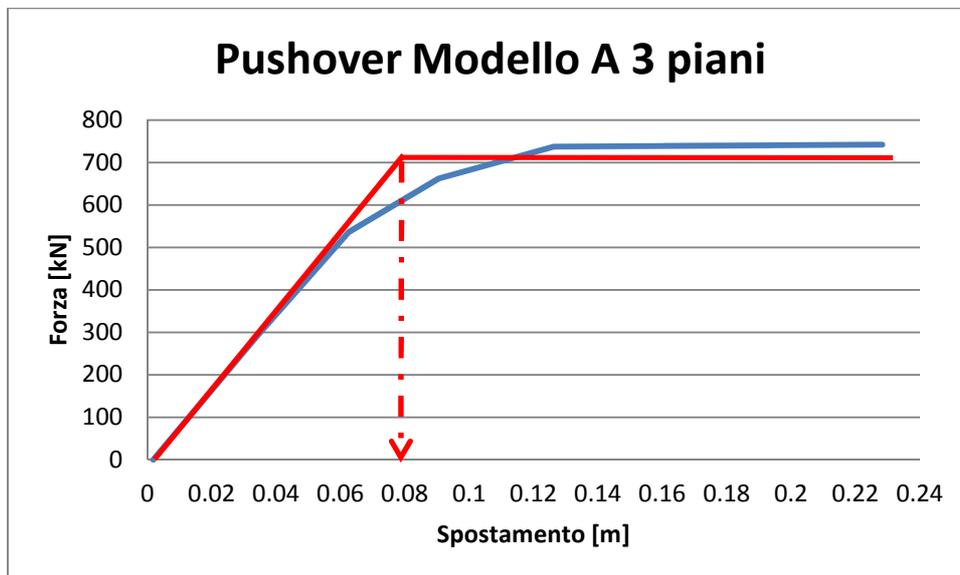
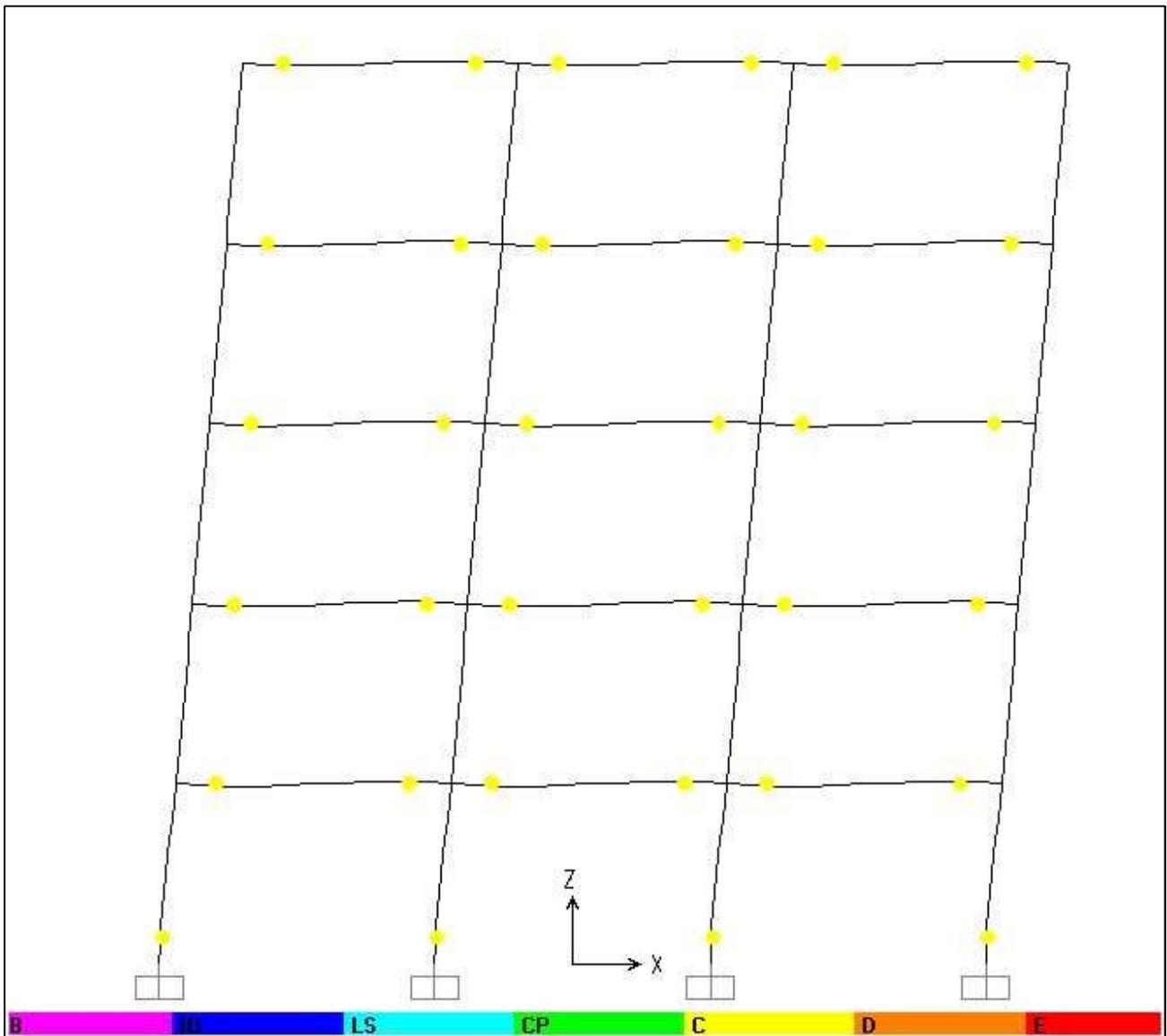


Fig.4.3: Bilatera equivalente modello A

### 4.3.1 Pushover modello A edificio a 5 piani

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi statica non lineare effettuata sul modello A dell'edificio a 5 piani tramite il programma agli elementi finiti SAP 2000.

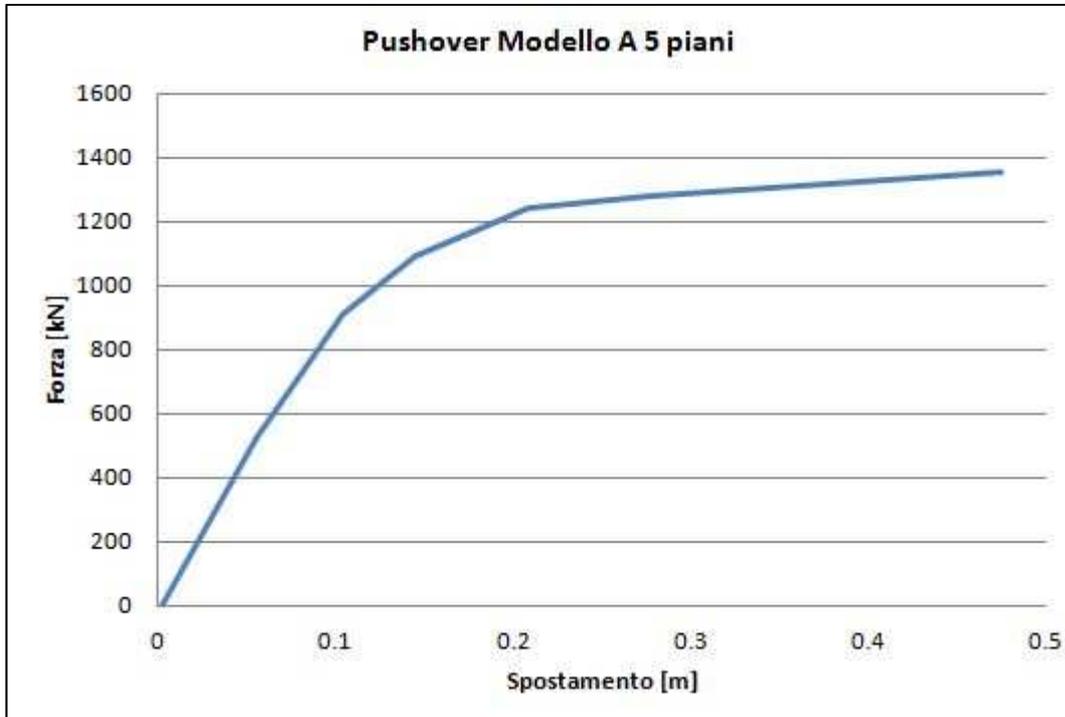
Viene riportato in particolare il meccanismo di collasso della struttura e la curva pushover per calcolare lo spostamento di snervamento della struttura.



*Fig.4.4: Meccanismo di collasso della struttura A*

Sono evidenziate in giallo le cerniere plastiche; dall'analisi risulta che le cerniere plastiche si formano prima su tutte le travi e inseguito sui pilastri come richiesto dal principio di gerarchia delle resistenze. Si può notare dal grafico come nella situazione subito antecedente il collasso della struttura, tutti gli elementi della struttura si siano plasticizzati.

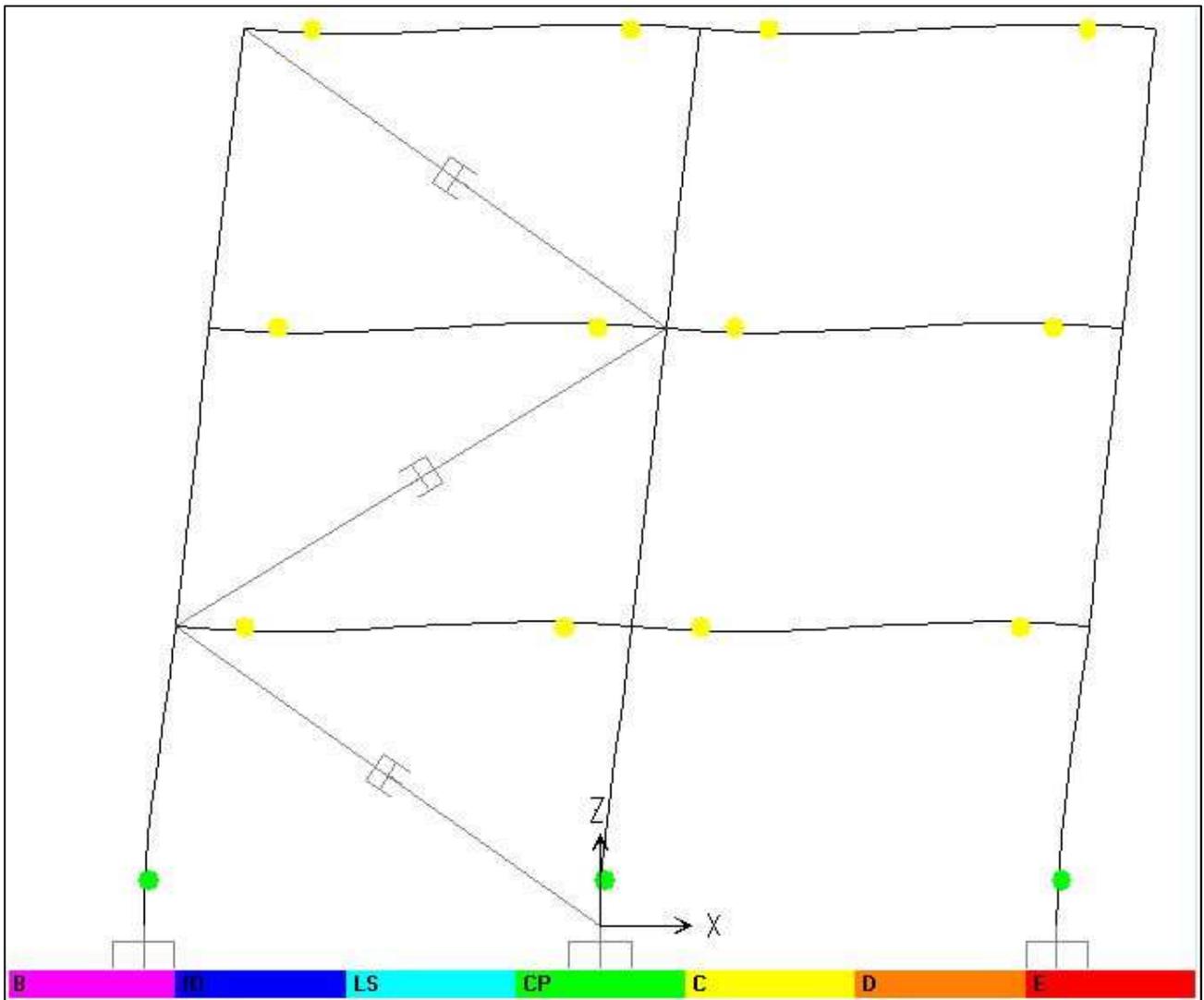
Lo spostamento a snervamento risulta  $\delta_{yA}=12$  cm. Lo spostamento di snervamento  $\delta_y$ , a cui è associata la forza di snervamento  $F_y$ , è stato calcolato tramite una curva bilineare. Tale curva è stata determinata dalla curva di pushover imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalle 2 curve.



*Fig.4.5: Curva di pushover modello A 5 piani*

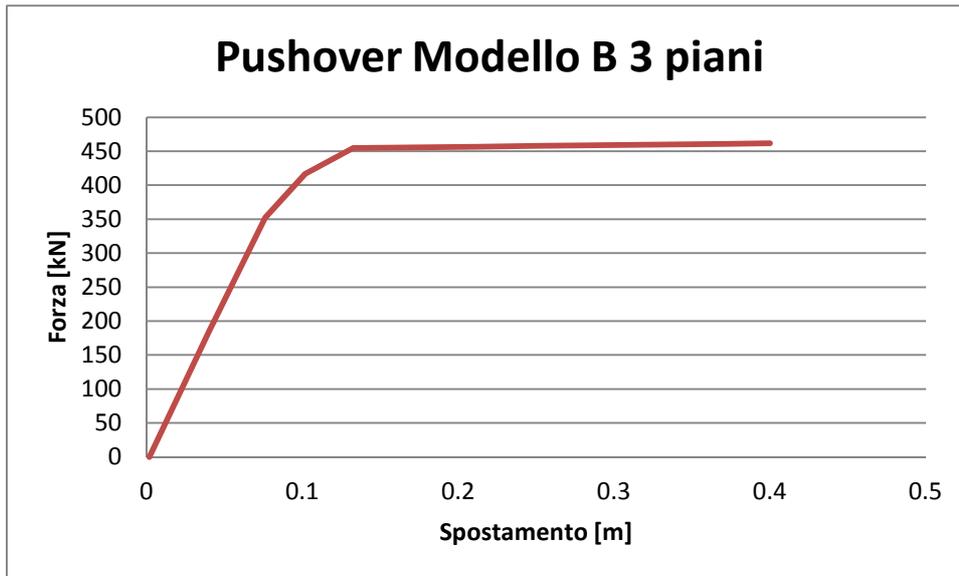
#### **4.4 Pushover modello B edificio a 3 piani**

Il modello B è stato definito nelle sue sezioni con la procedura analitica definita nel paragrafo precedente. Di seguito sono riportati il meccanismo di collasso della struttura, la curva pushover e il valore dello spostamento di snervamento valutati tramite il programma agli elementi finiti SAP 2000.



*Fig.4.6: Meccanismo di collasso della struttura B*

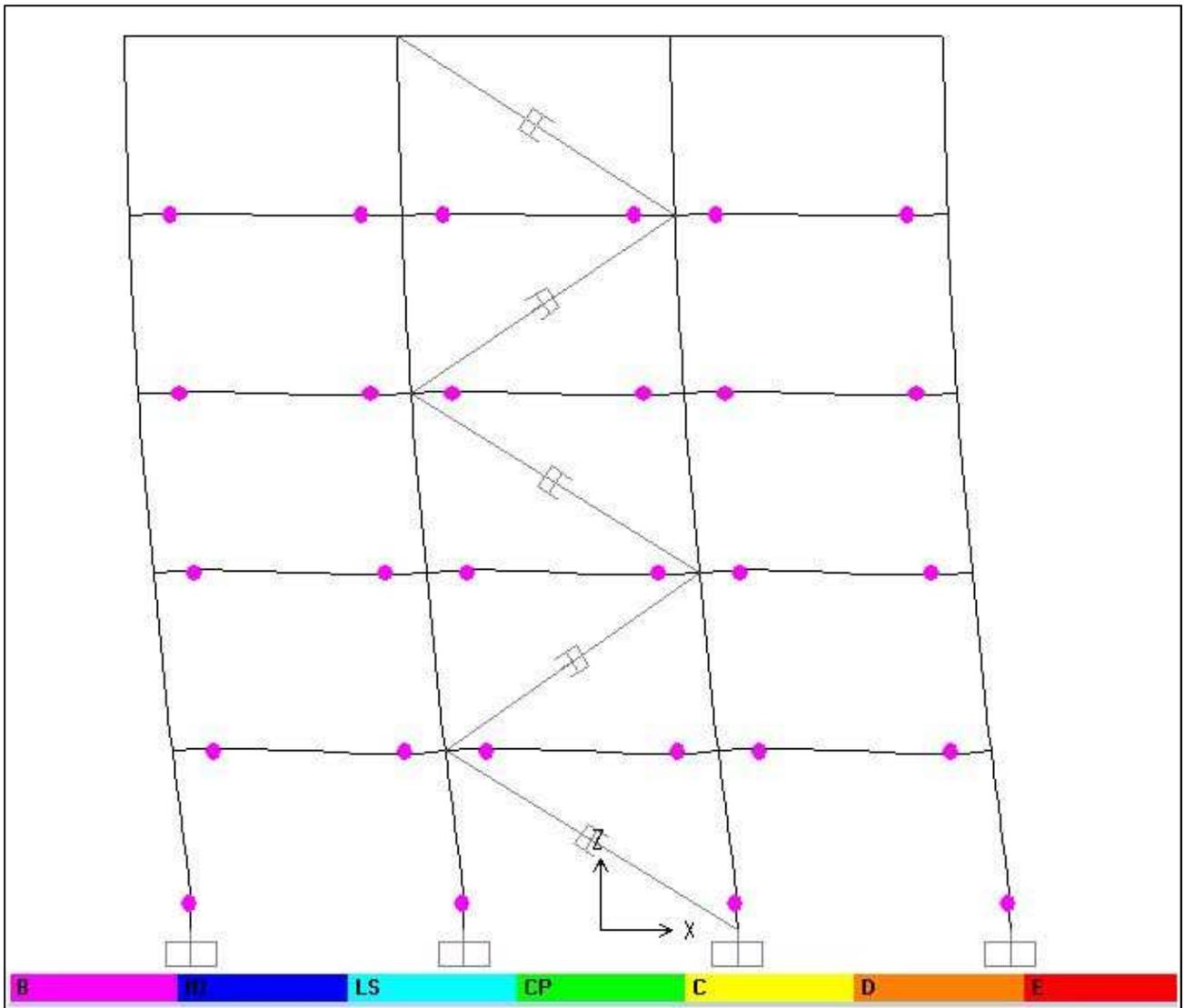
Lo spostamento a snervamento risulta  $\delta y = 7,8$  cm. Lo spostamento a snervamento  $\delta y$ , a cui è associata la forza di snervamento  $F_y$ , è stato calcolato tramite una curva bilineare. Tale curva è stata determinata dalla curva di pushover imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalle 2 curve.



*Fig.4.7: Curva di pushover modello B edificio a 3 piani*

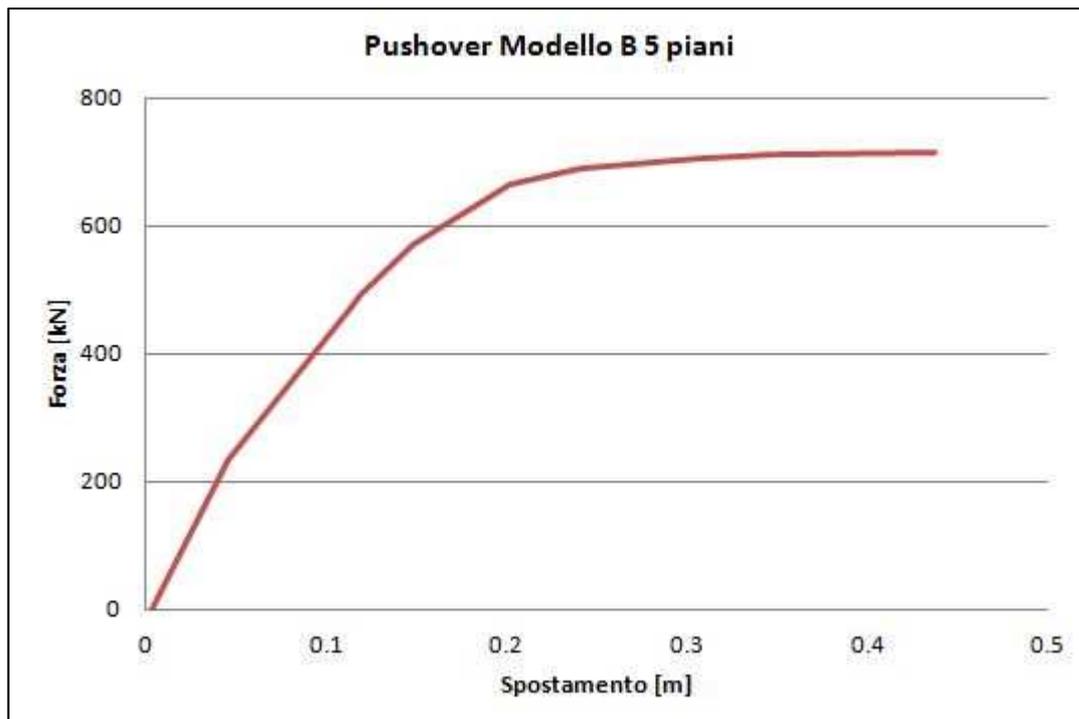
#### 4.4.1 Pushover modello B edificio a 5 piani

Il modello B è stato definito nelle sue sezioni con la procedura analitica definita nel paragrafo precedente. Di seguito sono riportati il meccanismo di collasso della struttura, la curva pushover e il valore dello spostamento di snervamento valutati tramite il programma agli elementi finiti SAP 2000.



*Fig.4.8: Meccanismo di collasso della struttura B*

Lo spostamento a snervamento risulta  $\delta y = 7,8$  cm. Lo spostamento a snervamento  $\delta y$ , a cui è associata la forza di snervamento  $F_y$ , è stato calcolato tramite una curva bilineare. Tale curva è stata determinata dalla curva di pushover imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalle 2 curve.



*Fig.4.9: Curva di pushover modello B edificio a 5 piani*

#### 4.5 Analisi dinamiche non lineari time-history

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi.

L'analisi dinamica non lineare è sicuramente il tipo di analisi più completo a disposizione: permette di conoscere sollecitazioni e deformazioni dei membri della struttura nel tempo. D'altra parte è anche quello più complesso e la sua applicazione richiede particolare attenzione. Due sono gli aspetti più delicati. Il primo consiste nella individuazione di un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi e la conseguente dissipazione di energia. Il secondo consiste nella scelta degli accelerogrammi da utilizzare come input: essi devono infatti essere rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è situato l'edificio [4].

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi [6].

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli

altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e di  $S_S$ .

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5% [6]. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0,15 s \div 1,5 T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio.

L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione [6].

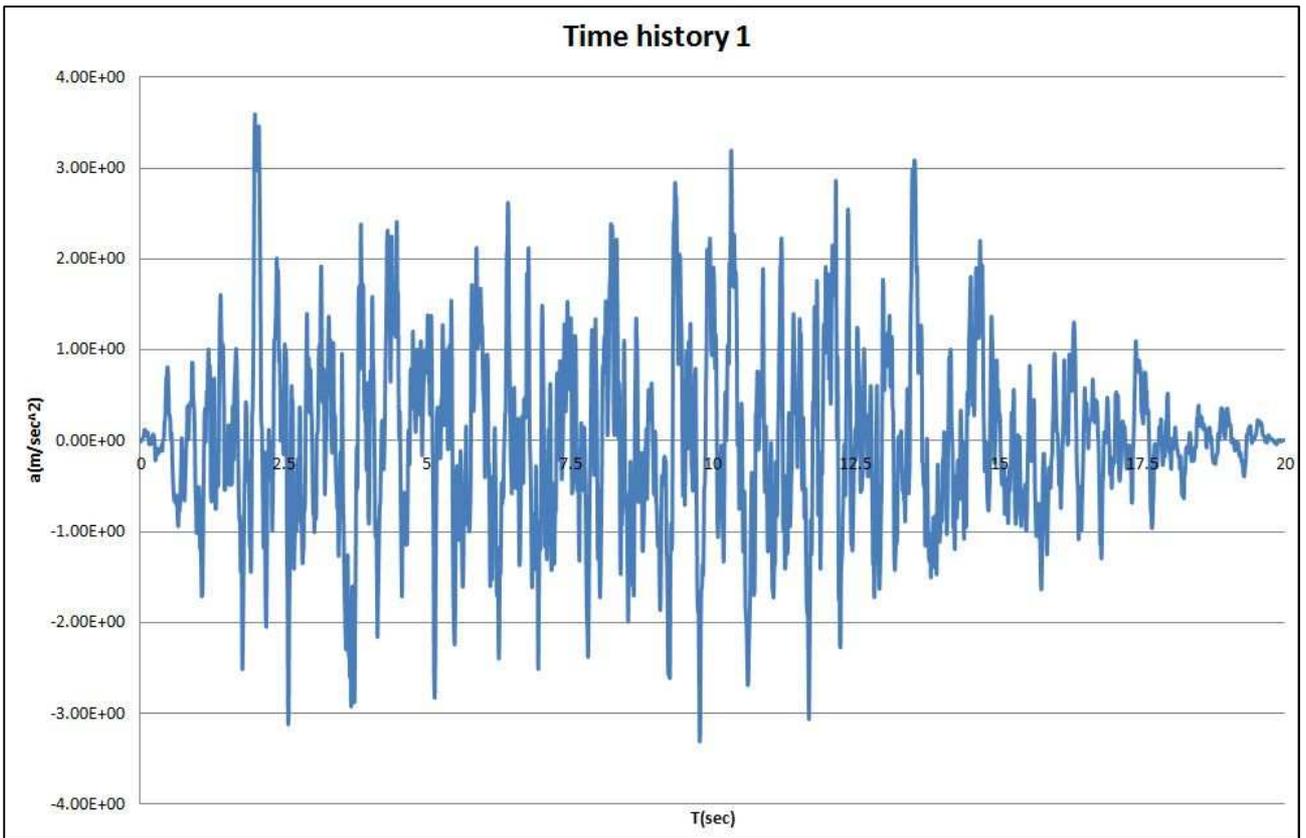
L'analisi dinamica non lineare ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

In questa sede l'analisi time history sarà utilizzata per determinare lo spostamento  $\delta_R$  richiesto dalle strutture, sia per il modello A che per il modello B tramite il programma agli elementi finiti SAP2000.

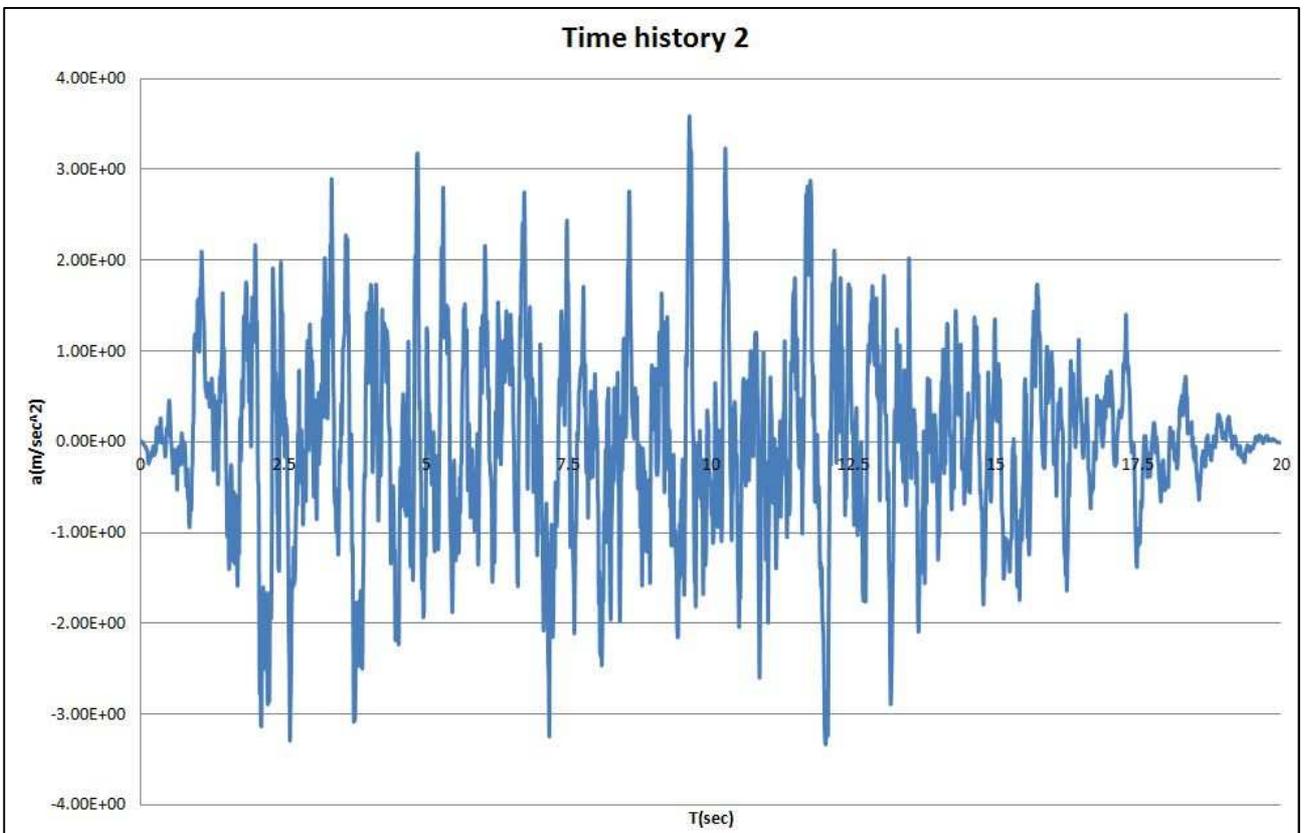
Le analisi sono state svolte considerando sette accelerogrammi diversi spettro compatibili con il sito considerato.

Per ognuno di questi sarà calcolato lo spostamento richiesto, e il  $\delta_R$  finale sarà calcolato come media di tutti i  $\delta_{Ri}$  calcolati per ogni accelerogramma.

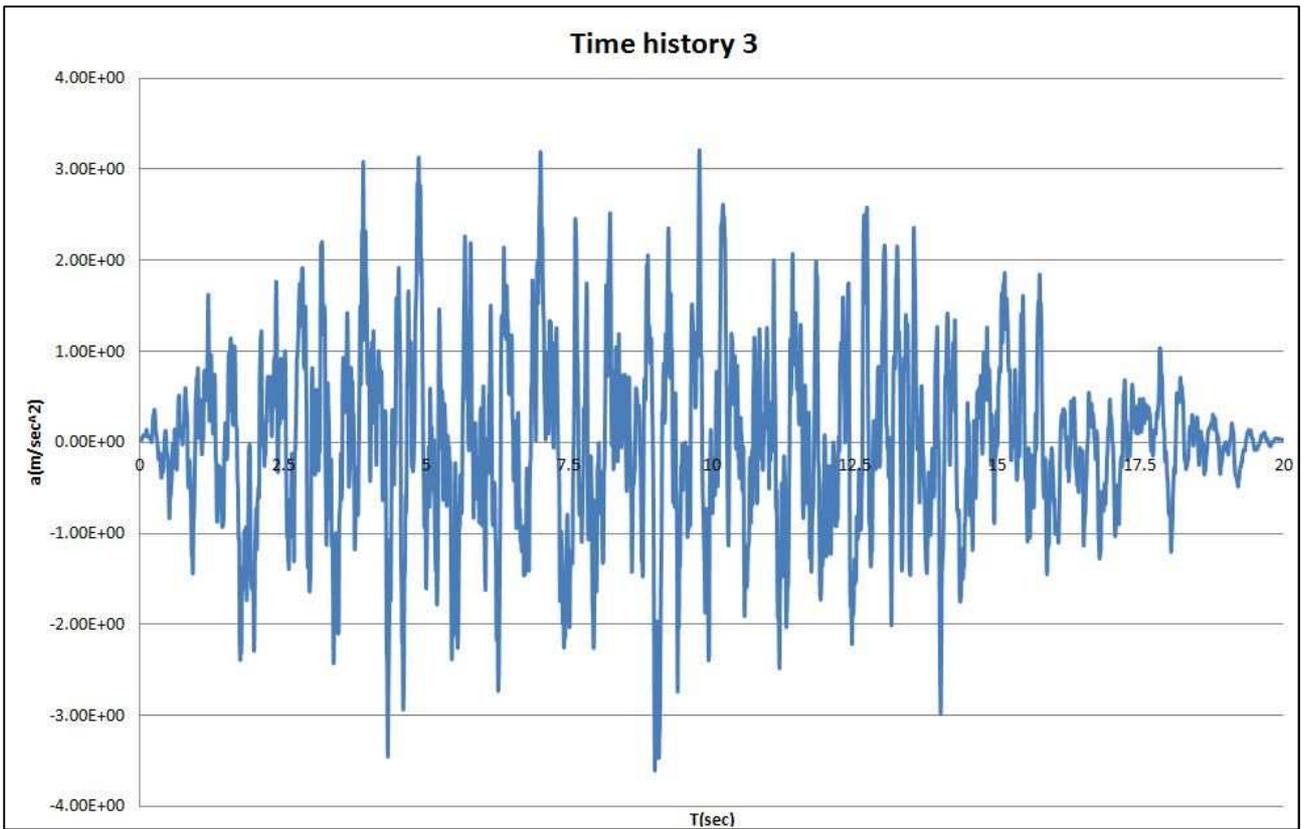
Gli accelerogrammi, generati con il programma Simqke, sono riportati nelle seguenti figure:



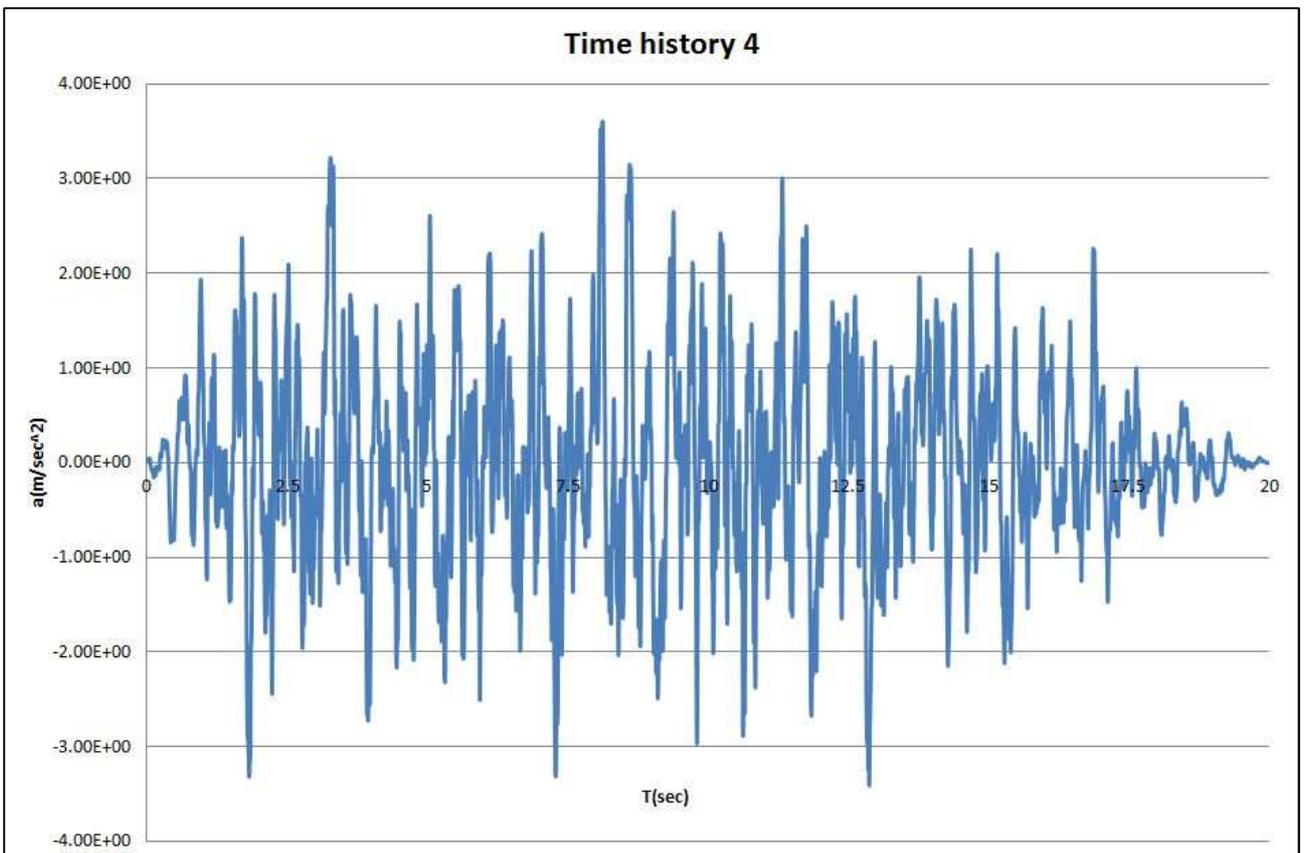
*Fig.4.10: Accelerogramma 1*



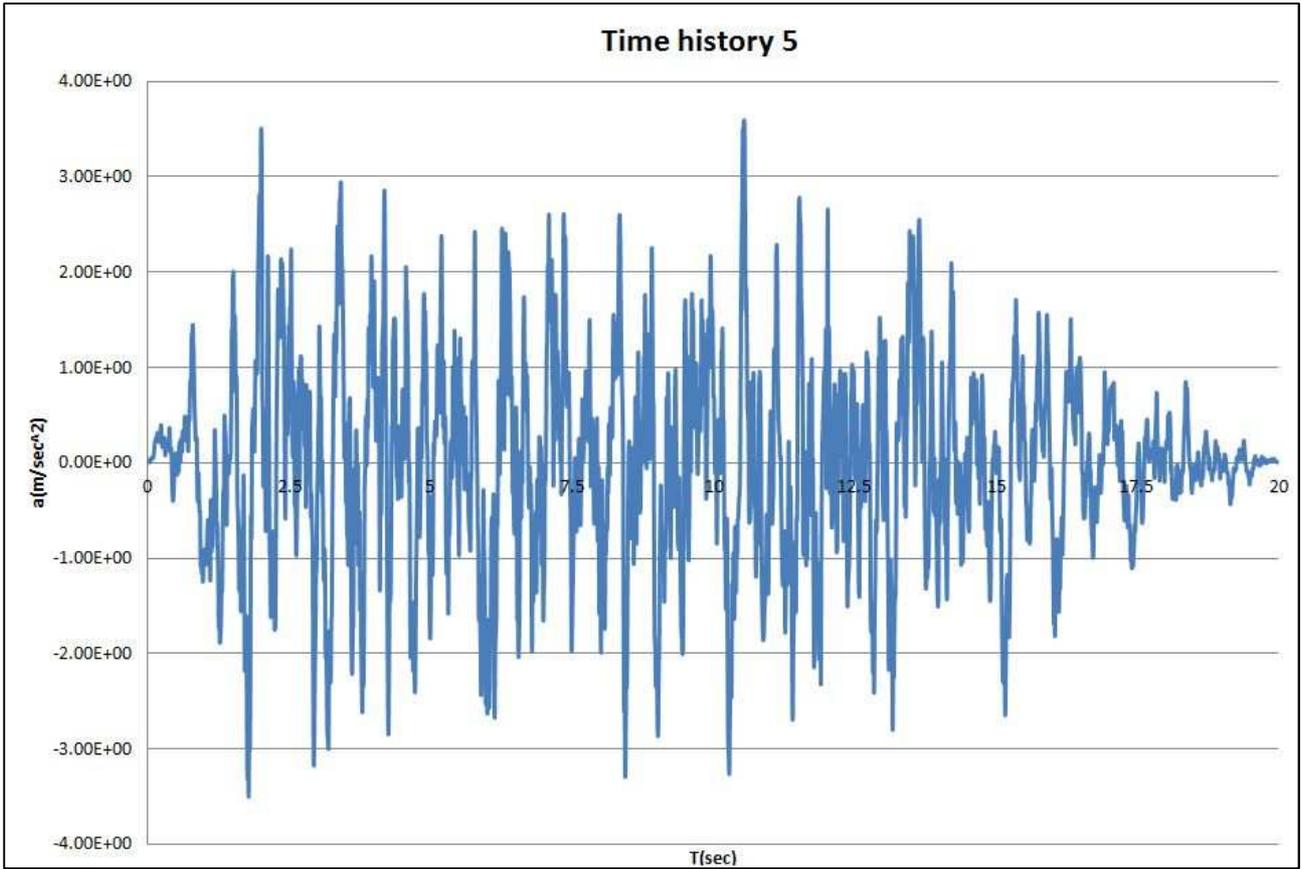
*Fig.4.11: Accelerogramma 2*



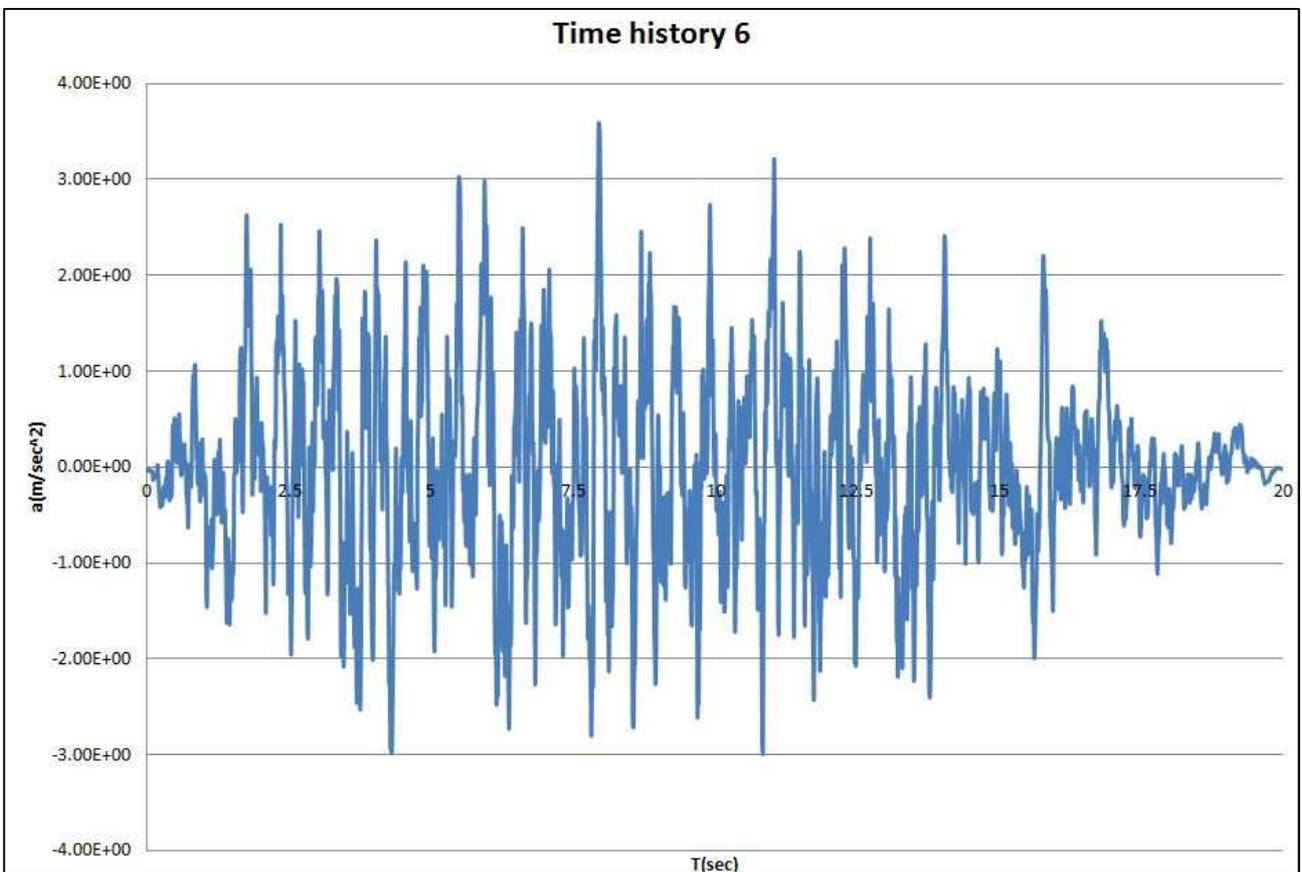
*Fig.4.12: Accelerogramma 3*



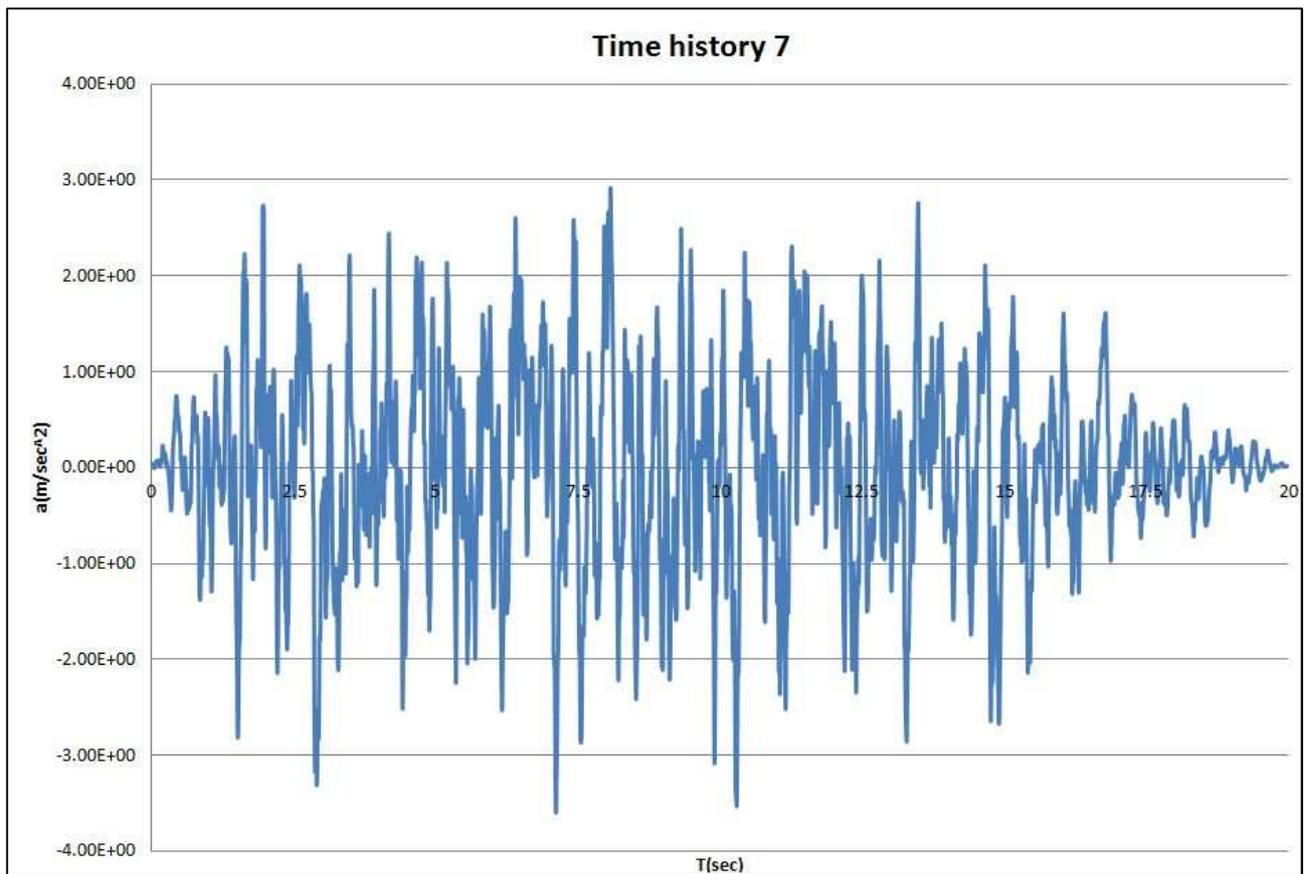
*Fig.4.13: Accelerogramma 4*



*Fig.4.14: Accelerogramma 5*



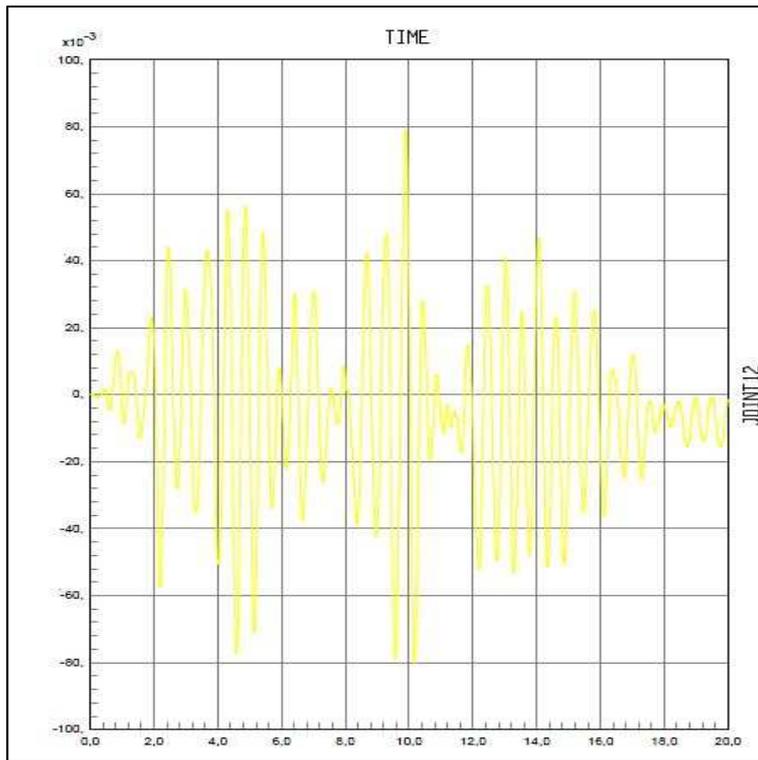
*Fig.4.15: Accelerogramma 6*



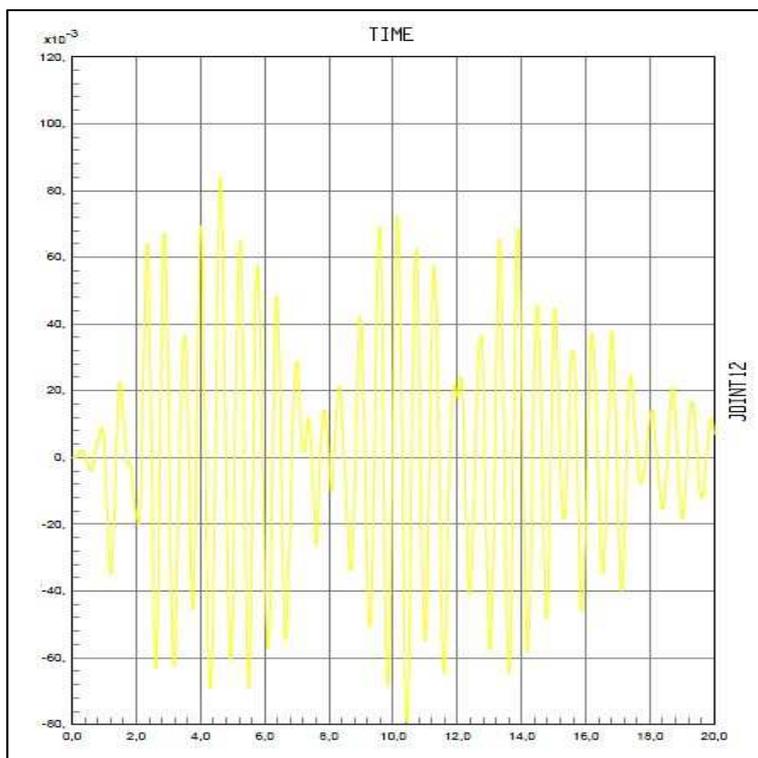
*Fig.4.16: Accelerogramma 7*

#### **4.5.1 Time History modello A edificio a 3 piani**

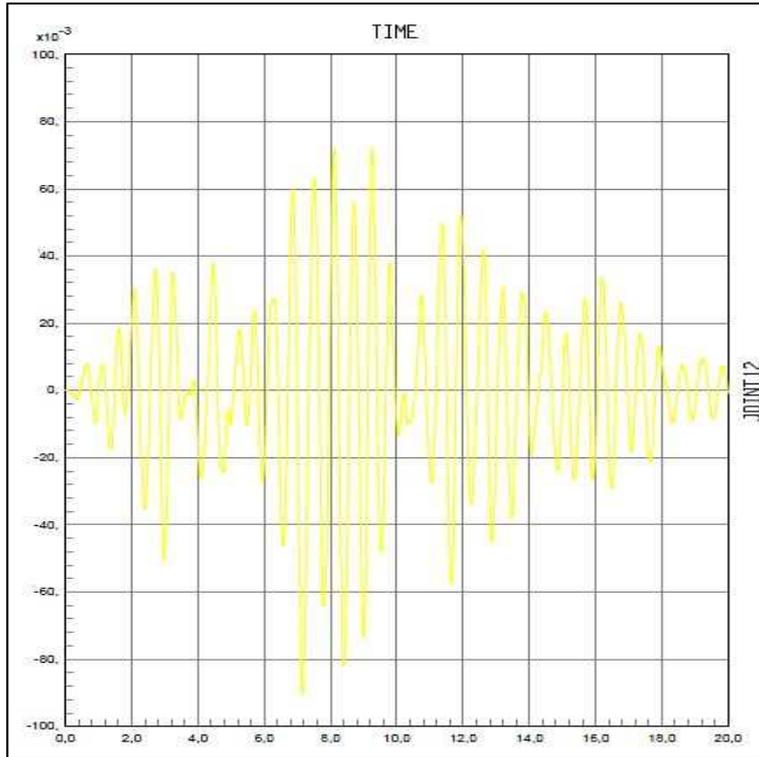
I risultati delle analisi dinamiche non lineari svolte per il modello A sono i seguenti:



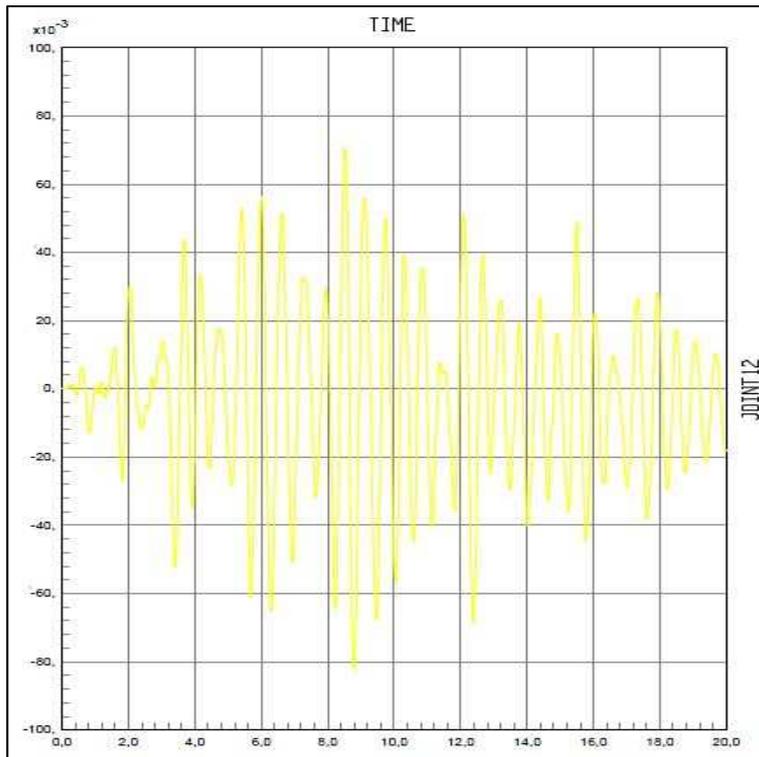
*Fig.4.17: Time History 1*



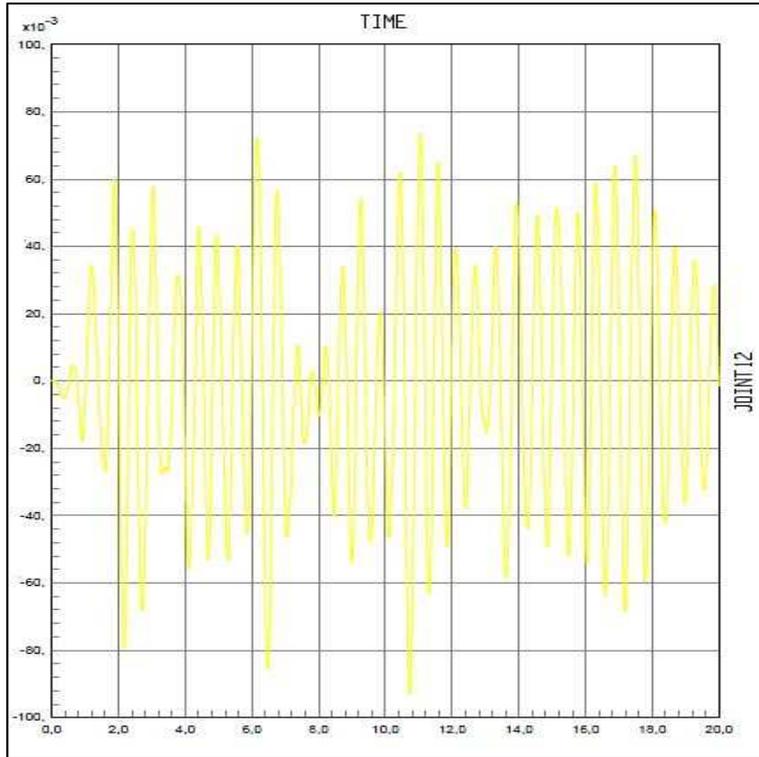
*Fig.4.18: Time History 2*



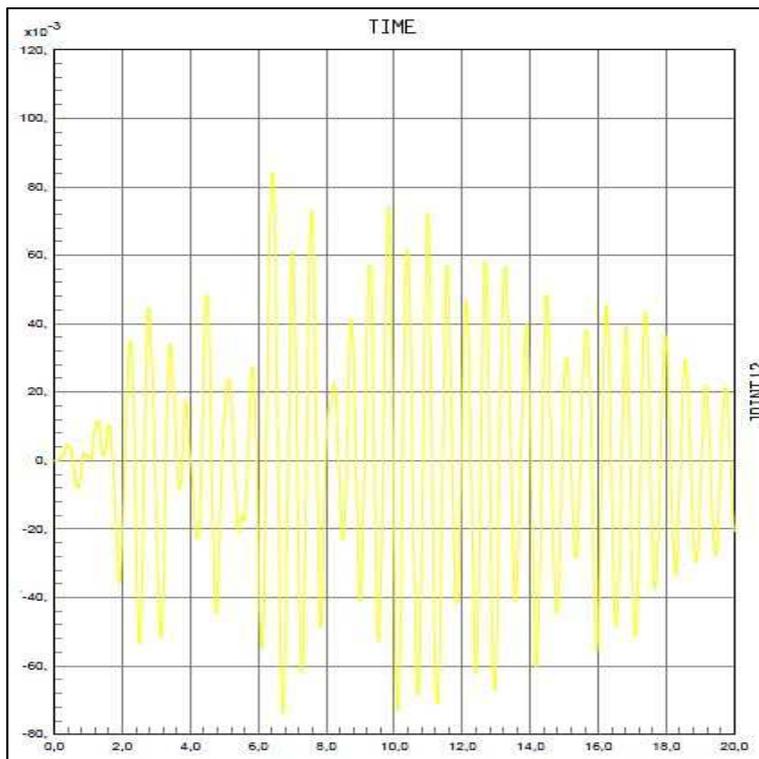
*Fig.4.19: Time History 3*



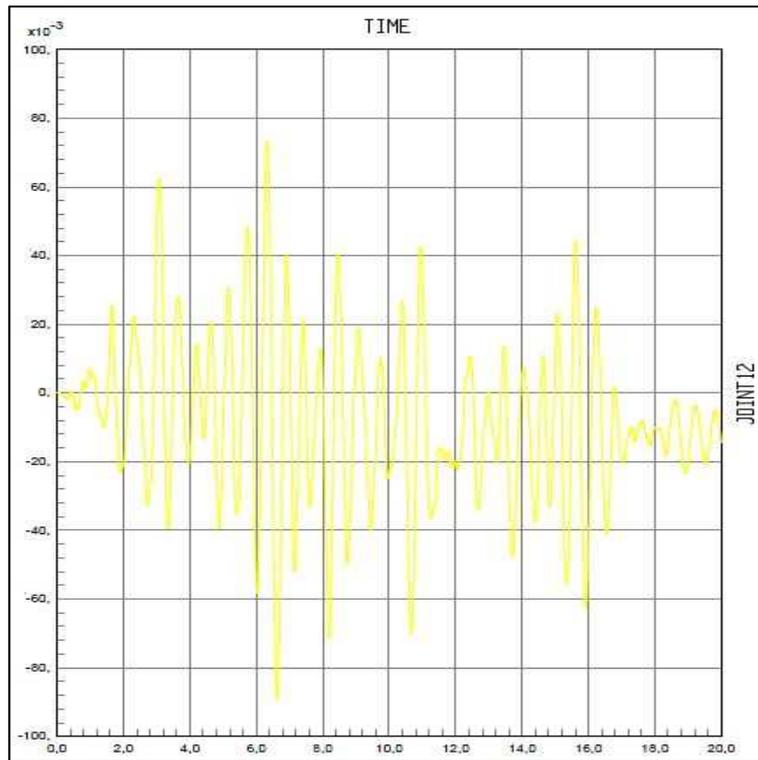
*Fig.4.20: Time History 4*



*Fig.4.21: Time History 5*



*Fig.4.22: Time History 6*



*Fig.4.23: Time History 7*

Gli spostamenti richiesti risultano:

Time History 1:  $\delta_{R1} = 8 \text{ cm}$

Time History 2:  $\delta_{R2} = 8,4 \text{ cm}$

Time History 3:  $\delta_{R3} = 9,2 \text{ cm}$

Time History 4:  $\delta_{R4} = 8,3 \text{ cm}$

Time History 5:  $\delta_{R5} = 9,3 \text{ cm}$

Time History 6:  $\delta_{R6} = 8,5 \text{ cm}$

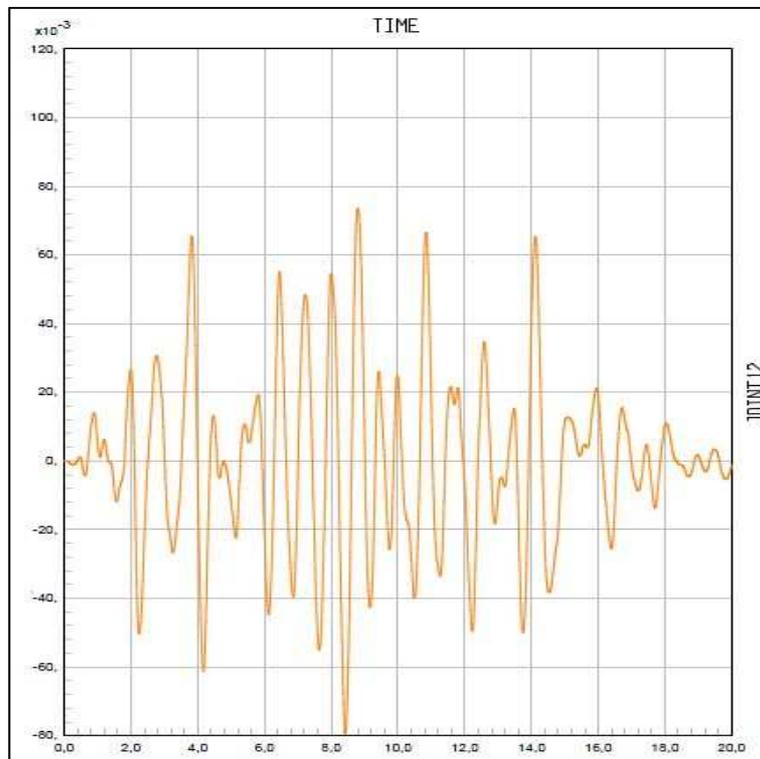
Time History 7:  $\delta_{R7} = 8,9 \text{ cm}$

Lo spostamento richiesto  $\delta_{RA}$  è calcolato come la media degli spostamenti richiesti dalla struttura per ogni accelerogramma. Risulta:

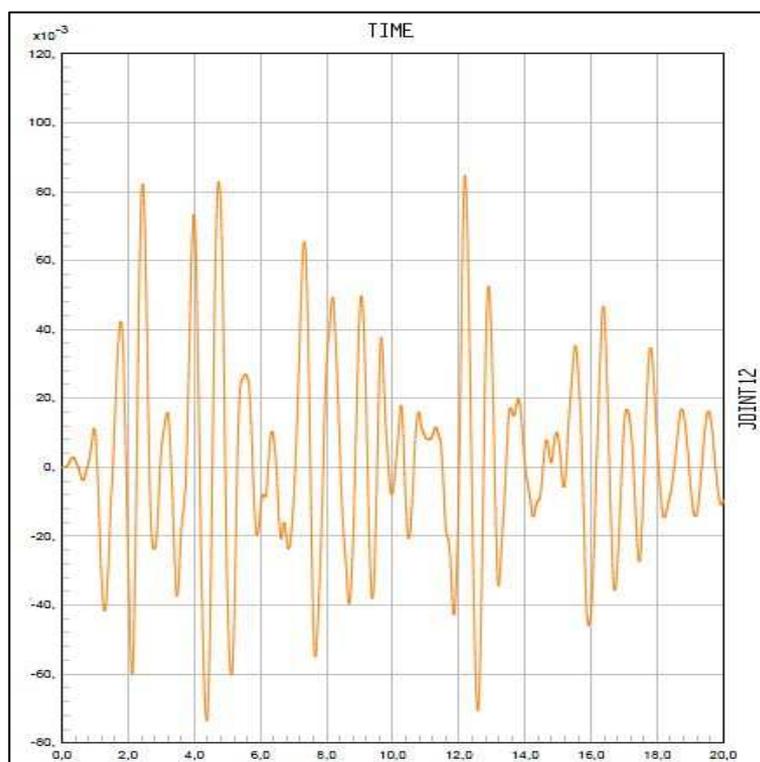
$$\delta_{RA} = 8.6 \text{ cm}$$

#### 4.5.2 Time History modello B edificio a 3 piani

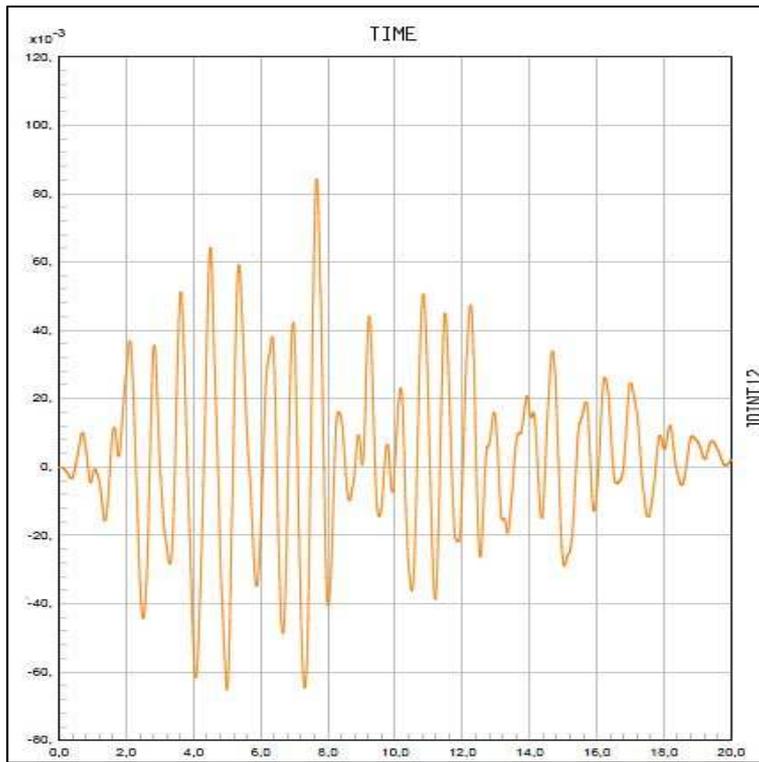
I risultati delle analisi dinamiche non lineari svolte per il modello B sono i seguenti:



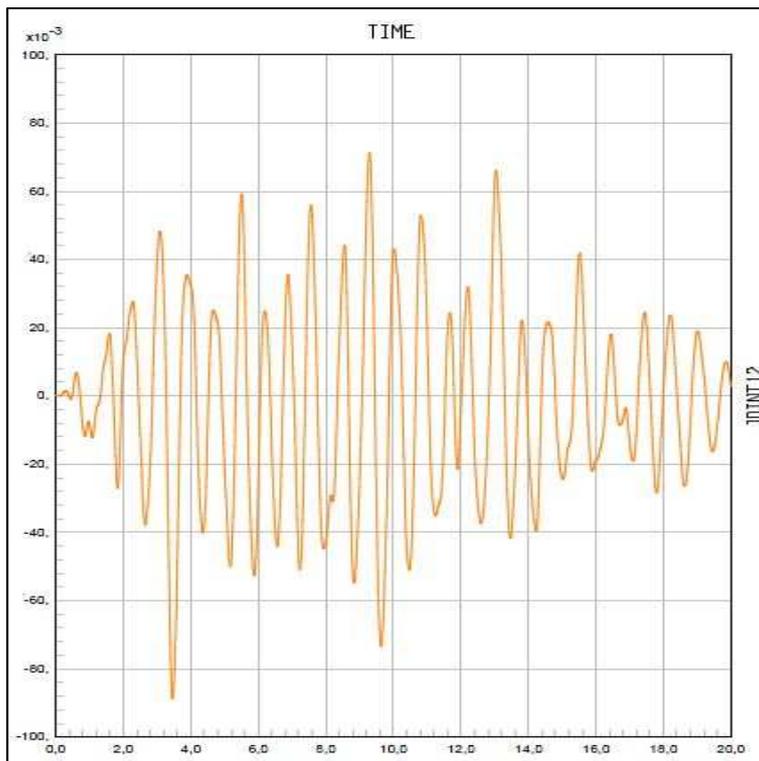
*Fig.4.24: Time History 1B*



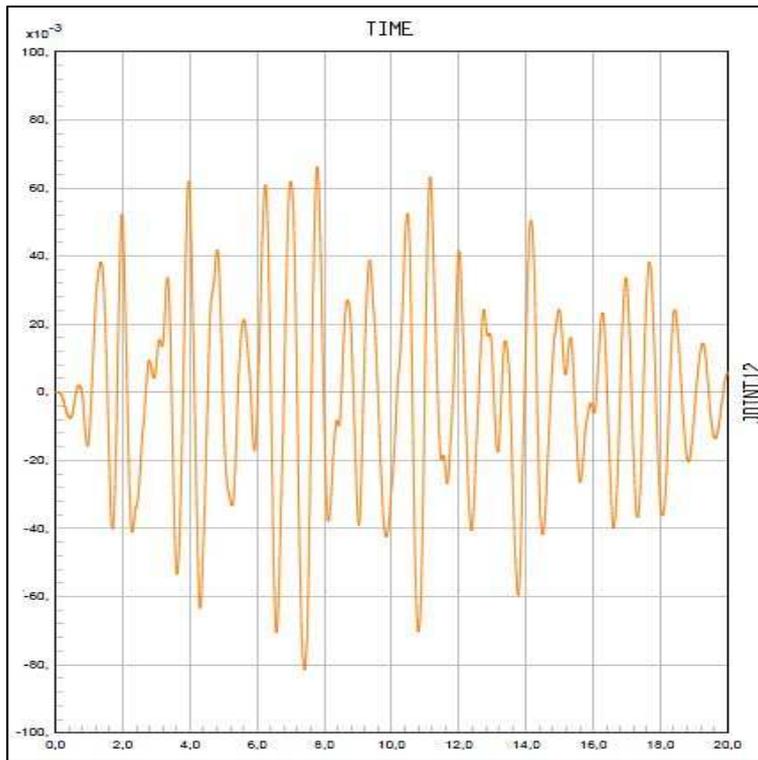
*Fig.4.25: Time History 2B*



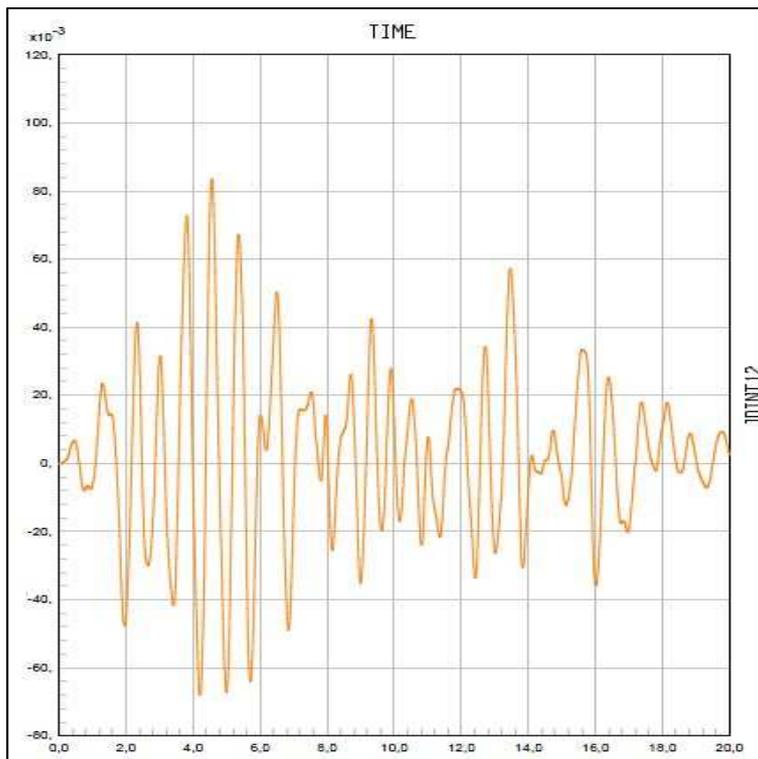
*Fig.4.26: Time History 3B*



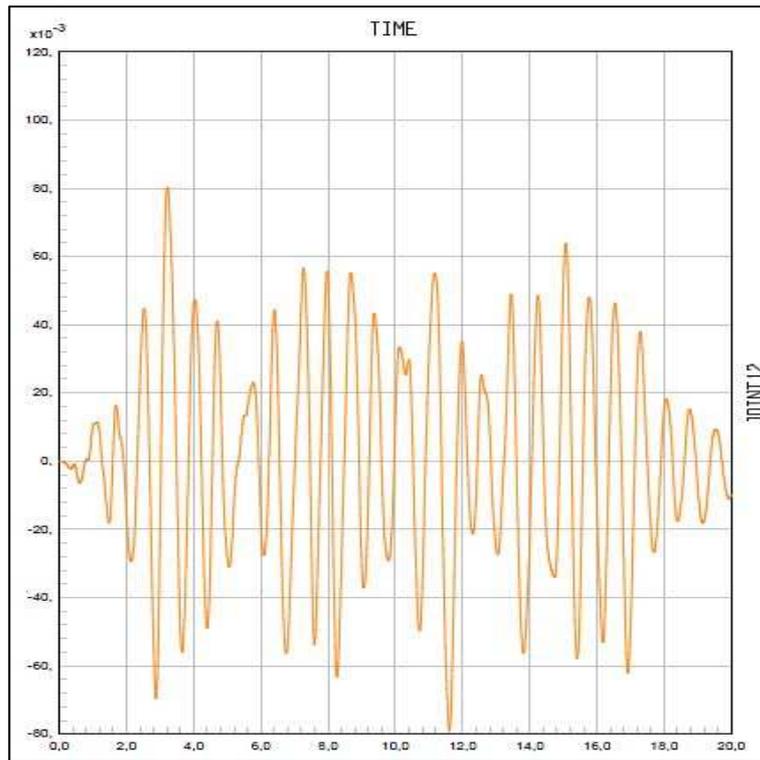
*Fig.4.27: Time History 4B*



*Fig.4.28: Time History 5B*



*Fig.4.29: Time History 6B*



*Fig.4.30: Time History 7B*

Gli spostamenti richiesti risultano:

Time History 1:  $\delta_{R1} = 7,9 \text{ cm}$

Time History 2:  $\delta_{R2} = 8,4 \text{ cm}$

Time History 3:  $\delta_{R3} = 8,4 \text{ cm}$

Time History 4:  $\delta_{R4} = 8,3 \text{ cm}$

Time History 5:  $\delta_{R5} = 8,1 \text{ cm}$

Time History 6:  $\delta_{R6} = 8,3 \text{ cm}$

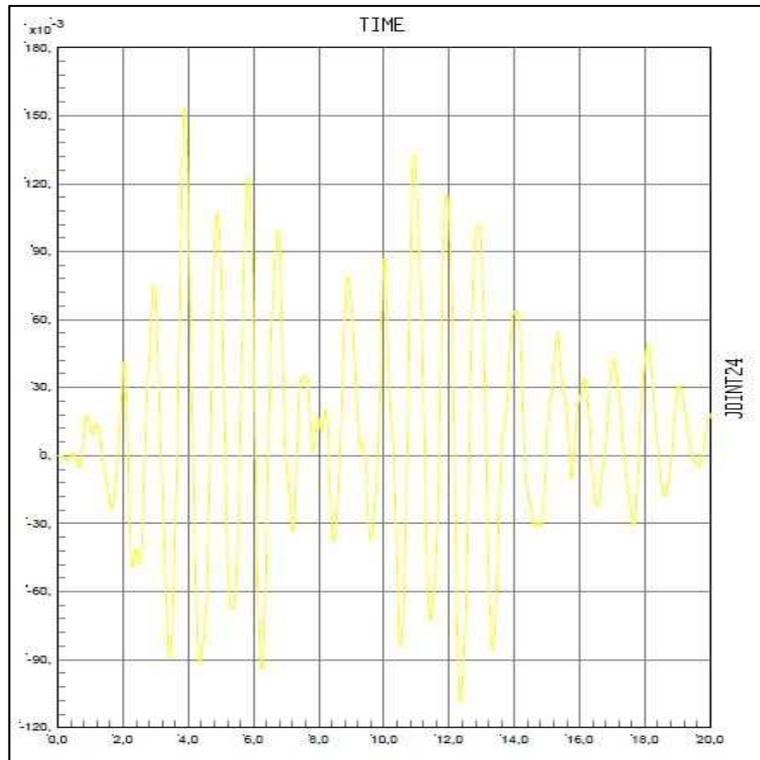
Time History 7:  $\delta_{R7} = 8,03 \text{ cm}$

Lo spostamento richiesto  $\delta_{RB}$  è calcolato come la media degli spostamenti richiesti dalla struttura per ogni accelerogramma. Risulta:

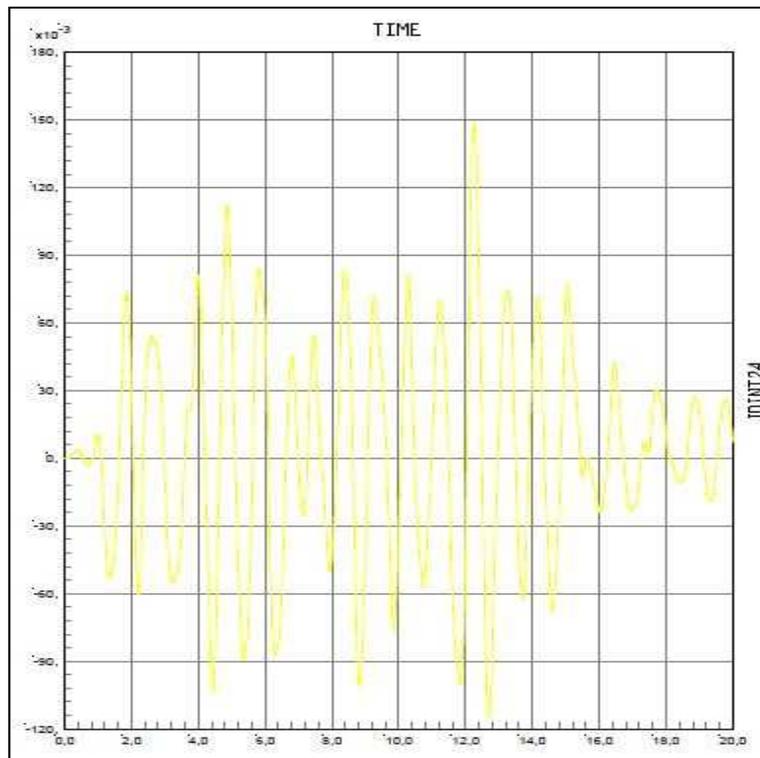
$$\delta_{RB} = 8.2 \text{ cm}$$

### 4.5.3 Time History modello A edificio a 5 piani :

I risultati delle analisi dinamiche non lineari svolte per il modello A sono i seguenti:



*Fig.4.31: Time History 1*



*Fig.4.32: Time History 2*

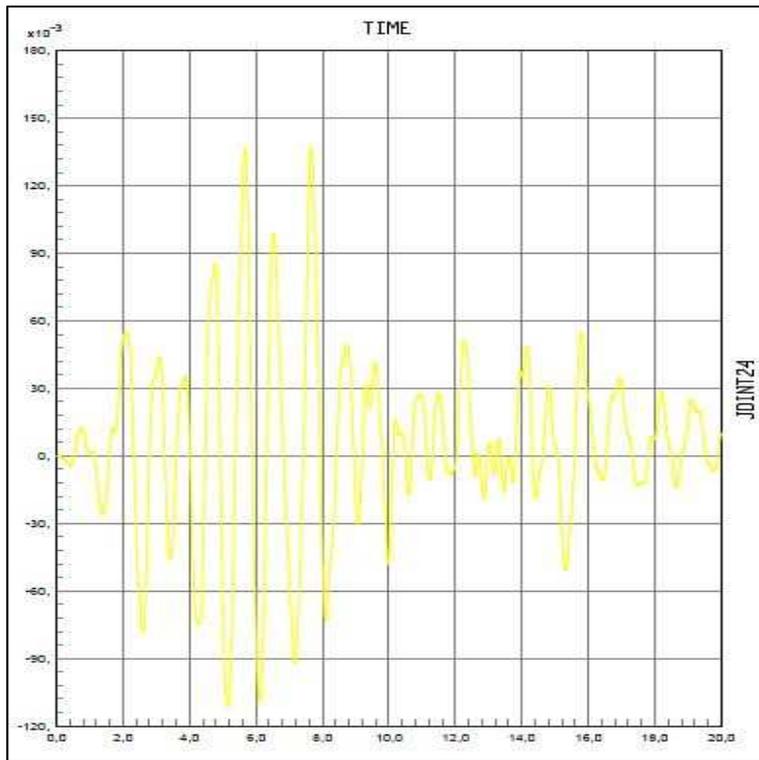


Fig.4.33: Time History 3

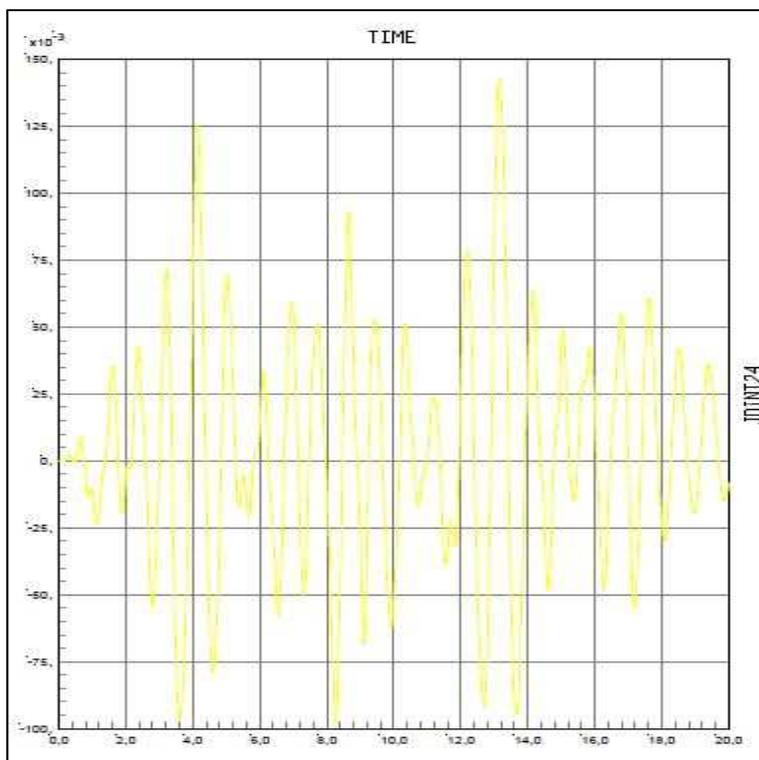
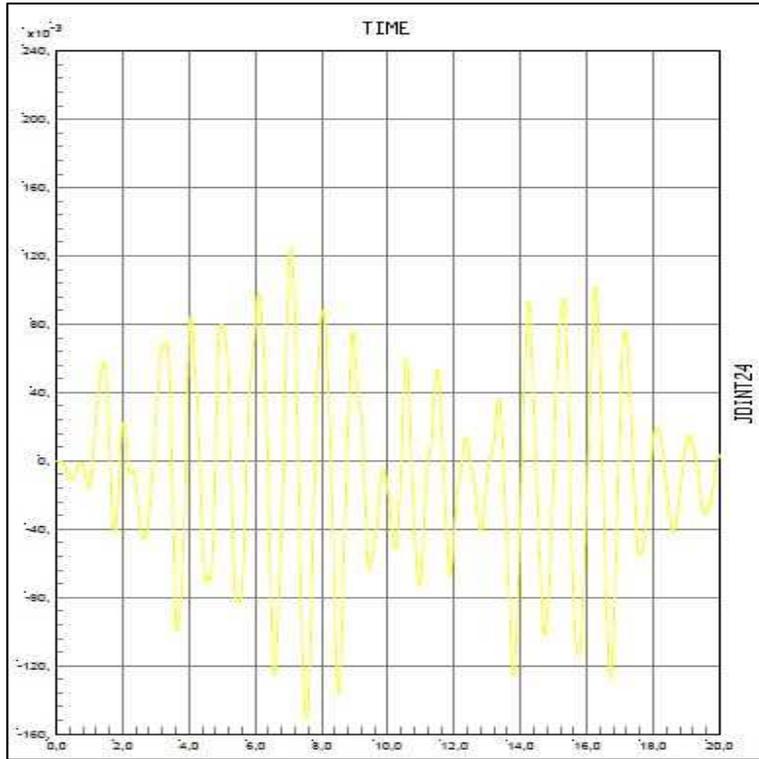
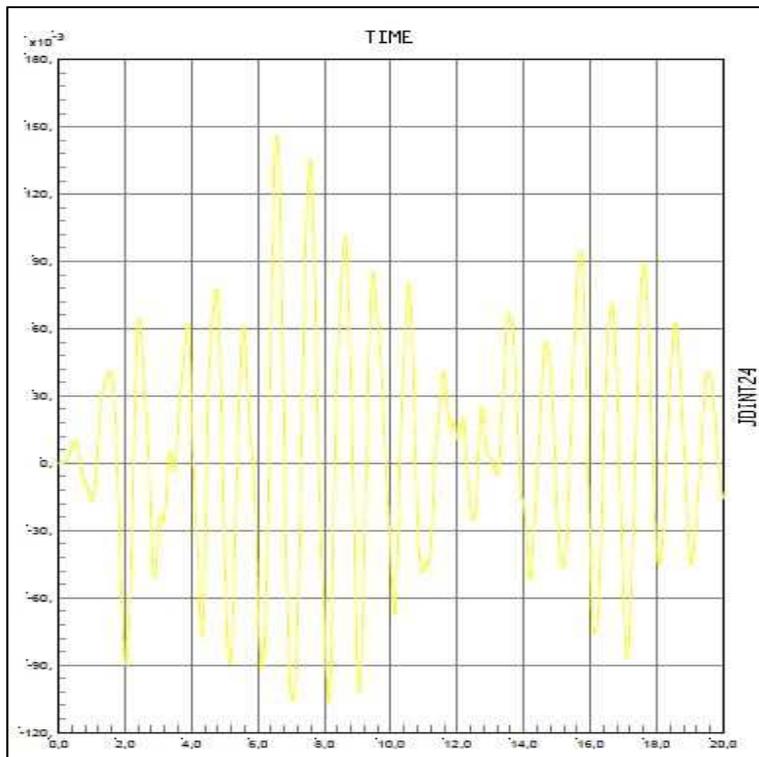


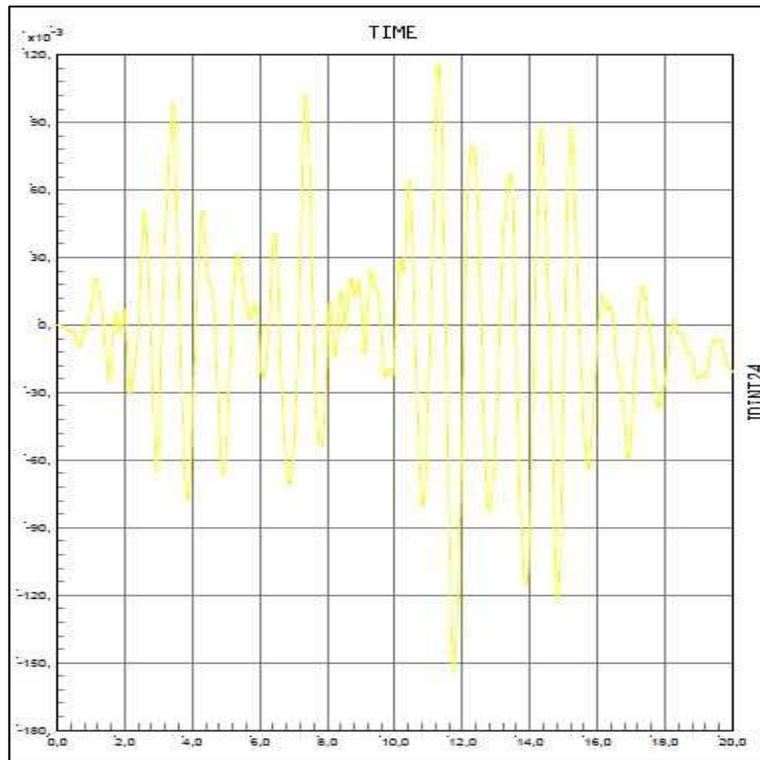
Fig.4.34: Time History 4



*Fig.4.35: Time History 5*



*Fig.4.36: Time History 6*



*Fig.4.37: Time History 7*

Gli spostamenti richiesti risultano:

Time History 1:  $\delta_{R1} = 15.31$  cm

Time History 2:  $\delta_{R2} = 14.82$  cm

Time History 3:  $\delta_{R3} = 13.74$  cm

Time History 4:  $\delta_{R4} = 14.31$  cm

Time History 5:  $\delta_{R5} = 15.41$  cm

Time History 6:  $\delta_{R6} = 14.6$  cm

Time History 7:  $\delta_{R7} = 15.35$  cm

Lo spostamento richiesto  $\delta_{RA}$  è calcolato come la media degli spostamenti richiesti dalla struttura per ogni accelerogramma. Risulta:

$$\delta_{RA} = 15 \text{ cm}$$

#### 4.5.4 Time History modello B edificio a 5 piani

I risultati delle analisi dinamiche non lineari svolte per il modello B sono i seguenti:

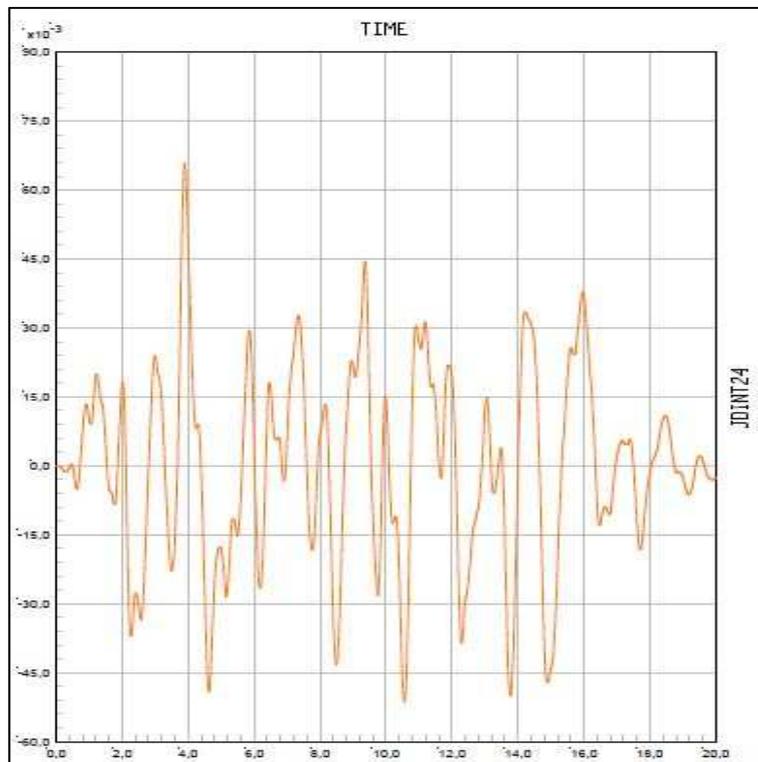


Fig.4.38: Time History 1B

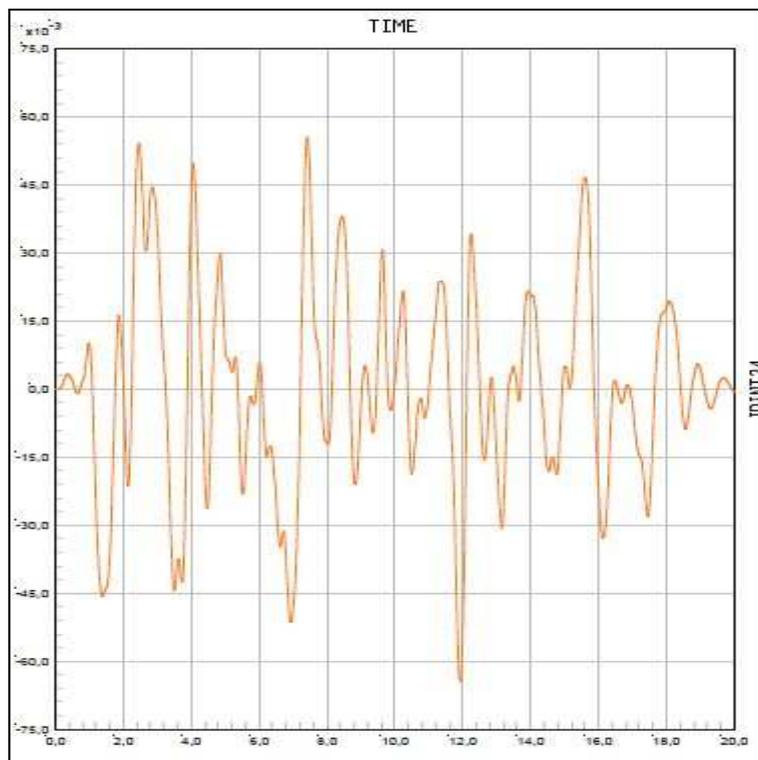
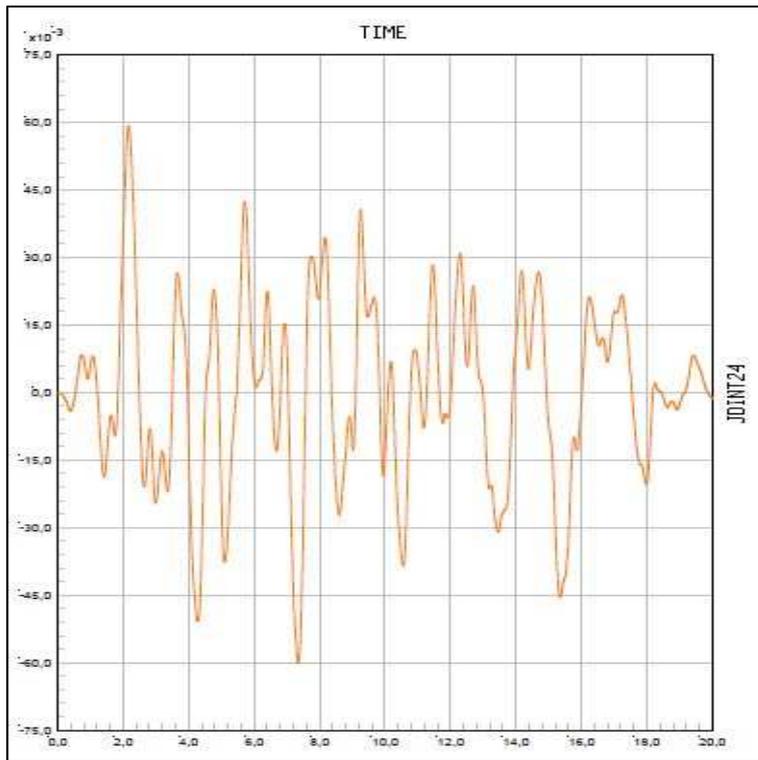
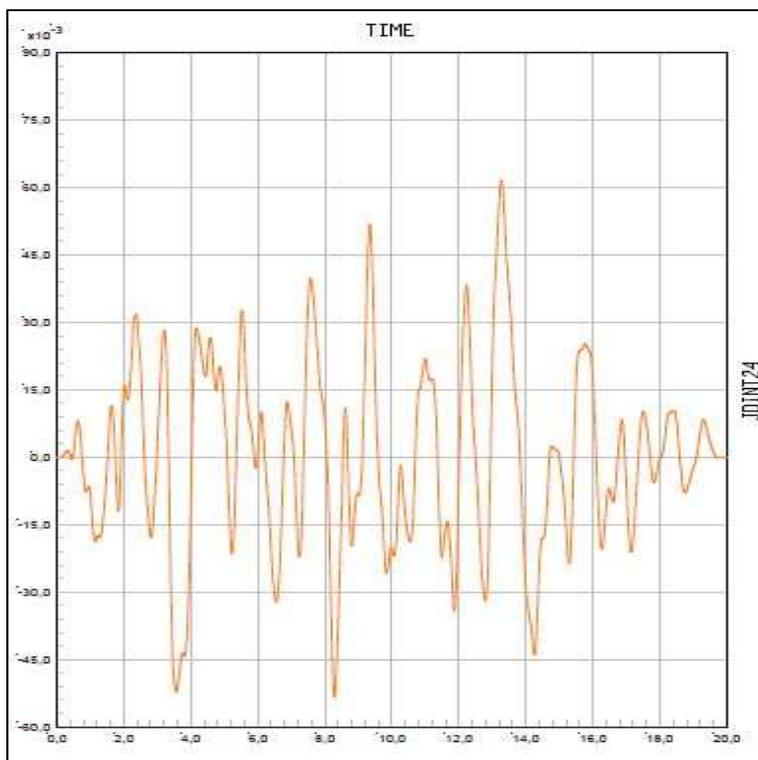


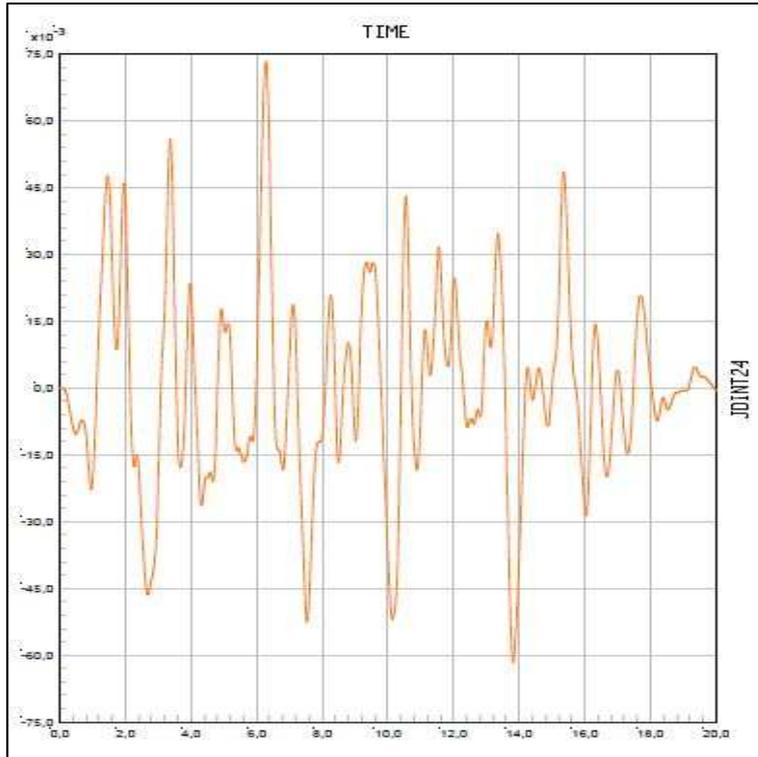
Fig.4.39: Time History 2B



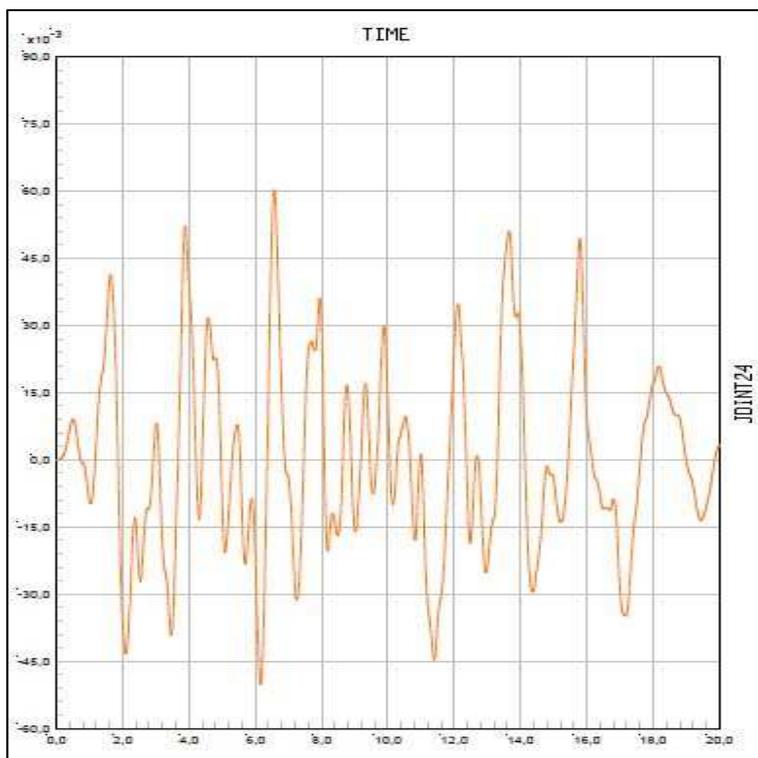
*Fig.4.40: Time History 3B*



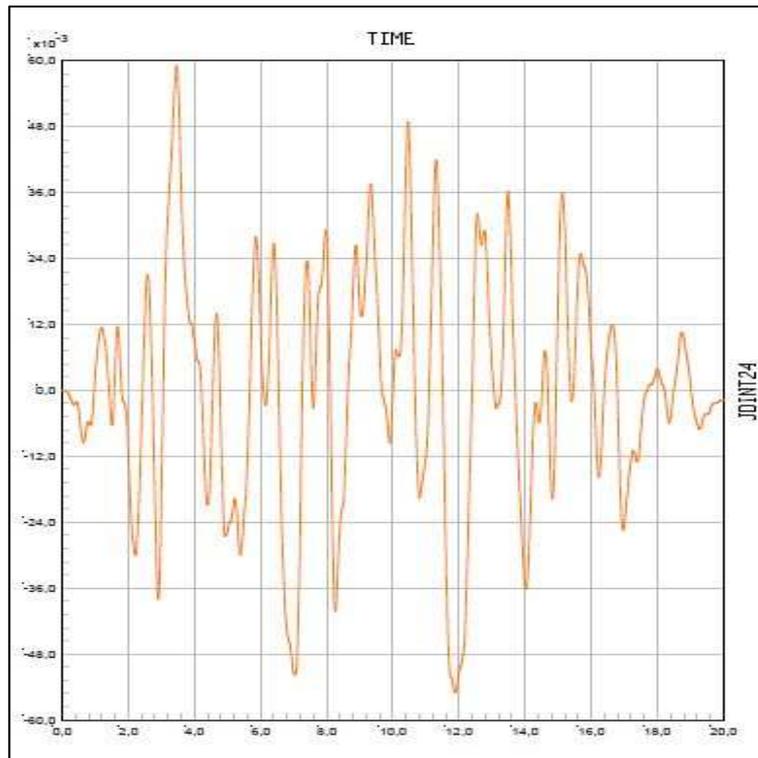
*Fig.4.41: Time History 4B*



*Fig.4.42: Time History 5B*



*Fig.4.43: Time History 6B*



*Fig.4.44: Time History 7B*

Gli spostamenti richiesti risultano:

Time History 1:  $\delta_{R1} = 6.6$  cm

Time History 2:  $\delta_{R2} = 6.1$  cm

Time History 3:  $\delta_{R3} = 5.7$  cm

Time History 4:  $\delta_{R4} = 5.8$  cm

Time History 5:  $\delta_{R5} = 6.9$  cm

Time History 6:  $\delta_{R6} = 5.8$  cm

Time History 7:  $\delta_{R7} = 5.5$  cm

Lo spostamento richiesto  $\delta_{RB}$  è calcolato come la media degli spostamenti richiesti dalla struttura per ogni accelerogramma. Risulta:

$$\delta_{RB} = 6.1 \text{ cm}$$

## 4.6 Risultati e conclusioni

Calcolati gli spostamenti di snervamento e gli spostamenti richiesti della due strutture, si è potuto calcolare la duttilità richieste per il modello A caratterizzato da un fattore di struttura  $q=4$  e fattore di smorzamento  $\xi=5\%$ , e quella per il modello B avente  $q=4\cdot\alpha$  e  $\xi=30$  dove  $\alpha=0,9$ .

Per l'edificio a 3 piani le richieste di duttilità risultano:

$$\text{Modello A: } \mu_{dA} = \delta_{RA}/\delta_{yA} = 1.16$$

$$\text{Modello B: } \mu_{dB} = \delta_{RB}/\delta_{yB} = 1.05$$

Per l'edificio a 5 piani le richieste di duttilità risultano:

$$\text{Modello A: } \mu_{dA} = \delta_{RA}/\delta_{yA} = 1.25$$

$$\text{Modello B: } \mu_{dB} = \delta_{RB}/\delta_{yB} = 0.55$$

La richiesta di duttilità del modello B dell'edificio a 5 piani risulta minore di 1 poiché la struttura soggetta agli accelerogrammi considerati resta in campo elastico, mentre quella della struttura A risulta maggiore di 1 poiché la struttura sottoposta agli stessi accelerogrammi si snerva.

Di seguito vengono riportati i grafici che evidenziano le curve di capacità delle strutture analizzate e le domande di spostamento:

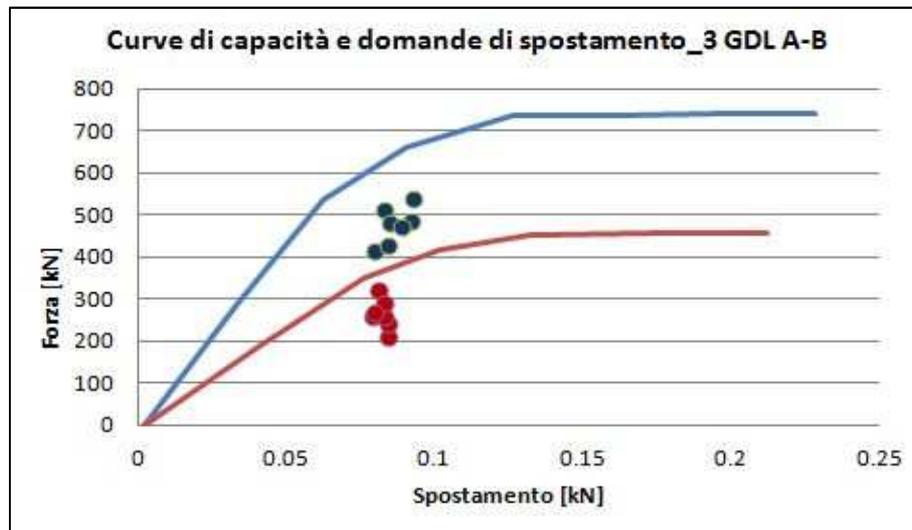


Fig.4.45 : Curve di capacità e domande di spostamento edificio a 3 piani

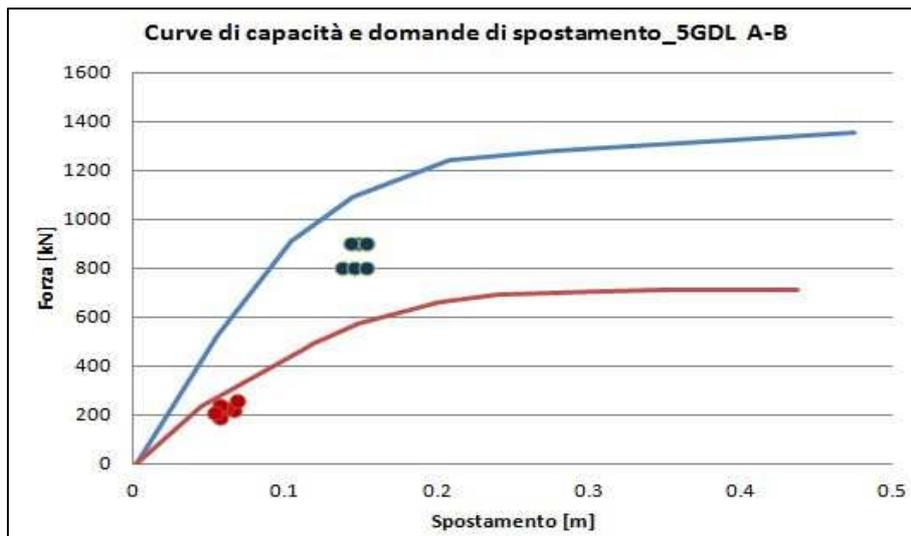


Fig.4.46. : Curve di capacità e domande di spostamento edificio a 5 piani

# ***Capitolo 5: Verifica del comportamento non lineare di strutture a telaio in acciaio***

## **5.1 Definizione del problema**

La verifica del comportamento non lineare delle strutture analizzate in questa tesi serve a valutare l'effettiva coincidenza tra la richiesta di duttilità delle strutture e il fattore di riduzione delle forze adottato inizialmente in fase di progetto secondo le vigenti norme [6]. Si determina a questo punto il valore dello spostamento massimo in sommità. È così possibile individuare la duttilità strutturale relativa all'edificio non smorzato dotato di capacità duttile. Questo si traduce essenzialmente nella verifica del principio di uguale spostamento, secondo cui deve risultare:

$$\mu_d = q$$

Dalle analisi svolte e riportate nei capitoli precedenti, per i modelli progettati e verificati secondo il D.M. 14/01/08 il principio di uguale spostamento non viene verificato. Da ciò è nata l'idea basata sulla definizione di alcuni parametri che involontariamente potessero influenzare i fattori di struttura prescritti nel decreto.

Questi fattori vengono di seguito riassunti e sono stati utilizzati in fase di dimensionamento delle strutture:

- il modello 1 considera in fase di dimensionamento tutto ciò che concerne le verifiche relative al materiale impiegato, l'acciaio, per la definizione degli elementi trave e colonne (quindi sono state soddisfatte le verifiche di gerarchia delle resistenze, le verifiche di deformabilità agli SLE per le travi, la contemporanea presenza di carichi statici e carichi sismici);
- il modello 2 differisce dal modello 1 poiché non prevede la verifica di gerarchia delle resistenze;
- il modello 3 differisce dal modello 2 poiché non prevede la verifica di deformabilità agli SLE;
- il modello 4 considera solo la presenza di carichi sismici.

Da questi modelli si è valutata l'influenza dei fattori analizzati nei riguardi della definizione della richiesta di duttilità e in particolare si nota come dal modello 1 al modello 4 c'è una maggiore coincidenza tra  $\mu_d$  e  $q$ .

## 5.2 Scelta delle condizioni di progetto

Per la definizione delle condizioni di progetto è stato utile definire inizialmente il problema elementare ad un grado di libertà; il portale definito da un comportamento tipo shear-type ha da subito mostrato l'effettiva attendibilità della teoria proposta nella presente dissertazione, ovvero l'influenza dei parametri studiati e sopraelencati.

Successivamente il problema è stato spostato su telai a più gradi di libertà, e precisamente a tre e a cinque gradi di libertà, tutto questo per validare ulteriormente la tesi iniziale, secondo cui gli edifici così calcolati secondo il D.M.14/01/08 [6] siano effettivamente verificati secondo una eccessiva dose di sicurezza, rappresentata dai quattro fattori sopraelencati e considerati secondo l'autore del lavoro possibili parametri di influenza del comportamento delle strutture in acciaio.

È doveroso sottolineare il fatto che a parte il modello 1 di ciascun telaio, tutti gli altri modelli non sono assolutamente da prendere in considerazione in termini di sicurezza e prestazioni delle strutture stesse, poiché non risultano verificati secondo le vigenti norme, bensì sono esclusivamente modelli creati per lo studio proposto in questo lavoro. È inoltre necessario sottolineare il fatto che determinate verifiche sono imprescindibili per la messa in opera della struttura e la sua regolare vita prestazionale proprio per il tipo di materiale con cui si è scelto di operare e definire gli elementi trave e colonne, come ad esempio la verifica di stabilità delle travi, poiché com'è noto dalla teoria e tecnica delle costruzioni, il materiale acciaio è più soggetto a deformabilità che a verifiche di resistenza.

Per ogni telaio di diverso grado di libertà verranno analizzati quattro modelli come definiti nel capitolo precedente in termini di curve di capacità e domanda di spostamento per verificare il principio di ugual spostamento.

## 5.3 Definizione dei quattro modelli di studio

I quattro modelli sono definiti nel modo seguente:

- il modello 1 considera in fase di dimensionamento tutto ciò che concerne le verifiche relative al materiale impiegato, l'acciaio, per la definizione degli elementi trave e colonne (quindi sono state soddisfatte le verifiche di gerarchia delle resistenze, le verifiche di deformabilità agli SLE per le travi, la contemporanea presenza di carichi statici e carichi sismici);
- il modello 2 differisce dal modello 1 poiché non prevede la verifica di gerarchia delle resistenze;
- il modello 3 differisce dal modello 2 poiché non prevede la verifica di deformabilità agli SLE;

- il modello 4 considera solo la presenza di carichi sismici.

La tabella riassuntiva che segue evidenzia il tipo di acciaio utilizzato per ogni edificio, le sezioni adottate per elementi trave e colonne, lo spostamento di snervamento  $\delta y$  e quello ultimo  $\delta R$  ed infine il rapporto tra i due, ovvero la richiesta di duttilità  $\mu$ , che secondo la teoria proposta deve risultare prossima o uguale al fattore di struttura adottato in fase di progetto (il fattore adottato è  $q=4$  per tutte le strutture).

Edificio 1 GDL		Acciaio	Sezioni	$\delta y$ [m]	$\delta R(\text{media})$	Richiesta di duttilità
Modello 1	TRAVI	S275	IPE220	0.039	0.054	1.38
	PILASTRI	S275	HE180A			
Modello 2	TRAVI	S275	IPE220	0.041	0.081	1.98
	PILASTRI	S275	HE140A			
Modello 3	TRAVI	S275	IPE140	0.042	0.111	2.64
	PILASTRI	S275	HE120A			
Modello 4	TRAVI	S275	IPE100	0.042	0.144	3.43
	PILASTRI	S275	IPE120			
Edificio 3 GDL		Acciaio	Sezioni	$\delta y$ [m]	$\delta R(\text{media})$	Richiesta di duttilità
Modello 1	TRAVI	S275	IPE330	0.075	0.087	1.16
	PILASTRI	S275	HE300M			
Modello 2	TRAVI	S275	IPE330	0.083	0.102	1.23
	PILASTRI	S275	HE280B			
Modello 3	TRAVI	S275	HE120A	0.075	0.19	2.53
	PILASTRI	S275	IPE180			
Modello 4	TRAVI	S275	IPE160	0.072	0.22	3.06
	PILASTRI	S275	IPE160			
Edificio 5 GDL		Acciaio	Sezioni	$\delta y$ [m]	$\delta R(\text{media})$	Richiesta di duttilità
Modello 1	TRAVI	S355	IPE360	0.12	0.15	1.25
	PILASTRI	S355	HE300M			
Modello 2	TRAVI	S355	IPE360	0.11	0.15	1.36
	PILASTRI	S355	HE320B			
Modello 3	TRAVI	S355	HE240A	0.075	0.23	3.07
	PILASTRI	S355	IPE360			
Modello 4	TRAVI	S355	HE140A	0.072	0.24	3.33
	PILASTRI	S355	IPE200			

Tabella 5.1: Definizione dei modelli studiati e risultati

## 5.4 Definizione delle curve di capacità dei modelli

Le curve di capacità delle strutture sono state ricavate tramite il programma agli elementi finiti SAP2000. Di seguito vengono messe a confronto le quattro curve per ogni tipologia di edificio.

### 5.4.1 Edificio a 1 grado di libertà

Gli elementi, travi e colonne, che compongono i quattro modelli (M1, M2, M3, M4) del telaio ad un grado di libertà sono definiti nella Tabella 5.1. Nella figura 5.1 sono rappresentate le quattro curve di capacità con le relative domande di spostamento ottenute tramite analisi dinamiche non lineari di tipo time history. Dalle curve si evince subito che l'ipotesi di telaio shear-type che si formalizza nella definizione del problema a mano non è evidentemente rappresentata, in quanto le curve presentano una doppia cuspide nel tratto di snervamento della struttura; questo può essere spiegato considerando che la trave che costituisce il caso di studio non è infinitamente rigida. La richiesta di duttilità che è prossima al fattore di struttura adottato è quella relativa al modello numero 4, come definito in Tabella 5.1.

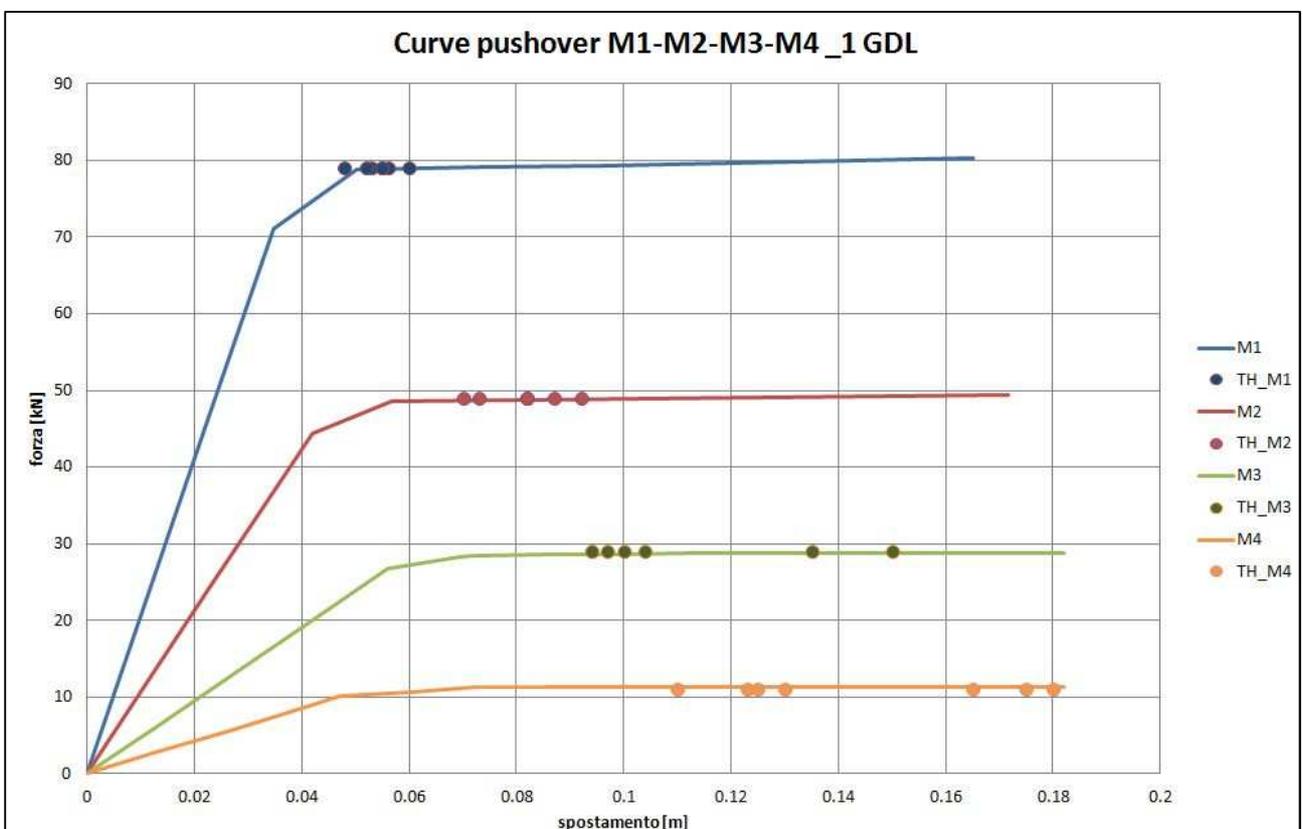


Fig.5.1: Curve di capacità e domanda di spostamento edificio ad 1 grado di libertà

### 5.4.2 Edificio a 3 gradi di libertà

Gli elementi, travi e colonne, che compongono i quattro modelli (M1, M2, M3, M4) del telaio a tre gradi di libertà sono definiti nella Tabella 5.1. Nella figura 5.2 sono rappresentate le quattro curve di capacità con le relative domande di spostamento ottenute tramite analisi dinamiche non lineari di tipo time history. La richiesta di duttilità che è prossima al fattore di struttura adottato è quella relativa al modello numero 4, come definito in Tabella 5.1.

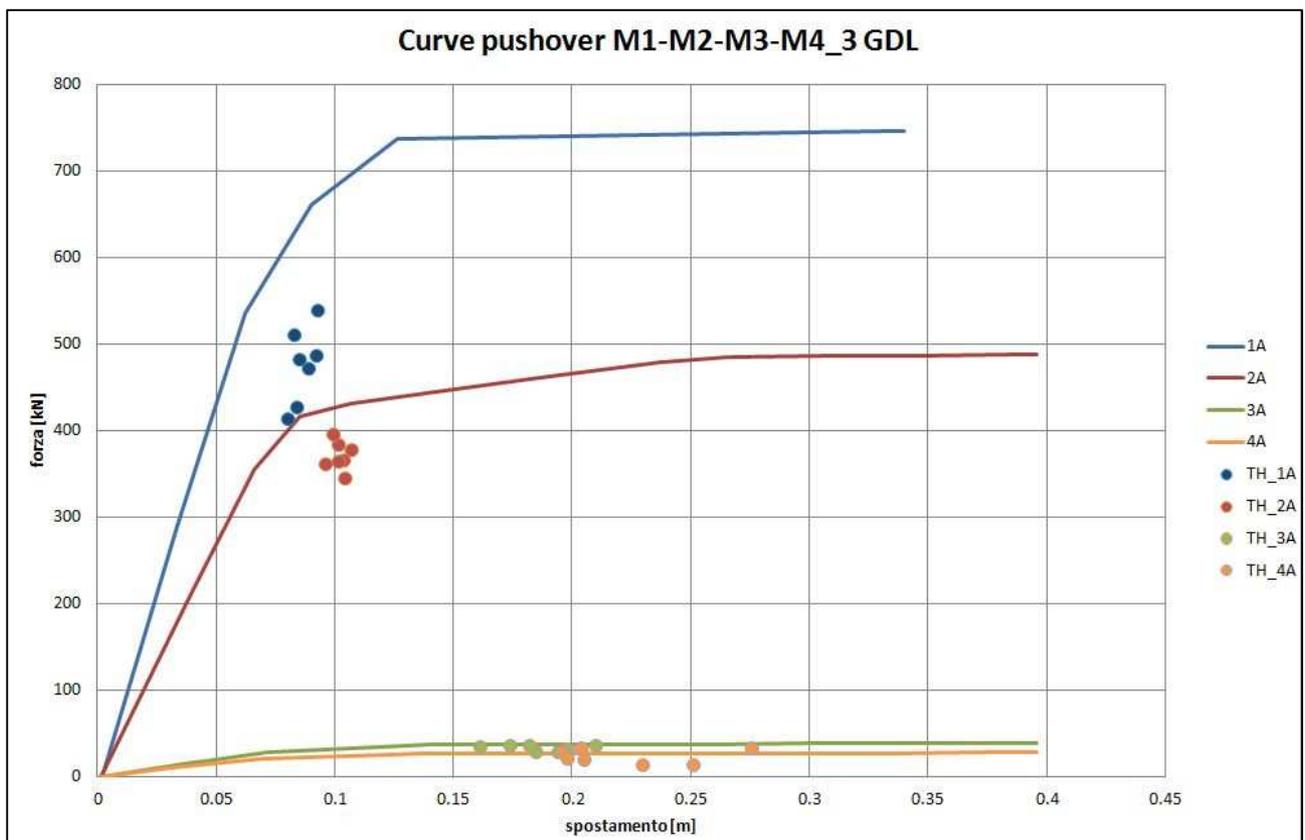


Fig.5.2: Curve di capacità e domanda di spostamento edificio a 3 gradi di libertà

### 5.4.3 Edificio a 5 gradi di libertà

Gli elementi, travi e colonne, che compongono i quattro modelli (M1, M2, M3, M4) del telaio a cinque gradi di libertà sono definiti nella Tabella 5.1. Nella figura 5.3 sono rappresentate le quattro curve di capacità con le relative domande di spostamento ottenute tramite analisi dinamiche non lineari di tipo time history. La richiesta di duttilità che è prossima al fattore di struttura adottato è quella relativa al modello numero 4, come definito in Tabella 5.1.

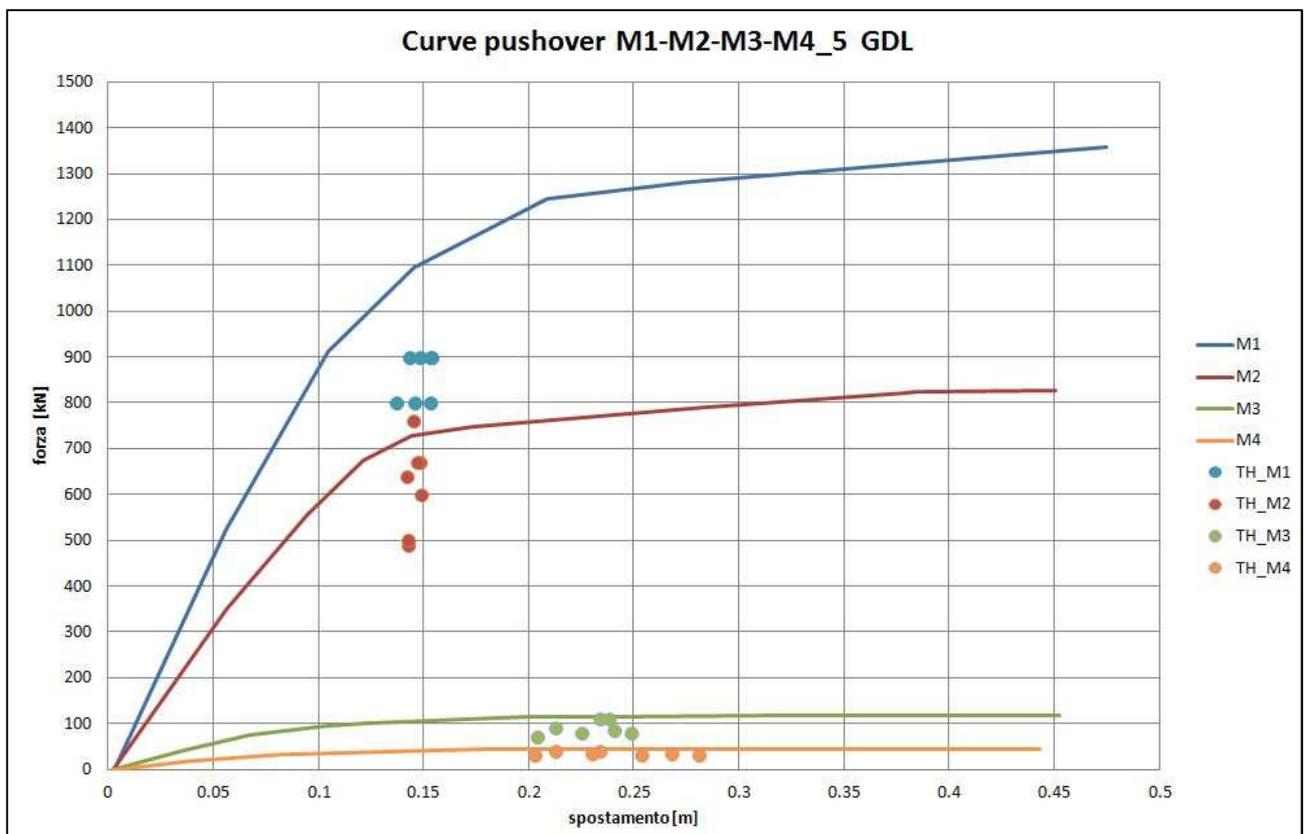


Fig.5.3: Curve di capacità e domanda di spostamento edificio a 5 gradi di libertà

## 5.5 Risultati e conclusioni

I risultati salienti delle analisi svolte in questo capitolo possono essere riassunti nella Tabella 5.1. In particolare si evince come la definizione dei quattro modelli sia la conferma della tesi iniziale, ovvero della effettiva influenza dei quattro aspetti definiti inizialmente, che si ricordano essere:

- il modello 1 considera in fase di dimensionamento tutto ciò che concerne le verifiche relative al materiale impiegato, l'acciaio, per la definizione degli elementi trave e colonne (quindi sono state soddisfatte le verifiche di gerarchia delle resistenze, le verifiche di deformabilità agli SLE per le travi, la contemporanea presenza di carichi statici e carichi sismici);
- il modello 2 differisce dal modello 1 poiché non prevede la verifica di gerarchia delle resistenze;
- il modello 3 differisce dal modello 2 poiché non prevede la verifica di deformabilità agli SLE;
- il modello 4 considera solo la presenza di carichi sismici.

Il lavoro svolto ha voluto quindi dimostrare come nel passaggio da fase di progetto delle strutture, in cui si definisce un fattore di struttura o di riduzione delle forze, a fase di verifica delle strutture, attraverso analisi statiche non lineari (tipo pushover) e analisi dinamiche non lineari (tipo time history), seguendo le normative vigenti [6] ci sia una discordanza tra richiesta di duttilità della struttura, espressa come il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento di snervamento della struttura, e fattore di struttura adottato. In conclusione gli effetti dei fattori analizzati in questo capitolo sono evidenti in termini di richiesta di duttilità. In particolare i valori ottenuti dalle analisi condotte sui tre edifici possono essere riassunti come segue:

### EDIFICIO 1 GDL

	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	$\delta R$ [m]
$\delta 1$ [m]	0.056	0.06	0.055	0.053	0.048	0.052	0.055	0.054
$\delta 2$ [m]	0.082	0.092	0.07	0.082	0.073	0.087	0.082	0.081
$\delta 3$ [m]	0.094	0.15	0.094	0.1	0.135	0.104	0.097	0.111
$\delta 4$ [m]	0.123	0.13	0.125	0.11	0.175	0.18	0.165	0.144

Media spost ultimi $\delta R$ [m]	Snervamento $\delta y$ [m]	Richiesta duttilità $\mu d$
0.054	0.039	1.38
0.081	0.041	1.98
0.111	0.042	2.64
0.144	0.042	3.43

EDIFICIO 3 GDL

	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	$\delta R$ [m]
$\delta 1$ [m]	0.08	0.084	0.092	0.083	0.093	0.085	0.089	0.087
$\delta 2$ [m]	0.104	0.107	0.101	0.096	0.104	0.102	0.099	0.102
$\delta 3$ [m]	0.161	0.21	0.198	0.185	0.194	0.174	0.182	0.19
$\delta 4$ [m]	0.23	0.276	0.196	0.205	0.198	0.204	0.251	0.22

Media spost ultimi $\delta R$ [m]	Snervamento $\delta y$ [m]	Richiesta duttilità $\mu d$
0.087	0.075	1.16
0.102	0.083	1.23
0.19	0.075	2.53
0.22	0.072	3.06

EDIFICIO 5 GDL

	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	$\delta R$ [m]
$\delta 1$ [m]	0.153	0.148	0.137	0.143	0.154	0.146	0.154	0.15
$\delta 2$ [m]	0.148	0.149	0.142	0.145	0.147	0.143	0.143	0.145
$\delta 3$ [m]	0.241	0.234	0.213	0.225	0.204	0.238	0.249	0.23
$\delta 4$ [m]	0.203	0.281	0.213	0.268	0.234	0.23	0.254	0.24

Media spost ultimi $\delta R$ [m]	Snervamento $\delta y$ [m]	Richiesta duttilità $\mu d$
0.15	0.12	1.25
0.145	0.11	1.36
0.23	0.075	3.07
0.24	0.075	3.33

# Conclusioni

## Analisi condotte

Durante il periodo di tesi sono stati sviluppati tre argomenti che vengono di seguito menzionati:

- 1) Sviluppare esempi applicativi di progettazione sismica che accoppia i benefici dati da:
  - i) duttilità degli elementi strutturali → DISSIPAZIONE ISTERETICA
  - ii) capacità dissipativa di smorzatori viscosi → DISSIPAZIONE VISCOSA
- 2) Determinare l'influenza di alcuni fattori/aspetti sul comportamento strutturale di edifici in acciaio.
- 3) Sviluppare una procedura manuale per la definizione della curva di capacità delle strutture o curva di PUSHOVER.

## Risultati ottenuti

L'obiettivo cardine della tesi era quello di ottenere, secondo il *criterio di uguale o maggiore livello di sicurezza*, una richiesta di duttilità della struttura avente  $R=4 \cdot \alpha$  e  $\xi=30\%$  ( $R_{30}$ , modello B) minore o uguale di quella richiesta dalla struttura avente  $R=4$  e  $\xi=5\%$  ( $R_5$  modello A), ovvero:

$$\mu_{d30} \leq \mu_{d5}$$

dove:

$\mu_{dB}$  è la duttilità richiesta dall'edificio avente fattore di riduzione delle forze  $R=4 \cdot \alpha$

$\mu_{dA}$  è la duttilità richiesta dall'edificio avente fattore di riduzione delle forze  $R=4$

In particolare per l'edificio a 3 piani le richieste di duttilità risultano:

Modello A:  $\mu_{dA} = \delta_{RA}/\delta_{yA} = 1.16$

Modello B:  $\mu_{dB} = \delta_{RB}/\delta_{yB} = 1.05$

Mentre per l'edificio a 5 piani le richieste di duttilità risultano:

Modello A:  $\mu_{dA} = \delta_{RA}/\delta_{yA} = 1.25$

Modello B:  $\mu_{dB} = \delta_{RB}/\delta_{yB} = 0.55$

La richiesta di duttilità del modello B dell'edificio a 5 piani risulta minore di 1 poiché la struttura soggetta agli accelerogrammi considerati resta in campo elastico, mentre quella della struttura A risulta maggiore di 1 poiché la struttura sottoposta agli stessi accelerogrammi si snerva.

In generale è risultato  $\mu_{dB}$  minore di  $\mu_{dA}$  e quindi si è ottenuto comunque un maggiore livello di sicurezza.

Per il principio di ugual spostamento la richiesta di duttilità delle strutture deve essere uguale al fattore di riduzione delle forze adottato ( $\mu=q$ ); in realtà questo non si verifica per gli elevati livelli di sicurezza adottati dalle vigenti normative. Con questo si fa riferimento alla seconda parte della tesi in cui si è trattato alcuni aspetti che potessero influenzare il comportamento sismico degli edifici in acciaio; in conclusione gli effetti dei fattori analizzati sono evidenziati in termini di richiesta di duttilità. In particolare i valori ottenuti dalle analisi condotte sui tre edifici evidenziano che solo il modello numero 4 tende alla verifica del principio.

In ultima analisi, si è determinata una procedura manuale di definizione della curva di capacità delle strutture di facile sviluppo e comprensione, ma che se affinata può essere un utile strumento di analisi per il progettista, per avere quanto meno un ordine di grandezza delle forze di snervamento delle strutture e di conseguenza del valore di spostamento corrispondente.

### **Sviluppi futuri**

- 1) Studio di strutture che presentino sistemi di controventi come diagonali (es. Croce di S.Andrea) e confronto ulteriore con modello A e B.
- 2) Sviluppo di una formulazione per definire il valore del coefficiente di smorzamento per strutture che non presentino telai a nodi rigidi.
- 3) Sviluppo la teoria di definizione manuale della curva di capacità delle strutture considerando eventualmente cosa accade dopo la fase di snervamento del primo pilastro (o gruppi di pilastri).
- 4) Verifica degli aspetti evidenziati per le strutture in acciaio e che ne influenzano il comportamento nelle strutture in c.c.a. e confrontare con i risultati ottenuti.
- 5) Sviluppare altri edifici sia in acciaio che in c.c.a. per ulteriori confronti.

## ***Bibliografia***

- [1] F.M. Mazzolani, R. Landolfo, G. Della Corte, B. Faggiano, “*Edifici con struttura di acciaio in zona sismica*”, IUSS Press
- [2] V. Nunziata, “*Teoria e pratica delle strutture in acciaio*”, Terza edizione ampliata e aggiornata agli Eurocodici strutturali e al DM 14/01/08, Dario Flaccovio Editore
- [3] G. Ballio, F.M. Mazzolani, “*Strutture in acciaio*”, Hoepli
- [4] L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi, “*Criteri di progettazione antisismica degli edifici*”, IUSS Press
- [5] F.Masi, “*Costruire in acciaio*”, Sesta edizione, Biblioteca Tecnica Hoepli
- [6] “*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.
- [7] Circolare 02/02/2009 n.617 *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)* pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 47 del 26/02/2009.
- [8] Chia-Ming Uang, “*Comparison of seismic force reduction factors used in U.S.A. and in Japan*”, Boston, 1991.
- [9] B. Borzi, A.S. Elnashai “*Refined force reduction factors for seismic design*” Imperial College of Science, Technology and Medicine, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College Road, London, SW7 2BU, UK 29 July 1999
- [10] Michel Bruneau, Chia Ming Uang, Andrew Whittaker “*Ductile Design of Steel Structures*”, Mc Grow Hill 1998.
- [11] Anil K. Chopra, “*Dinamics of Structures – Theory and Allications to Erthquake Engineering*” Prentice-Hall, Berkekey, 1995.

[12] S.Silvestri, G.Gasparini, T.Trombetti, “*A Five-Step Procedure for the Dimensioning of Viscous Dampers to Be Inserted in Building Structures*”, Journal of Earthquake Engineering.