

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA

---

DOTTORATO DI RICERCA IN MECCANICA COMPUTAZIONALE

XVII CICLO

(ICAR 09)

TESI DI DOTTORATO

ANALISI DINAMICA NON LINEARE E PROGETTAZIONE DI  
STRUTTURE INTELAIATE CON CONTROVENTI DISSIPATIVI  
SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE

Antonio Tucci

**Coordinatore**

*Prof. Maurizio Aristodemo*

**Tutor**

*Prof. Alfonso Vulcano*

---

Cosenza , Novembre 2006

*Alla mia famiglia*

# ***INDICE***

<b>INTRODUZIONE</b> .....	1
---------------------------	---

## **CAPITOLO 1 : STRATEGIE DI PROTEZIONE SISMICA**

1.1 STRATEGIE CONVENZIONALI .....	8
1.1.1 Resistenza.....	8
1.1.2 Duttilità strutturale e coefficiente di struttura.....	9
1.2 STRATEGIE NON CONVENZIONALI.....	16
1.2.1 Controllo passivo.....	17
1.2.2 Controllo attivo.....	23
1.2.3 Controllo ibrido.....	23

## **CAPITOLO 2 : I CONTROVENTI DISSIPATIVI**

2.1 PREMESSA.....	25
2.2 SISTEMI DI CONTROVENTAMENTO CON DISPOSITIVI DISSIPATIVI: TIPOLOGIE E MODELLAZIONE.....	30
2.2.1 Dissipatori con smorzamento indipendente dalla velocità.....	34
2.2.1.1 <i>Dissipatori ad attrito</i> .....	35
2.2.1.2 <i>Dissipatori isteretici</i> .....	40
2.2.2 Dissipatori con smorzamento dipendente dalla velocità.....	48
2.2.2.1 <i>Dissipatori viscoelastici</i> .....	48
2.2.2.2 <i>Dissipatori viscosi</i> .....	62
2.2.3 Dissipatori elettroreologici e magnetoreologici.....	71
2.2.4 Dissipatori a memoria di forma (S.M.A.- shape memory alloy).....	72

## **CAPITOLO 3 : ANALISI DINAMICA NON LINEARE**

3.1	GENERALITÀ .....	74
3.2	DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA.....	75
3.3	DESCRIZIONE DEL LEGAME ELASTO-PLASTICO NEL SINGOLO PASSO DELL'ANALISI (ELEMENTO TRAVE) .....	77
3.4	DISCRETIZZAZIONE NEL TEMPO.....	80
3.5	PROCESSO ITERATIVO NEL SINGOLO PASSO DELL'ANALISI.....	81
3.6	ALGORITMO DI CALCOLO.....	84
3.7	PARAMETRI PER LA MISURA DEL DANNEGGIAMENTO.....	87

## **CAPITOLO 4 : METODOLOGIE PROGETTUALI**

4.1	OBIETTIVI DELLA PROGETTAZIONE E LIVELLI PRESTAZIONALI.....	95
4.2	PROCEDURE PROGETTUALI.....	101
4.3	CONTROVENTI CON DISSIPATORI ISTERETICI: ATTRITO E PLASTICIZZAZIONE DI METALLI.....	105
4.4	CONTROVENTI CON DISSIPATORI VISCOELASTICI E VISCOSI.....	111

## **CAPITOLO 5 : APPLICAZIONI NUMERICHE**

5.1	PREMESSA .....	118
5.2	SISTEMA AD UN GRADO DI LIBERTÀ.....	118
5.2.1	Caratteristiche della struttura test.....	118
5.2.2	Assunzioni e analisi della risposta.....	120
5.3	SISTEMA A PIÙ GRADI DI LIBERTÀ.....	126
5.3.1	Caratteristiche delle strutture test.....	126
5.3.2	Azioni di progetto e dimensionamento delle strutture intelaiate.....	128
5.3.3	Progettazione dei controventi dissipativi .....	133

5.3.4	Analisi della risposta delle strutture test. ....	136
5.3.4.1	<i>Dissipatori isteretici</i> <i>(ad attrito o a plasticizzazione di metalli)</i> .....	137
5.3.4.2	<i>Dissipatore viscoelastico</i> .....	139
5.3.4.3	<i>Dissipatore viscoso</i> .....	152
<b>CONCLUSIONI</b> .....		156
<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b> .....		160
<b>APPENDICE A</b> : Sollecitazioni di calcolo per diversi valori del coefficiente di struttura.....		168
<b>APPENDICE B</b> : Domini plastici dei pilastri (punti caratteristici) per diversi valori del coefficiente di struttura .....		172
<b>APPENDICE C</b> : Momenti plastici delle travi per diversi valori del coefficiente di struttura .....		180
<b>APPENDICE D</b> : Parametri considerati nell'analisi (sistemi a più g.l.) .....		182

## INTRODUZIONE

La progettazione antisismica delle strutture viene tradizionalmente condotta conferendo alle strutture stesse un livello di resistenza abbastanza elevato e/o notevoli risorse di duttilità.

In ogni caso, non è economicamente conveniente aumentare oltre un certo limite la resistenza della struttura, vista la ridotta, seppur non trascurabile, probabilità di accadimento di eventi sismici violenti. Di conseguenza, i codici sismici moderni impiegano, ai fini progettuali, spettri di risposta inelastici, ossia spettri ottenuti riducendo lo spettro elastico di progetto in misura opportuna per tenere conto della duttilità disponibile della struttura stessa.

Operando in tal modo, si accetta implicitamente che, per effetto di azioni sismiche di notevole intensità, aventi periodi di ritorno superiore alla vita nominale delle costruzioni, anche la struttura possa subire deformazioni inelastiche. Comunque, devono essere evitati fenomeni di collasso locale o globale, controllando che la struttura presenti duttilità sufficiente e che siano limitati anche i danni alle parti non strutturali, in modo che la costruzione possa essere riparabile dopo eventi sismici a carattere distruttivo.

Tecniche più recenti mirano, invece, al controllo passivo o attivo della risposta sismica attraverso l'uso di adeguati sistemi (isolatori, dissipatori, dispositivi combinati), che permettono la riduzione degli effetti vibratorii sulle costruzioni e, soprattutto, la limitazione (se non l'eliminazione) del danneggiamento anche in occasione di terremoti di notevole intensità.

Fra le tecniche di controllo passivo che hanno trovato negli ultimi decenni effettiva applicazione per il controllo della risposta sismica di edifici c'è l'isolamento sismico, che consiste nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una parte più deformabile (costituita, appunto, da

isolatori) lungo l'altezza della struttura stessa (generalmente alla base). In tali condizioni la sovrastruttura si comporta essenzialmente come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi di interpiano molto contenuti, con conseguente riduzione o eliminazione dei danni.

Un'altra tecnica molto efficace, che si presta ad essere facilmente utilizzabile anche ai fini dell'adeguamento antisismico, oltre che della progettazione ex-novo, è quella della dissipazione di energia, basata sull'uso di controventi provvisti di dispositivi dissipativi che vengono inseriti nelle maglie di edifici con struttura intelaiata. Tali dispositivi dissipano buona parte dell'energia trasmessa dal sisma alla struttura, producendo, in confronto ad una struttura progettata con tecniche convenzionali, una sensibile riduzione degli spostamenti e dell'impegno plastico.

I numerosi tipi di controventi dissipativi disponibili in letteratura differiscono sia per la particolare disposizione dei controventi (diagonali semplici, a X, a K concentrici o eccentrici) che per le caratteristiche del dispositivo dissipativo (in particolare, per il modo di dissipare l'energia: attrito, isteresi, viscosità, viscoelasticità).

L'extra-costi dei controventi dissipativi è ampiamente compensato dai vantaggi conseguibili: maggiore livello di protezione sismica della struttura intelaiata a parità di resistenza/rigidezza, notevole riduzione degli eventuali interventi di riparazione, mantenimento della funzionalità ed operatività delle costruzioni anche a seguito di terremoto violento.

Per evitare che il patrimonio edilizio subisca danni notevoli sotto l'azione di terremoti violenti, è opportuno adottare soluzioni progettuali innovative, sia nella realizzazione delle nuove costruzioni che nell'adeguamento di quelle esistenti.

Questa esigenza è sentita particolarmente per gli edifici suscettibili d'affollamento (scuole, ospedali, caserme, infrastrutture di trasporto, centri operativi, grandi edifici residenziali) e per quelli strategici, ove è necessario garantire l'assenza (o la limitazione) di danni anche alle parti non strutturali e la piena funzionalità dopo il sisma (per es., centri nucleari, impianti industriali, etc.).

Si comprende, pertanto, l'importanza di sviluppare procedure progettuali abbastanza semplici da poter essere agevolmente adottate nella pratica tecnica. E' quindi auspicabile poter disporre di criteri progettuali che, in funzione del livello di resistenza della struttura intelaiata e del livello di danneggiamento considerato accettabile, consentano di dimensionare opportunamente il sistema dissipativo, sempre che non si vogliano utilizzare procedure numeriche più sofisticate, finalizzate all'ottimizzazione strutturale ovvero all'analisi, eventualmente non lineare, per una verifica diretta delle scelte progettuali.

Nel presente lavoro di tesi viene sviluppata una procedura semplificata di progettazione per il dimensionamento dei controventi dissipativi, seguendo uno stesso approccio per i vari sistemi dissipativi. Viene svolta, inoltre, un'estesa indagine numerica, attraverso simulazione della risposta sismica in campo dinamico non lineare, al fine di evidenziare l'influenza delle scelte progettuali sulla risposta stessa.

Nel **capitolo I** sono illustrate le principali strategie di protezione sismica distinguendo tra quelle convenzionali, basate sui criteri di resistenza e duttilità, e quelle non convenzionali, basate sull'utilizzo di opportuni dispositivi (isolatori, dissipatori, dispositivi misti) che permettono la riduzione degli effetti vibratorii sull'edificio e la limitazione del danneggiamento.

Particolare attenzione è rivolta ai dissipatori, elementi in grado di disperdere parte dell'energia in ingresso, incrementando le proprietà di smorzamento della costruzione. Tali dispositivi dissipativi sono illustrati nel **capitolo II**, distinguendoli per la diversa modalità di dissipazione (in particolare: attrito, plasticizzazione di metalli, viscosi e viscoelastici).

Sono quindi descritti i corrispondenti modelli adottati per la simulazione della risposta ciclica. A tale scopo vengono considerati modelli relativamente semplici, che consentono di svolgere estese indagini numeriche fornendo una soluzione abbastanza accurata.

In particolare, per i dissipatori isteretici (ad attrito o a plasticizzazione di metalli) viene assunta una legge bilineare. I dissipatori viscoelastici sono rappresentati mediante modelli di tipo lineare, costituiti da una molla elastica e da una cella viscosa agenti in parallelo (modello di Kelvin) o in serie (modello di Maxwell); in alternativa, viene utilizzato un modello generalizzato a sei elementi (MG), ottenuto attraverso una combinazione di modelli di Kelvin e di Maxwell. Per quanto riguarda i dissipatori viscosi, si considera, più semplicemente, una cella (viscosa) con risposta lineare in funzione della velocità.

Al fine di simulare il comportamento sismico di strutture intelaiate munite di tali dispositivi dissipativi montati su controventi, viene messo a punto un codice di calcolo attraverso il quale viene svolta un'estesa indagine numerica in regime dinamico non lineare.

Nel **capitolo III** viene descritto il metodo di analisi e la procedura adottata per implementarlo.

Nel **capitolo IV** sono illustrate alcune tra le metodologie progettuali disponibili in letteratura. Particolare attenzione è rivolta ad una procedura semplificata, basata sul criterio di assumere, ai vari piani, la rigidità dei controventi dissipativi proporzionale a quella del telaio.

Nel **capitolo V**, infine, per valutare gli effetti prodotti dall'inserimento di aste di controvento con dissipatori nelle strutture intelaiate, viene condotta un'indagine numerica con riferimento a sistemi ad uno ed a più gradi di libertà, confrontando la risposta dei semplici telai con quella delle corrispondenti strutture provviste di controventi dissipativi.

A tale scopo, oltre al sistema ad un grado di libertà, si fa riferimento ad una struttura test in c.a. di cinque piani, progettata sulla base di quanto prescritto dall'Eurocodice 8. L'analisi è effettuata per diversi valori del livello di resistenza (ossia, del coefficiente di struttura) delle strutture considerate, allo scopo di osservare gli effetti prodotti dall'inserimento nella struttura dei controventi con differenti tipi di dispositivi dissipativi.

Le strutture vengono sottoposte ad una terna di accelerogrammi generati artificialmente sulla base dello spettro elastico di progetto; i risultati sono ottenuti come media di quelli relativi ai tre accelerogrammi considerati.

Inoltre, sono fatti variare con continuità, all'interno di un campo di valori ritenuto accettabile per ciascuno dei vari modelli, i parametri caratteristici di ciascun sistema dissipativo, al fine di cogliere in maniera più completa il loro effetto sul comportamento del sistema strutturale.

L'analisi dei risultati ottenuti, oltre a fornire conferme sull'efficacia dei controventi dissipativi di diverso tipo, intende dare utili indicazioni sulle relative scelte progettuali, soprattutto ai fini dell'adeguamento antisismico.

## **CAPITOLO 1**

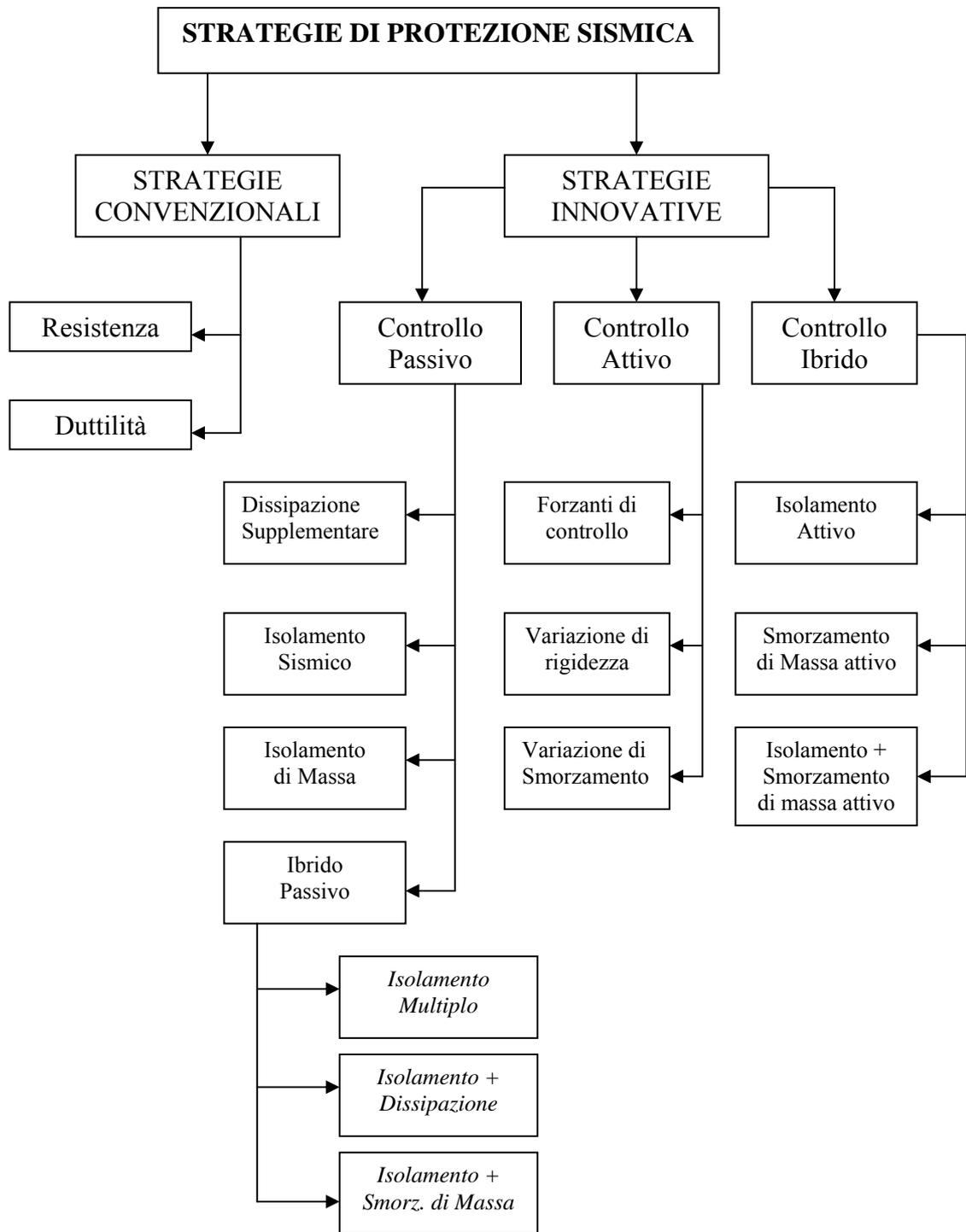
### **STRATEGIE DI PROTEZIONE SISMICA**

La progettazione in aree a rischio sismico rappresenta un problema delicato per l'ingegnere strutturista, già in fase di determinazione delle azioni, soprattutto in relazione agli obiettivi che ci si prefigge di raggiungere, ovvero:

- salvaguardia delle vite umane;
- danni limitati alle parti non strutturali;
- funzionalità delle opere di particolare importanza logistica.

I progressi compiuti nello sviluppo di tecniche innovative e l'evoluzione delle tecnologie dei materiali consentono oggi di affrontare in maniera più efficace e diretta il problema della progettazione sismoresistente.

Le diverse tecniche disponibili, allo stato delle conoscenze, sono riportate nel seguente quadro d'insieme.



## 1.1 STRATEGIE CONVENZIONALI

### 1.1.1 RESISTENZA

Tenendo conto delle incertezze (soprattutto quelle relative alle caratteristiche delle azioni sismiche), ci si rende conto che la soluzione, a cui corrispondono i più ampi margini di sicurezza, è quella di assorbire l'energia sismica in ingresso utilizzando le sole capacità elastiche dei materiali, ossia di progettare la struttura in modo che rimanga in campo elastico sotto l'azione di un qualunque evento sismico cui potrà essere soggetta nel corso della sua vita.

Questa soluzione è però inattuabile, o comunque giustificabile solo in casi molto particolari (centrali nucleari, bunker, installazioni militari), sia per l'eccessivo onere economico, sia per le limitazioni architettoniche che verrebbero a ridurre fortemente la fruibilità degli ambienti.

Per semplicità, varie generazioni di norme sismiche hanno previsto il progetto elastico, ma per un livello delle forze inerziali molto più basso di quello massimo prevedibile, ossia quello relativo ad un periodo di ritorno pari alla vita nominale della struttura ( $50 \div 100$  anni).

In tal modo, lo spettro di progetto è in realtà uno spettro inelastico, ottenuto riducendo lo spettro elastico, e la differenza viene colmata dalle risorse elasto-plastiche della struttura. Si ammette quindi, implicitamente, che la struttura possa andare in campo plastico. In passato non veniva specificato alcun accorgimento riguardo ai dettagli costruttivi, per i quali, nelle normative più recenti, vengono dettate regole di progettazione che permettono una sufficiente escursione plastica.

### 1.1.2 DUTTILITÀ STRUTTURALE E COEFFICIENTE DI STRUTTURA

Nella più recente filosofia di progettazione antisismica si assegna un ruolo fondamentale alla duttilità strutturale, intesa come possibilità di disperdere parte dell'energia sismica in ingresso come deformazione plastica.

Ciò ha determinato un modo diverso di impostare la progettazione, fondato sulla "richiesta di duttilità" oltre che sulla resistenza elastica. La progettazione di costruzioni antisismiche è tradizionalmente basata sui seguenti criteri :

- la struttura deve sopportare senza danni terremoti di entità limitata (sono ammessi lievi danni alle sole parti non strutturali quali pareti divisorie e tamponature), che però hanno maggiori probabilità di verificarsi durante la vita nominale della struttura. Ciò significa che l'energia assorbita dalla struttura deve essere completamente convertita in energia elastica di deformazione.
- la struttura deve resistere, subendo danni più o meno rilevanti ma senza pervenire al collasso parziale o totale, ai terremoti più violenti caratterizzati da più grandi periodi di ritorno (500 ÷ 1000 anni). Ciò significa fare affidamento sulla capacità deformativa della struttura in campo inelastico.

In ogni caso, nell'eventualità che si verifichi un sisma d'intensità abbastanza elevata, la resistenza di progetto non è tale da assicurare che la struttura resti in campo elastico: la struttura subisce inevitabilmente deformazioni inelastiche. Si comprende, quindi, l'importanza del controllo di tali deformazioni al fine di mantenerle entro limiti compatibili con la capacità deformativa della struttura, soprattutto per evitare che la stessa o le sue parti subiscano collasso.

Al fine del controllo delle deformazioni inelastiche, viene introdotto il concetto di "fattore di duttilità" sulla base del quale potrà essere progettata o verificata la struttura in modo da evitare il collasso o altre situazioni indesiderate.

L'individuazione di un unico parametro per caratterizzare la duttilità disponibile di una struttura presenta non pochi problemi. Le richieste di duttilità nei singoli elementi strutturali possono variare sensibilmente fra loro; inoltre, tenuto conto che generalmente il limite elastico non viene attinto da tutti gli elementi

contemporaneamente, può accadere che in uno o più elementi le deformazioni possano raggiungere i valori ultimi prima che si inneschi un meccanismo di collasso.

Diversi studi teorici hanno messo in evidenza come la distribuzione delle richieste di duttilità locale dipenda da vari fattori:

- distribuzione delle masse all'interno della struttura, nonché delle rigidezze e delle resistenze e degli elementi strutturali;
- modello e legge costitutiva assunti per simulare la risposta degli elementi;
- caratteristiche dell'eccitante sismica (contenuto in frequenza, valore di picco dell'accelerazione, intensità degli impulsi di durata non trascurabile rispetto al periodo proprio di vibrazione della struttura, etc.).

Una valutazione realistica delle richieste di duttilità è possibile solo attraverso l'uso di programmi di calcolo che consentano di effettuare l'analisi dinamica diretta sulla base di idonei modelli di comportamento non lineare della struttura e di accelerogrammi registrati o simulati, in modo da riprodurre le caratteristiche essenziali (intensità, contenuto in frequenza, durata, etc.) dei terremoti attesi nella zona interessata.

Ai fini del controllo delle deformazioni inelastiche viene introdotto il concetto di “duttilità”. Tale termine viene adottato, quindi, per designare la capacità deformativa in campo inelastico, o meglio la capacità di dissipare una significativa quantità di energia per isteresi senza che si osservi una sostanziale riduzione di resistenza.

Pertanto, un sistema strutturale, in virtù della sua “duttilità”, ovvero di quella delle sue parti componenti, è in grado di resistere ad azioni sismiche d'intensità superiore a quella corrispondente al limite elastico.

In pratica, per verificare che le deformazioni plastiche subite da una struttura siano compatibili con le reali capacità di duttilità della struttura stessa, è preferibile utilizzare parametri o indici quanto più semplici da definire, ma che diano allo stesso tempo una valutazione sintetica del grado di danneggiamento locale e/o globale della struttura.

Per semplicità si faccia riferimento al sistema ad un grado di libertà in fig. 1.1(a) e si supponga che la sua risposta possa essere descritta, come illustrato in fig. 1.1(b), sulla base di un legame forza-spostamento (f-s) di tipo elasto-plastico perfetto.

Comunque, quanto si dirà potrà essere applicato anche a sistemi strutturali più complessi, purché per descriverne il comportamento, sia possibile far riferimento ad un legame del tipo anzidetto fra un parametro di forza (F) e uno di spostamento ritenuti rappresentativi.

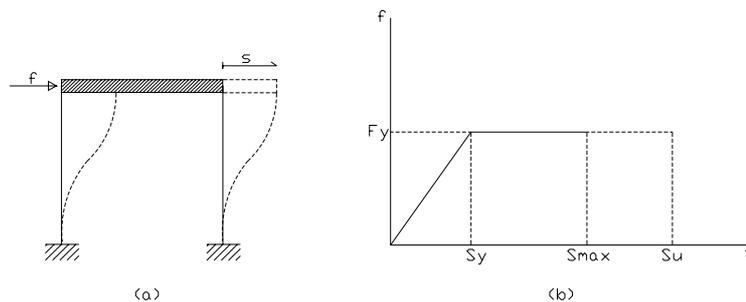


Figura 1.1

Per la misura della duttilità del sistema in fig. 1.1(a) si fa riferimento ad un “fattore di duttilità” definito, nella forma più classica, come :

$$\mu_s^{(D)} = \frac{S_u}{S_y} \quad (1.1a)$$

ovvero :

$$\mu_s^{(R)} = \frac{S_{MAX}}{S_y} \quad (1.1b)$$

a seconda che si faccia riferimento, rispettivamente, alla “duttibilità disponibile” (ossia quella che la struttura può realmente offrire) o alla “duttibilità richiesta” (ossia quella che viene effettivamente richiesta alla struttura supponendo che quest’ultima non collassi).

Con il simbolo  $S_y$  è stato indicato lo spostamento corrispondente al limite elastico, mentre  $S_u$  e  $S_{max}$  rappresentano, rispettivamente, lo spostamento ultimo (corrispondente al collasso) e lo spostamento massimo subito.

Al fine di evitare che la struttura raggiunga il suo stato limite ultimo (ossia il collasso), occorrerà controllare che risulti :

$$\mu_s^{(R)} \leq \mu_s^{(D)} \quad (1.2)$$

Facciamo riferimento ad una struttura a più gradi di libertà, come, per esempio, il telaio in fig. 1.2 soggetto ad un sistema di forze orizzontali proporzionalmente crescenti. Il legame fra il risultante  $F = \lambda \Sigma F_i$  delle forze orizzontali e lo spostamento  $\Delta$  della sommità del telaio, pur nell'ipotesi di comportamento e.p.p. del materiale, risulta generalmente multilineare.

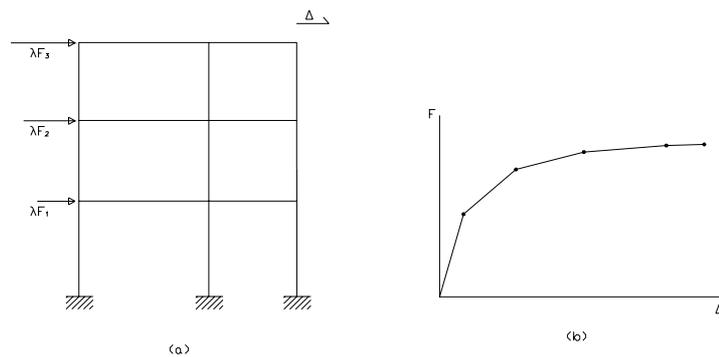


Figura 1.2

Pertanto, l'applicazione delle (1.1) richiede, più in generale, la precisazione di un criterio per individuare inequivocabilmente  $S_y$  ( $\Delta_y$  per il telaio): in fig. 1.3 sono illustrati tre diversi criteri.

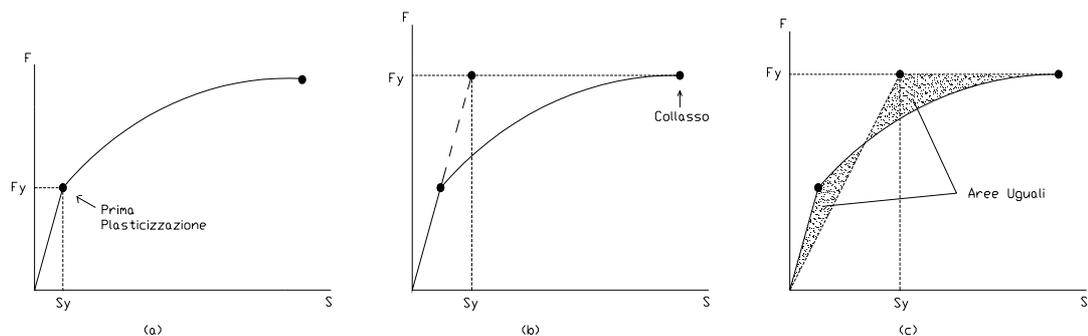


Figura 1.3

Si noti però che nelle figg. 1.1 e 1.2 è stata considerata una legge di carico di tipo monotono, mentre va tenuto presente che le azioni sismiche sono cicliche e alternate.

Pertanto, schematizzato il legame ancora come e.p.p, risulta più idonea la definizione del "fattore di duttilità ciclica", definita come il rapporto tra lo

spostamento massimo verificatosi nel corso dei diversi cicli di carico e lo spostamento al limite elastico.

Questo tipo d'analisi risulta, però, molto laboriosa, non facilmente controllabile e non certamente applicabile nella pratica progettuale.

Una procedura progettuale semplificata si basa sull'introduzione del "coefficiente di struttura" o "fattore di comportamento", definito come:

$$q = \frac{a_u}{a_y} \quad (1.3)$$

essendo  $a_u$  e  $a_y$  i valori di picco dell'accelerazione del suolo che producono, rispettivamente, il collasso o le sollecitazioni di progetto, intendendo che a queste ultime corrisponda il limite elastico.

Il significato di  $q$  può essere meglio interpretato, dal punto di vista della sua utilizzazione ai fini progettuali, se la struttura viene assimilata, almeno in prima istanza, ad un sistema ad un grado di libertà avente periodo proprio di vibrazione  $T_0$  coincidente con quello fondamentale della struttura stessa supposta elastica.

Infatti, la (1.3) può essere riscritta utilizzando le seguenti espressioni equivalenti:

$$q = \frac{S_a^{(u)}}{S_a^{(y)}} \quad (1.4a)$$

$$q = \frac{F_e^{(u)}}{F_y} \quad (1.4b)$$

avendo indicato con  $S_a^{(y)}$  e  $S_a^{(u)}$  i valori spettrali ottenuti per la pseudo-accelerazione assumendo come valori di picco dell'accelerazione al suolo  $a_y$  e  $a_u$ , rispettivamente, mentre  $F_y$  e  $F_e^{(u)}$  sono i corrispondenti sforzi nel sistema elastico (se  $m$  è la massa del sistema, si ricorda che:  $F_y = m S_a^{(y)}$  e  $F_e^{(u)} = m S_a^{(u)}$ ).

Pertanto, risulta:

$$S_a^{(y)} = S_a^{(u)} / q = a_u R(T_0, \xi) / q \quad (1.5a)$$

$$F_y = F_e^{(u)} / q = m a_u R(T_0, \xi) / q \quad (1.5b)$$

avendo indicato con  $R(T_0, \xi)$  la funzione di amplificazione della risposta elastica rispetto all'accelerazione del suolo.

Il valore massimo  $R_0$  di detta funzione che, per un determinato valore del fattore di smorzamento  $\xi$ , è tanto più alto quanto minore è la deformabilità del suolo, può essere assunto dell'ordine di  $2 \div 2,5$  per  $\xi=5\%$ .

In definitiva, le (1.5) permettono di interpretare  $q$  come il fattore di riduzione che è possibile adottare per passare dal valore spettrale  $S_a^{(u)}$  all'analogo valore  $S_a^{(y)}$ , ovvero per passare dalla resistenza  $F_e^{(u)}$ , che sarebbe richiesta al sistema per restare in campo elastico sotto l'azione del terremoto (distruttivo) di progetto, alla resistenza  $F_y$  che, assegnata al sistema, comporta, per effetto dello stesso terremoto, una duttilità richiesta pari a quella disponibile (fig. 1.4).

Le (1.5) possono essere utilizzate ai fini del calcolo delle sollecitazioni di progetto mediante un'analisi elastica (statica o pseudo-dinamica), una volta che siano assegnati  $a_u$  e  $q \geq 1$  secondo opportuni criteri. L'Eurocodice 8 adotta uno spettro inelastico di progetto basato sull'assunzione di un valore costante di  $q$  per  $T_0 > T_1$  ( $T_1 = 0,2 \div 0,3$  s); mentre viene assunto un valore linearmente decrescente per  $T_0 < T_1$ , in modo da avere  $q \rightarrow 1$  (ossia non si fa affidamento sulla duttilità) per  $T_0 \rightarrow 0$ .

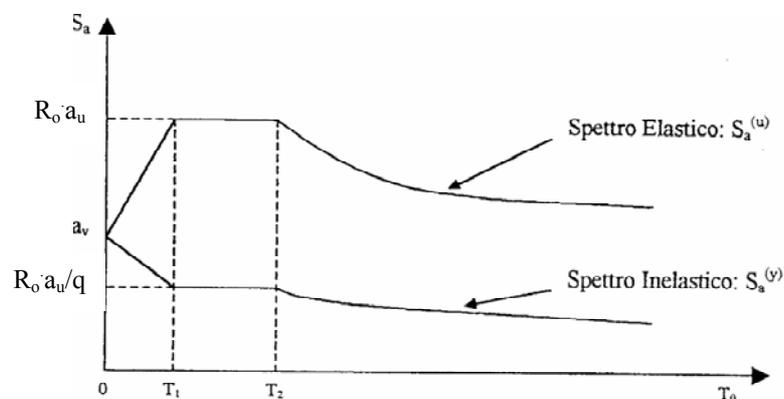


Figura 1.4

Più complessa è la determinazione di  $q$  secondo la (1.3) nel caso di strutture a più gradi di libertà. Infatti, i risultati anzidetti sono solo indicativi e si rende necessario studiare direttamente il comportamento della struttura a più gradi di libertà.

Data una certa struttura (per es., un telaio) ed una legge temporale  $a(t) = \alpha a'(t)$  di accelerazione del suolo (fig. 1.5), la valutazione di  $q$  può essere fatta come segue:

facendo variare il coefficiente  $\alpha$  si può ottenere, attraverso un'analisi dinamica diretta, la relazione  $F_{\max}$ - $a_{\max}$  fra il valore massimo attinto nel tempo dalla risultante delle azioni sismiche orizzontali (per esempio, nel caso del telaio tale valore è pari a quello massimo  $T_{\max}$  attinto dal tagliante di base) ed il valore di picco dell'accelerazione del suolo.

Quindi, possono essere individuati  $a_y$  e  $a_u$  in base ai quali valutare  $q$  secondo la (1.3): per esempio,  $a_y$  può essere individuato, come illustrato in figura, secondo uno fra i criteri indicati in fig. 1.3, mentre  $a_u$  corrisponde all'attingimento delle deformazioni ultime in almeno una "regione critica" della struttura.

Ovviamente ai fini progettuali sarebbe necessario svolgere tale tipo di analisi per un numero abbastanza grande di accelerogrammi registrati o attesi nella zona interessata (per es., simulati artificialmente in modo da riprodurre lo spettro di progetto), ma ciò risulta poco agevole.

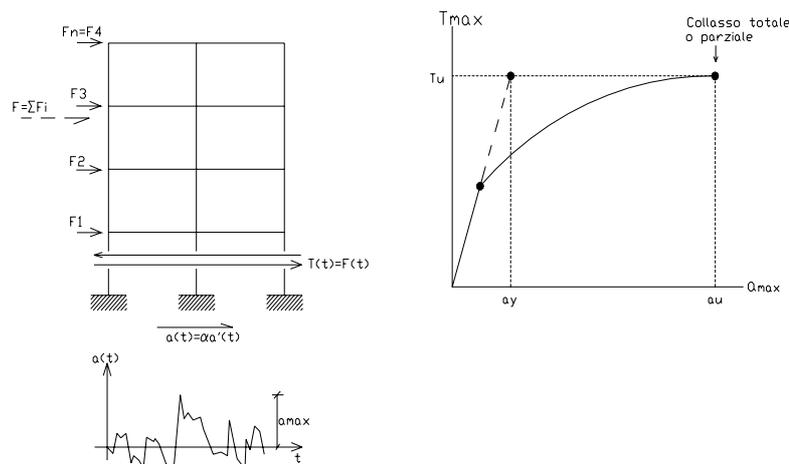


Figura 1.5

Per semplicità operativa si rende indispensabile la scelta di un opportuno valore di  $q$ , che, come già detto, a fini progettuali viene assunto costante, almeno per  $T_0$  abbastanza grande.

La proposta dell'Eurocodice 8 indica diversi valori di  $q$  a seconda:

- del sistema strutturale
- della "classe di duttilità"
- della "classe di regolarità".

## 1.2 STRATEGIE NON CONVENZIONALI

Da qualche decennio si è venuto affermando il concetto di isolamento sismico, realizzabile mediante tecniche e sistemi di controllo della risposta strutturale. Tali tecniche mirano alla riduzione delle azioni sismiche grazie ad opportuni dispositivi, sistemati all'esterno o all'interno della struttura, ma comunque nettamente distinti da essa, e per i quali le proprietà richieste siano affidabilmente conseguibili, controllabili e costanti nel tempo. In tal modo, le forze sismiche realmente applicate alla costruzione vengono drasticamente ridotte a monte e non all'interno della struttura.

I vantaggi concreti derivanti dall'adozione dei dispositivi riduttori di forze nelle costruzioni possono essere molteplici.

In primo luogo, si riduce drasticamente l'intensità massima delle forze sismiche trasmesse alla struttura in elevazione, con fattori di riduzione in funzione del tipo di dispositivo adottato, della struttura e delle caratteristiche del sisma di progetto. Ciò significa la possibilità di ridurre considerevolmente, da 2 a 4 volte, le azioni di progetto con i conseguenti riflessi positivi sui costi di costruzione.

Un'altra importante prerogativa è quella di avere spostamenti differenziali quasi trascurabili tra i piani di un edificio, a causa della rigidità laterale molto elevata della struttura in confronto a quella dei dispositivi riduttori.

Viene in tal modo garantita l'integrità degli elementi non strutturali. Si elimina o quasi il problema di dover valutare il livello di duttilità disponibile e si studia un modello in cui il comportamento anelastico è sostanzialmente concentrato in pochi elementi, i riduttori, dei quali è possibile con esattezza conoscere la risposta a storie di carico ciclico; tutta la struttura infatti, soggetta a bassi valori di forza, lavora invece praticamente sempre in fase elastica lineare.

Le strategie di controllo della risposta seguono tre filoni principali:

- il "controllo passivo";
- il "controllo attivo" di recente acquisizione nell'ingegneria antisismica;
- il "controllo ibrido", come applicazione congiunta delle strategie precedenti.

### 1.2.1 CONTROLLO PASSIVO

Fanno parte del controllo passivo le tecniche che mirano a disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno ("isolatori") o che mirano a dissipare l'energia sismica in ingresso mediante opportuni dispositivi ("dissipatori").

Naturalmente nessuna delle due tecniche esclude l'altra; possono, infatti, essere usate anche contemporaneamente a formare i cosiddetti sistemi misti a "smorzamento di massa" e "ibrido passivo". Seguendo un approccio di tipo energetico, si può inquadrare il problema sismico scrivendo la seguente equazione di bilancio:

$$E_{in}(t) = E_s(t) + E_h(t) + E_k(t) + E_v(t) + E_f(t)$$

in cui:

$E_{in}(t)$  = energia in ingresso;

$E_s(t)$  = energia elastica di deformazione assorbita dalla struttura (recuperabile);

$E_h(t)$  = energia globalmente dissipata per isteresi (dagli elementi strutturali e/o da opportuni dispositivi);

$E_k(t)$  = energia cinetica dell'intero sistema strutturale;

$E_v(t)$  = energia dissipata per smorzamento viscoso;

$E_f(t)$  = energia dissipata per attrito.

Gli effetti del sisma possono essere ridotti aumentando la frazione di energia dissipata:

$$E_{dis} = E_{h(dispositivi)}(t) + E_v(t) + E_f(t)$$

oppure riducendo l'energia in ingresso.

### **Isolatori**

Gli isolatori sono dispositivi di elevata flessibilità, in grado di esaltare la capacità deformativa della struttura spostando il comportamento dinamico della stessa verso periodi più elevati, riducendo in tal modo il richiamo di forze inerziali ovvero limitando l'energia in ingresso. In sintesi, il funzionamento e l'efficacia di tali dispositivi consiste nello spostare il campo di risposta strutturale nelle zone basse dello spettro di risposta (fig. 1.6):

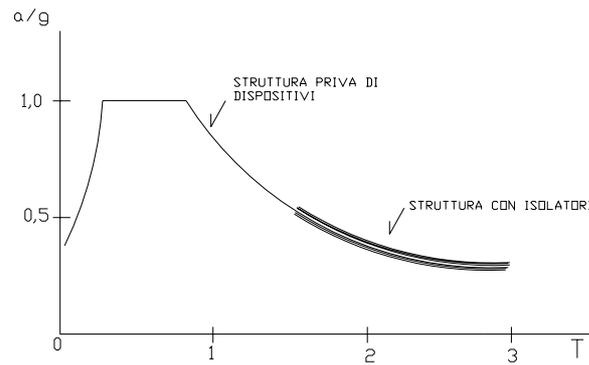


Figura 1.6

Nell'equazione del moto :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{u\}$$

gli isolatori puri (anche se nella pratica non può esistere un isolatore puro, poiché nessun meccanismo è in teoria esente da fenomeni isteretici di dispersione) intervengono a modificare unicamente la matrice delle rigidezze  $[K]$ .

Gli isolatori sono costituiti da un'alternanza di strati di gomma naturale o sintetica e piastre metalliche (fig. 1.7), resi fortemente aderenti fra loro mediante l'incollaggio con formulati sintetici o più frequentemente con un processo di vulcanizzazione.

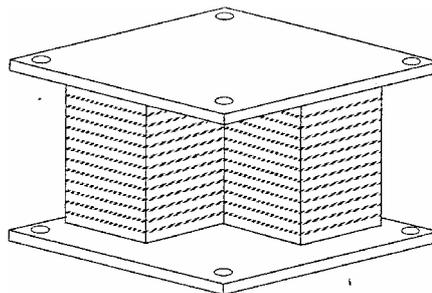


Figura 1.7: Isolatore.

La disposizione più naturale (fig. 1.8) è alla base dell'edificio fra fondazione ed elevazione, in modo da costituire il cosiddetto schema di "base isolation".

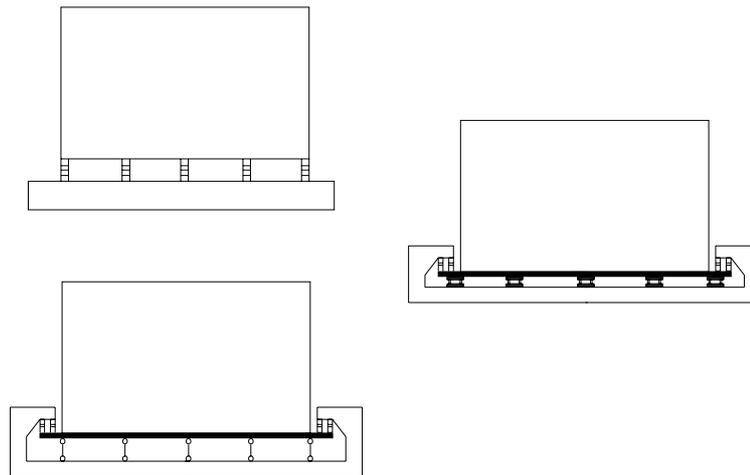


Figura 1.8: Sistemi di isolamento.

Un sistema di isolamento sismico concepito secondo i canoni dello schema suddetto, deve essere caratterizzato da una serie di requisiti tecnici, non necessariamente presenti contemporaneamente:

- un sistema di vincoli elastici in grado di far slittare in maniera sensibile il periodo naturale della struttura portandolo nel campo delle minori accelerazioni spettrali;
- un sistema di vincoli deformabili plasticamente atto a dissipare energia per isteresi plastica e limitare così la forza massima trasmessa alla sovrastruttura, in funzione della soglia plastica prescelta;
- un sistema di smorzamento di tipo viscoso o di tipo plastico associato in genere al primo sistema, ove occorra, per limitare le deformazioni massime attese;
- un sistema di vincoli a comportamento rigido-fragile la cui funzione è quella di veri e propri fusibili con resistenze poco al di sopra di quelle prevedibili in esercizio, al fine di contenere gli spostamenti prodotti in esercizio da sismi medio-deboli o dal vento.

Tuttavia la protezione con tecniche di isolamento può dar luogo, in alcuni casi, ad una risposta strutturale peggiore rispetto a quella convenzionale. Ciò avviene quando l'energia sismica è concentrata nelle basse frequenze, come ad esempio nei terremoti del 1977 in Romania e 1985 in Messico.

In questi casi, infatti, la frequenza fondamentale di una struttura isolata può ricadere nel range di frequenze associate al principale contenuto di energia del terremoto, causando una pseudo-risonanza.

## **Dissipatori**

I sistemi a dissipazione di energia sono costituiti da elementi che consumano l'energia in ingresso (per attrito, isteresi, viscosità, viscoelasticità, etc.), incrementando così la capacità di smorzamento della costruzione e con essa l'entità delle forze sismiche ammissibili.

In sintesi, il funzionamento e l'efficacia di tali dispositivi consiste nell'abbattere lo spettro di risposta (fig. 1.9):

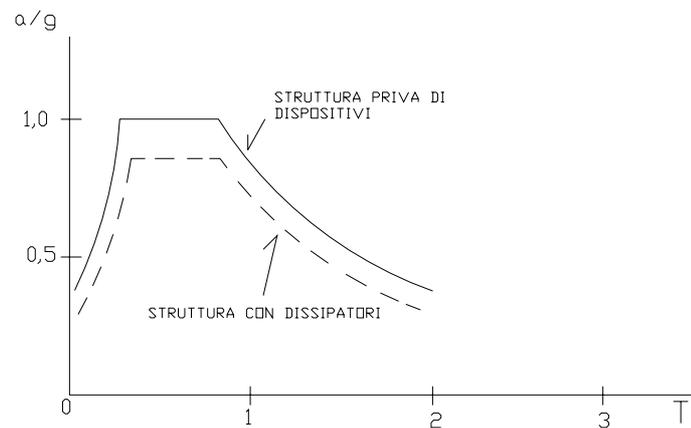


Figura 1.9

Nell'equazione del moto :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{u\}$$

i dissipatori puri intervengono a modificare unicamente la matrice dello smorzamento viscoso  $[C]$ . Una classificazione delle tipologie di dispositivi dissipativi può essere effettuata in base alle modalità di trasformazione dell'energia sismica. Distinguiamo quindi:

- dissipatori ad attrito, in cui la dissipazione avviene in appositi giunti mediante scorrimento fra superfici rivestite di materiale ad alto coefficiente di attrito (per es., ferodo);
- dissipatori isteretici, con i quali viene consumata energia attraverso la plasticizzazione di elementi in acciaio o piombo;

- dissipatori viscosi, costituiti da speciali apparecchiature oleodinamiche in cui è contenuto un liquido altamente viscoso;
- dissipatori viscoelastici, che devono il loro comportamento elastico-dissipativo alle proprietà meccaniche di un polimero (solido) ovvero di uno speciale fluido polimerico di composizione siliconica;
- dissipatori elettro-reologici (oppure magneto-reologici), in cui viene sfruttata la sensibilità ai campi elettrici (magnetici) di particolari fluidi per modificare, durante l'eccitazione sismica, il comportamento dissipativo.

La collocazione dei dispositivi dissipativi può avvenire sia all'esterno che all'interno della struttura (fig. 1.10). All'esterno possono essere sistemati alla base o lateralmente alla struttura; all'interno, nel caso di strutture intelaiate, la disposizione più frequente e razionale è quella in corrispondenza dei controventi, nei quali si concentrano le funzioni irrigidente e dissipativa.

Se è presente un nucleo di irrigidimento, la sistemazione più opportuna è nelle zone di maggiori spostamenti relativi fra nucleo e struttura circostante, quindi lateralmente, a livello dei vari piani, a seguire i movimenti traslazionali degli impalcati, o nelle zone adiacenti alla base, per sfruttare gli spostamenti verticali conseguenti alle rotazioni del nucleo.

La disposizione ai piani è utilmente impiegabile anche nel caso di strutture ad impalcati sospesi.

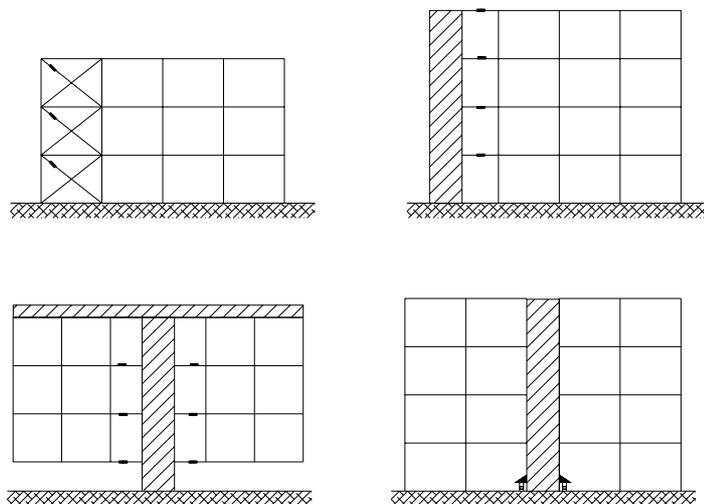


Figura 1.10: Possibili collocazioni dei dispositivi dissipativi.

### **Smorzamento di massa**

Lo smorzamento di massa è una tecnica classica di riduzione dell'ampiezza di oscillazione ben nota in Meccanica delle vibrazioni, che viene utilizzata per il controllo delle vibrazioni, dovute al vento e/o ad un sisma moderato, di edifici di grande altezza.

Il dispositivo, generalmente collocato sulla copertura degli edifici, viene messo in azione dal movimento della struttura su cui è montato, dalla quale sottrae energia esercitando una retroazione inerziale in opposizione di fase. L'efficacia per la riduzione della risposta nel caso di eccitazioni sismiche di grande intensità è considerata alquanto ridotta, poiché il sistema satellitare di controllo consente di ridurre l'amplificazione solo in una banda ristretta di frequenze, generalmente centrata su quella fondamentale, mentre il contenuto in frequenza del sisma è esteso in un campo di frequenze sensibilmente più vasto. Il modello di funzionamento di un sistema con smorzamento di massa è illustrato in fig. 1.11(a).

### **Ibrido passivo**

Il sistema combinato "isolamento alla base" + "smorzamento di massa" costituisce quello che viene denominato ibrido passivo. In tal caso l'effetto della riduzione dell'amplificazione in banda stretta, si coniuga molto bene con l'isolamento alla base in quanto nei sistemi isolati il modo fondamentale risulta dominante. Ne consegue che il sistema è efficace nella riduzione delle vibrazioni sismiche. Il modello per questo sistema è illustrato in fig. 1.11(b).

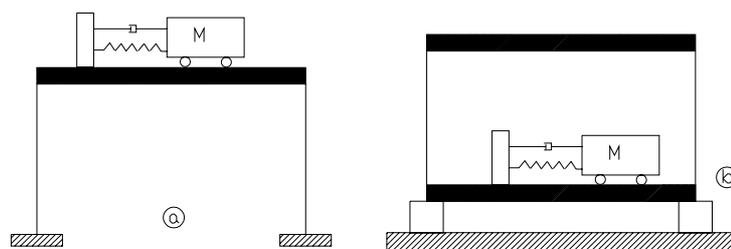


Figura 1.11

### 1.2.2 CONTROLLO ATTIVO

Il controllo attivo comprende l'insieme di quei sistemi dotati della capacità di intervenire nel processo dinamico attraverso apporto di energie esterne, in funzione dello stato istantaneo generato dalle azioni esterne, mediante contromisure "intelligenti", in modo da regolare più favorevolmente il processo dinamico cui sono soggetti.

I sistemi che utilizzano il controllo attivo sono costituiti da sensori che misurano l'eccitazione esterna, controllers per processare i segnali e attuatori per la generazione delle forze di reazione.

Le modifiche che si possono apportare ad un sistema strutturale intervenendo mediante il controllo attivo sono essenzialmente di tre tipi :

- variazione delle caratteristiche proprie del sistema, quali massa efficace e rigidità in modo da "desintonizzare" la frequenza strutturale da quella sismica;
- applicazione di forzanti di regolazione tramite controventi attivi o sistemi di tiranti che applicano forze di controllo direttamente alla struttura (efficace per strutture leggere in cui le forze di controllo richieste non sono elevate);
- combinazione congiunta di entrambi gli approcci.

### 1.2.3 CONTROLLO IBRIDO

L'applicazione di un sistema di regolazione attivo ad un sistema già dotato di controllo passivo dà luogo al cosiddetto controllo ibrido con il vantaggio che, a parità di prestazioni, forze ed energie di controllo risultano essere generalmente più ridotte di quelle necessarie alla regolazione di un sistema privo di controllo passivo. Esempi rilevanti di sistemi ibridi sono i seguenti:

- isolamento attivo, in cui sono utilizzate contemporaneamente la tecnica di “base isolation” e quella di controllo attivo con l'applicazione di forzanti di controllo (fig. 1.12a);
- smorzamento di massa attivo, come evoluzione della corrispettiva tecnica di controllo passivo, in cui il controllo viene applicato per estendere il campo di frequenze in cui il sistema risulta efficace (fig. 1.12b);
- isolamento passivo con lo smorzamento di massa attivo, che costituisce una delle tecniche antisismiche dell'ultima generazione. Tale tecnica consiste nell'aggiungere un controllo attivo al sistema satellitare a smorzamento di massa dell'ibrido passivo. In questo caso si realizza un ulteriore potenziamento dell'effetto di riduzione delle vibrazioni rispetto al caso passivo ed inoltre questa tecnica è in grado di esercitare effetti di riduzione, su un campo più vasto di frequenze (fig. 1.12c).

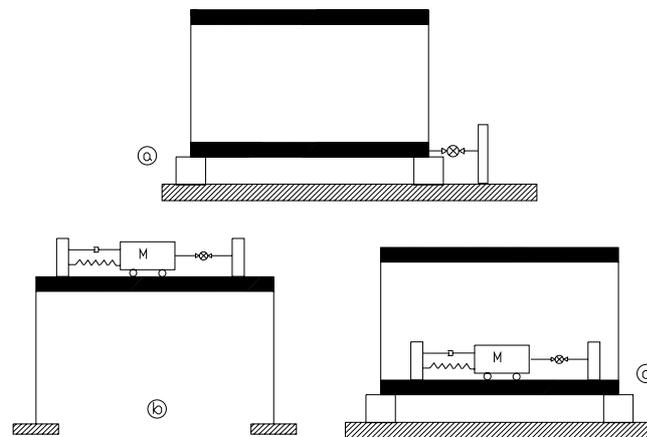


Figura 1.12: Sistemi a controllo ibrido.

## CAPITOLO 2

### I CONTROVENTI DISSIPATIVI

#### 2.1 PREMESSA

Per la riduzione delle vibrazioni dovute all'azione del vento e per la mitigazione degli effetti sismici sulle strutture intelaiate, si ricorre all'inserimento, nelle maglie delle strutture medesime, di aste metalliche di controvento (fig. 2.1). L'utilizzo di tali elementi è diffuso anche in caso di adeguamento, sia quando la struttura originaria è in acciaio, sia quando è in cemento armato.

In seguito all'inserimento dei controventi, bisogna assicurarsi che il nuovo regime di sforzi sia efficacemente trasferito alla struttura originaria e da questa assorbito. In caso contrario, è necessario eseguire adeguati interventi di rinforzo.

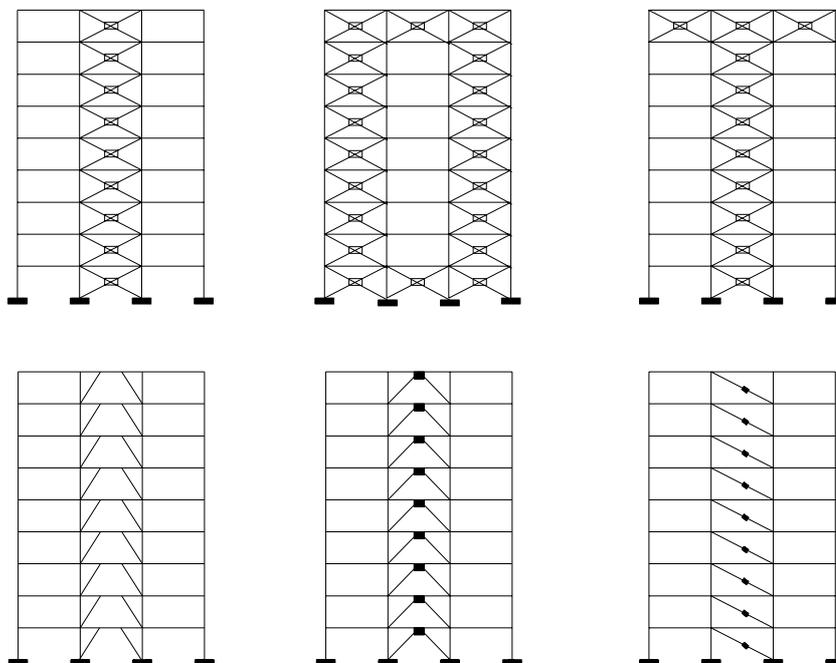


Figura 2.1: Configurazioni tipiche di controventi dissipativi.

Tale tecnica, che trova naturale applicazione quando la struttura è in acciaio, viene utilizzata anche quando la stessa è in cemento armato, inserendo saldamente nelle sue maglie dei telai metallici irrigiditi dai controventi.

A parte le cautele riguardanti la struttura originaria, comuni del resto a tutti gli interventi di adeguamento antisismico, si possono avere seri inconvenienti riguardo al comportamento delle diagonali di controvento in conseguenza della loro particolare disposizione.

Infatti, se da una parte dette diagonali forniscono un considerevole contributo in termini di rigidezza e resistenza nei riguardi di azioni orizzontali come quelle prodotte da vento o da sismi di moderata intensità, d'altra parte, in occasione di sismi importanti, la loro capacità dissipativa è compromessa (e quindi notevolmente ridotta) a causa dei fenomeni d'instabilità e di plasticità.

Per ovviare ai suddetti inconvenienti, si potrebbe adottare un sistema a controventi eccentrici (fig. 2.2), che con un opportuno dimensionamento degli elementi di trave che funzionano come "cerniere a taglio", consente di controllare il fenomeno dell'instabilità dei controventi stessi.

Va tenuto presente, però, che a seguito di un sisma violento sono attese notevoli deformazioni plastiche a tutti i piani in corrispondenza di tali elementi di travi e quindi si richiedono costosi interventi di riparazione.

Inoltre, l'adozione di controventi eccentrici ai fini dell'adeguamento antisismico di strutture intelaiate in cemento armato risulta problematica quando le massime deformazioni attese per i suddetti elementi di trave raggiungono valori incompatibili per la struttura originaria, a meno di non ricorrere a costosi e difficoltosi interventi di rinforzo.

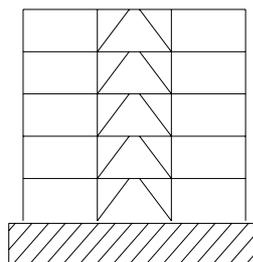


Figura 2.2 : Schema a controventi eccentrici.

In combinazione con gli ordinari sistemi di controventamento, si possono adottare opportuni dispositivi in grado di dissipare, per attrito, per isteresi o in altri modi, buona parte dell'energia ceduta all'intero sistema strutturale durante un sisma violento.



(a)



(b)

Figura 2.3 Controventi utilizzati per l'adeguamento sismico (a) e dettaglio dell'elemento dissipativo (b).

I vantaggi nell'adottare soluzioni di questo tipo sono i seguenti:

- in condizioni di esercizio (sismi medio-deboli), la presenza dei controventi determina una rigidezza sufficiente a contenere gli spostamenti laterali;
- per sismi di forte intensità, lo scorrimento nei giunti determina un incremento della flessibilità della struttura riducendo il richiamo di forze sismiche;
- la dissipazione di energia evita o per lo meno ritarda il danneggiamento degli elementi strutturali.

I numerosi tipi di controventi dissipativi disponibili in letteratura differiscono sia per la particolare disposizione dei controventi (diagonali semplici, a X, a K concentrici o eccentrici) che per le caratteristiche del dispositivo dissipativo, in particolare per il modo in cui viene dissipata l'energia (attrito, isteresi, viscosità, viscoelasticità).

Differenti disposizioni dei controventi dissipativi sono riportati in figura 2.4.

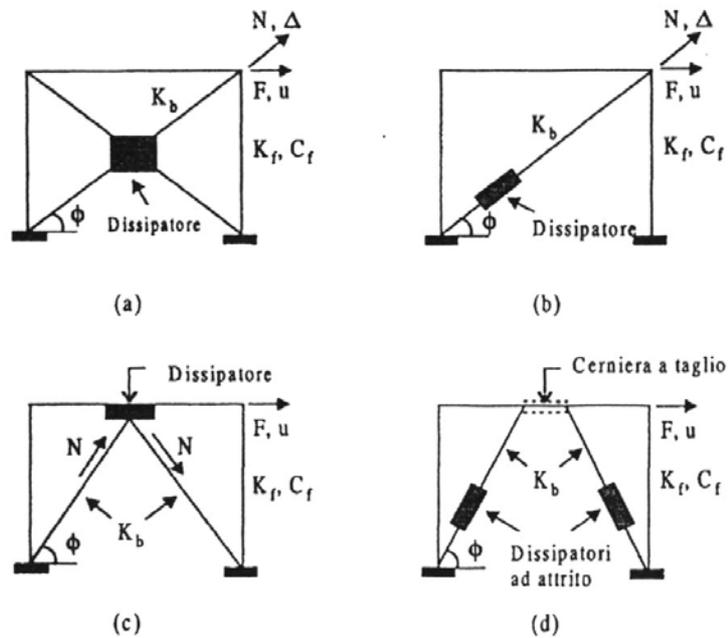


Figura 2.4 : Tipiche disposizioni dei controventi dissipativi.

Le strutture controventanti sono abitualmente realizzate in due modi differenti. Possono essere dei nuclei in calcestruzzo armato, solitamente disposti attorno ai vani scala, oppure possono essere realizzate con strutture reticolari in acciaio, collocando delle diagonali fra i nodi travi-colonna. In questo caso gli schemi più usuali sono quelli a “V” e a “Croce di Sant’Andrea”, ma si possono avere anche configurazioni differenti (figg. 2.5 e 2.6).

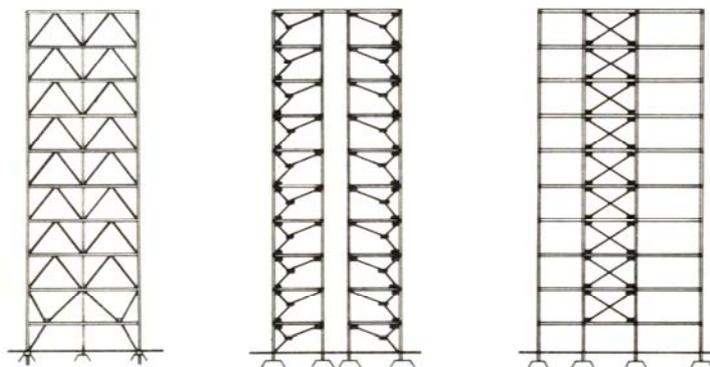


Figura 2.5 : Schemi di strutture controventate.

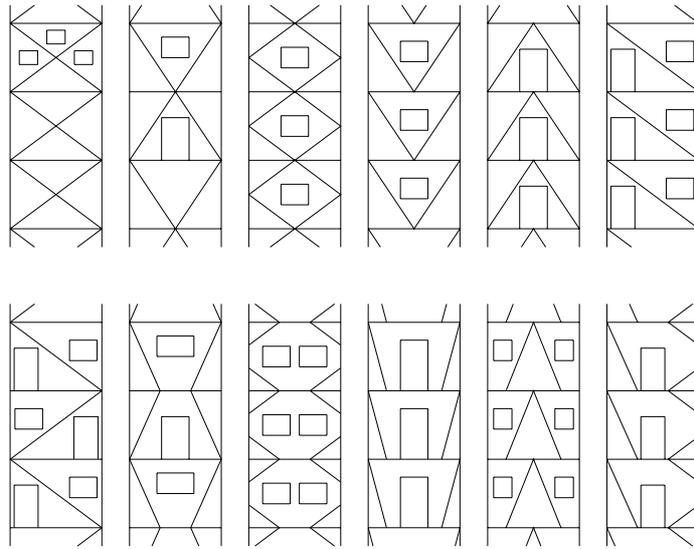


Figura 2.6 : Diversi esempi di controventamenti con diagonali.

Le aste di controvento vengono solitamente realizzate mediante barre, profilati a L, a C o a doppio T o anche, più raramente, utilizzando sezioni tubolari (fig. 2.7).

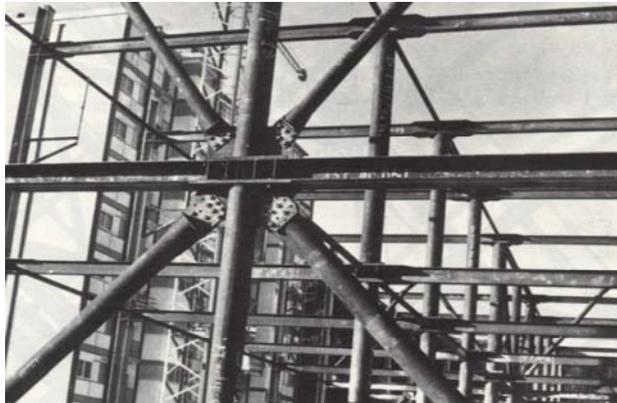


Figura 2.7: Controventi verticali, con giunzione al nodo trave-colonna, realizzati con tubi.

## 2.2 SISTEMI DI CONTROVENTAMENTO CON DISPOSITIVI DISSIPATIVI: TIPOLOGIE E MODELLAZIONE

Un sistema di controventamento tradizionale con diagonali disposte a croce di Sant'Andrea (fig. 2.8.a) presenta l'inconveniente di avere una scarsa capacità dissipativa per sollecitazioni cicliche alternate di notevole intensità, come, in particolare, quelle prodotte da un sisma violento. Infatti, se una diagonale temporaneamente compressa va in carico di punta, essa non rientra in funzione all'invertirsi del verso della sua deformazione, prima che sia riguadagnata nell'altra direzione la deformazione precedentemente subita (fig. 2.8.b).

Di conseguenza, il contributo complessivo fornito dalle diagonali, ai fini dell'equilibrio a traslazione orizzontale del piano generico, dà luogo ad una risposta caratterizzata da una scarsa capacità dissipativa, come illustrato in figura 2.8.c nell'ipotesi in cui il carico critico delle diagonali sia trascurabile.

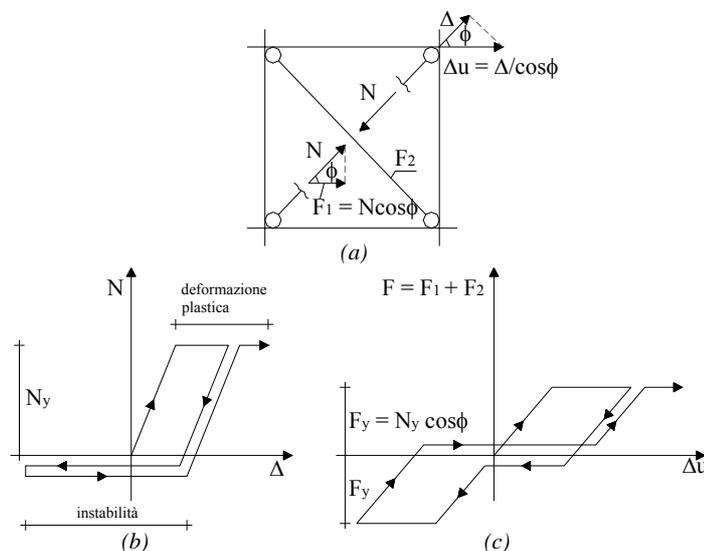


Figura 2.8 : Sistema di controventamento tradizionale e sua risposta.

Al fine di migliorare la capacità dissipativa, gli ordinari sistemi di controventamento vengono provvisti di un apposito dispositivo, che deve essere facilmente accessibile, per consentirne l'ispezione, e facilmente sostituibile, qualora se ne ravveda la necessità.

I dissipatori sono dispositivi che disperdono parte dell'energia proveniente dal sisma ed annullano o riducono l'energia di deformazione, elastica o plastica, immagazzinata dalla costruzione. Per fissare le idee, il comportamento di un dissipatore elasto-plastico o elasto-viscoso può essere definito attraverso curve del tipo illustrato in figura 2.9.

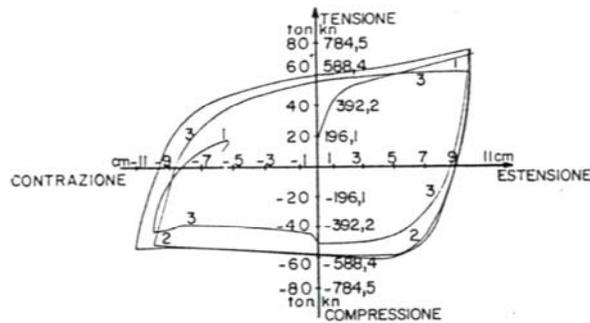


Figura 2.9 : Schema di comportamento di un dissipatore elasto-plastico o elasto-viscoso.

La duttilità disponibile del dissipatore,

$$\mu_d = \frac{\delta_u}{\delta_s} \quad (2.1)$$

deve essere non minore di quella richiesta,

$$\mu_r = \frac{\delta_{\max}}{\delta_e} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_s} \quad (2.2)$$

in cui  $\delta_{\max}$  è lo spostamento massimo, dovuto al sisma o al vento, nel sistema struttura-dissipatore, che viene calcolato in base allo spettro di risposta di spostamento, mentre  $\delta_e$  è lo spostamento al limite elastico del sistema stesso e, se la deformabilità della costruzione è trascurabile rispetto a quella del dispositivo, viene fatto coincidere con quello del dissipatore  $\delta_s$ .

La dissipazione d'energia è tanto migliore quanto più la curva reale di comportamento tende a coincidere con la schematizzazione lineare a tratti, cioè quanto più elevato è il rendimento del dissipatore

$$\rho = \frac{D_{cr}}{A_{ci}} \quad (2.3)$$

che esprime il rapporto fra le aree racchiuse dalla curva di comportamento reale e da quella di comportamento ideale (fig. 2.10).

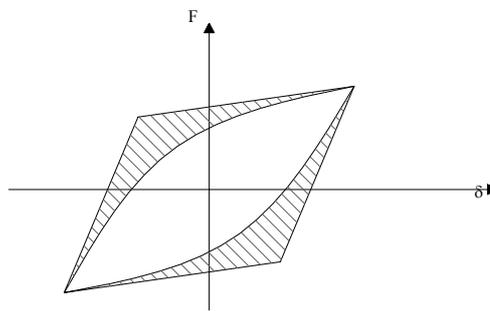


Figura 2.10 : Curve di comportamento reale ed ideale di un dissipatore.

Inoltre, il buon comportamento di un dissipatore dipende anche dalla capacità di mantenere inalterati nel tempo, sotto carichi ciclici, i valori della rigidezza, della forza e dello spostamento limite, oltre che della quantità di energia dissipata per ogni ciclo.

Differenti disposizioni dei controventi dissipativi sono riportate in figura 2.11, mentre in figura 2.12 sono schematicamente illustrate le risposte dei principali tipi di dispositivo in funzione della corrispondente forma di dissipazione dell'energia (attrito, isteresi, viscosità o viscoelasticità). In particolare, nel caso dei dispositivi di tipo viscoso e viscoelastico (figure 2.12.c e 2.12.d) si è fatto riferimento ad una legge di spostamento di tipo armonico.

I sistemi illustrati in figura 2.11.a e in figura 2.11.b, pur utilizzando differenti dispositivi dissipativi (rispettivamente ad attrito e isteretici per plasticizzazione di metalli) disposti nella zona centrale delle due diagonali di controvento, sfruttano entrambi un meccanismo di quadrilatero articolato,

attraverso il quale è possibile incrementare la capacità dissipativa del sistema di controventamento tradizionale, costituito dalle sole diagonali a croce di Sant'Andrea.

Il dispositivo è predisposto in maniera tale che, sotto particolari condizioni di carico dei controventi, si ha dissipazione di energia per attrito, in appositi giunti con scorrimento fra superfici scabre, oppure per isteresi, con plasticizzazione di elementi a resistenza controllata.

Si può però avere l'inconveniente di vibrazione fuori piano per la posizione dei dispositivi, ossia di masse consistenti nella zona centrale dei controventi, inconveniente trascurabile invece negli altri sistemi, in cui i dispositivi, di massa più ridotta, sono disposti nelle zone terminali delle aste.

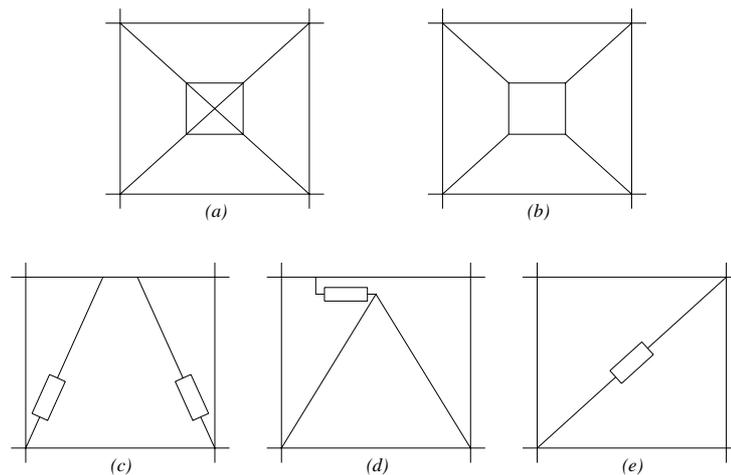


Figura 2.11 : Tipiche disposizioni dei controventi dissipativi.

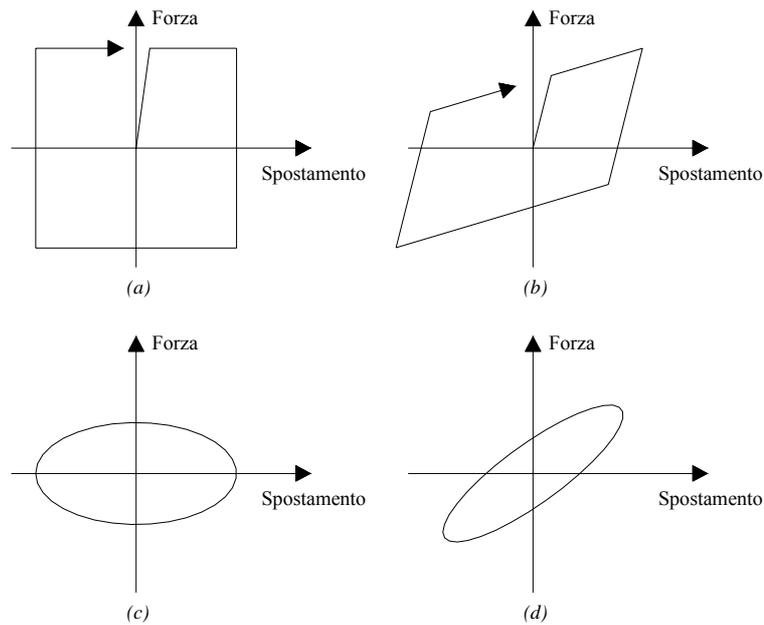


Figura 2.12 : Risposte dei dispositivi dissipativi con diverse forme di dissipazione dell'energia: (a) attrito; (b) isteresi; (c) viscosità; (d) viscoelasticità.

Passando alla descrizione dei sistemi con cui si realizzano in concreto i dissipatori, a seconda del modo in cui si consegue la dissipazione di energia, si distinguono diverse classi che andiamo ad esaminare:

- dissipatori con smorzamento indipendente dalla velocità;
- dissipatori con smorzamento dipendente dalla velocità.

### 2.2.1 DISSIPATORI CON SMORZAMENTO INDIPENDENTE DALLA VELOCITÀ

Rientrano in tale categoria i sistemi di smorzamento che manifestano un comportamento isteretico stabile e forme di dissipazione di energia indipendenti dalla velocità del moto (ad es., attrito o isteresi per plasticizzazione di metalli); in essi l'attivazione del dispositivo avviene quando sono superati prefissati livelli dello sforzo applicato.

Diversi studi sperimentali sono stati condotti per verificare l'efficacia dei sistemi di controllo passivo utilizzando dissipatori ad attrito e ad isteresi (tab. 2.1).

Applicazioni in campo strutturale (Soong e Dargush, 1997; Housner et al., 1997) di dispositivi dei tipi visti in precedenza hanno riguardato sia nuove costruzioni (ad esempio: il *Sonic Office Building* a Omiya, Giappone, edificio in acciaio di 31 piani realizzato nel 1988; alcuni edifici in acciaio dell'area di ricerca C.N.R. di Roma-Frascati, del 1989; la *Concordia University* a Montreal, Canada, complesso realizzato nel 1991, composto da due edifici, di sei e dieci piani, collegati da una galleria) che interventi di recupero di strutture esistenti (ad esempio: il *Casino* di Montreal, Canada, struttura in acciaio di 8 piani adeguata nel 1992; il *Cardiology Hospital Building*, Messico, edificio in c.a. a sei piani, costruito nel 1970 e adeguato nel 1990).

Tabella 2.1 : Prove sperimentali, disponibili in letteratura, per strutture in acciaio ed in c.a. irrigidite da controventi metallici con dissipatori ad attrito e ad isteresi.

<i>Autori</i>	<i>Struttura test</i>	<i>Prova</i>
Bergman e Goel, 1987	portale in acciaio (scala reale)	pseudo-dinamica
Filiatrault e Cherry, 1987	telaio in acciaio a 3 piani e 3 campate (scala 1/3)	tavola vibrante
Whittaker et al., 1991	edificio in c.a. a 3 piani ed una campata nelle direzioni x ed y (scala 1/3)	tavola vibrante
Tsai et al., 1993	telaio in acciaio a 2 piani ed una campata (scala reale)	pseudo-dinamica

### 2.2.1.1 DISSIPATORI AD ATTRITO

Il sistema per la conversione dell'energia cinetica in energia dissipata per attrito è analogo a quanto avviene per gli autoveicoli, in cui un meccanismo frenante, costituito da due superfici che scorrono relativamente, provvede ad effettuare questa trasformazione.

Un ruolo importante giocano i materiali a contatto, dalla cui natura dipende la capacità dissipativa e la stabilità per numerosi cicli di inversione del carico.

Un sistema dissipativo molto semplice può essere realizzato predisponendo un giunto scorrevole (ad attrito) per ognuna delle diagonali di controvento. Esso deve essere dimensionato in modo che si abbia scorrimento, in entrambe le direzioni di carico, per uno sforzo inferiore a quello critico  $N_{cr}$  delle aste, che restano così sempre in campo elastico. In alternativa, il dimensionamento può essere effettuato in modo tale che si abbia scorrimento solo nell'eventualità che la corrispondente diagonale sia sollecitata da uno sforzo di trazione inferiore a quello di plasticizzazione  $N_y$ ; ne consegue che le aste di controvento presentano una snellezza  $\lambda$  abbastanza elevata da assicurare che ciascuna di esse, se soggetta a compressione, sbandi in campo elastico per uno sforzo  $N_{cr}$  trascurabile.

Tale sistema dissipativo risulta poco conveniente, in quanto nel primo caso il dimensionamento delle diagonali non è economico, non essendo sfruttata al meglio la loro capacità portante in trazione; mentre nel secondo caso si ha una ridotta capacità dissipativa, poiché, nei cicli di carico successivi al primo, si ha scorrimento nel giunto se la diagonale tesa raggiunge la massima lunghezza attinta durante la precedente fase di carico.

Nell'eventualità in cui le diagonali presentano snellezza abbastanza elevata, la capacità dissipativa del sistema di controventamento può essere sensibilmente migliorata se, in alternativa al dispositivo prima considerato, ne viene installato un altro predisposto in maniera tale da consentire, in una stessa fase di carico, di recuperare in tutto o in parte l'accorciamento che subisce la diagonale compressa a causa dello sbandamento in campo elastico.

Un tale genere di dispositivo è quello proposto da Pall e Marsh (1982) (fig. 2.13), installato in corrispondenza della zona d'incrocio delle diagonali di controvento e utilizzabile anche nel caso di aste piuttosto tozze.

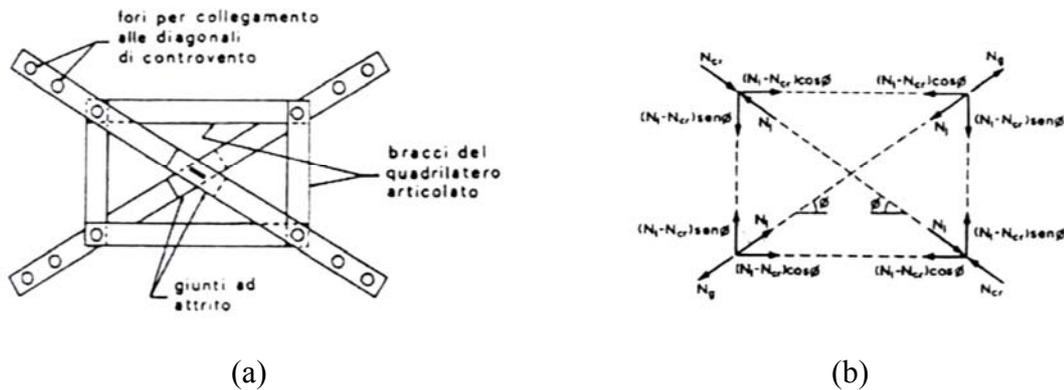


Figura 2.13 : Dissipatore ad attrito proposto da Pall e Marsh (1982) per il sistema in figura 2.11.a: (a) dispositivo; (b) forze durante la fase di scorrimento.

Esso si compone di una cella di dissipazione costituita da giunti scorrevoli, nei quali le superfici a contatto sono ricoperte di materiale ad elevato coefficiente di attrito, come il ferodo. Lo sforzo che produce scorrimento nei giunti può essere regolato osservando che, per l'equilibrio fra le forze agenti durante la fase di scorrimento, si ha:

$$N_g = 2N_1 - N_{cr} \quad (2.4)$$

avendo indicato con  $N_g$  lo sforzo nella diagonale tesa durante lo scorrimento e con  $N_1$  il corrispondente sforzo nel generico giunto. Se vengono adottate aste abbastanza snelle da assicurare lo sbandamento in campo elastico, il carico critico  $N_{cr}$  può essere trascurato e, quindi, si può assumere

$$N_g \approx 2N_1 \quad (2.5)$$

relazione in base alla quale il dispositivo stesso può essere tarato intervenendo opportunamente sulla forza di serraggio del bullone che regola lo scorrimento nei giunti.

Attraverso l'uso del dispositivo considerato è possibile conseguire, rispetto al caso dei controventi concentrici, un sensibile aumento della capacità dissipativa. La risposta delle due diagonali con dissipatore è schematizzabile come elastoplastica perfetta, con un valore della componente orizzontale della forza complessiva, corrispondente allo scorrimento, pari a  $N_g \cos \phi$ , essendo  $\phi$  l'inclinazione dei controventi rispetto alla direzione orizzontale.

Tale schematizzazione può comportare una sovrastima dell'effettiva capacità dissipativa del dispositivo; infatti, come evidenziato da Filiatrault e Cherry (1988), se durante un ciclo di carico il giunto relativo alla diagonale tesa non subisce scorrimento, il quadrilatero articolato non viene attivato e la diagonale compressa permane nel suo stato deformativo, subito a causa dello sbandamento laterale.

Inoltre, con la schematizzazione elasto-plastica perfetta si suppone implicitamente che lo scorrimento nel dispositivo sia abbastanza grande da raddrizzare perfettamente la diagonale compressa che ha subito sbandamento, ma, se lo scorrimento non è sufficientemente grande, il giunto corrispondente a tale diagonale non dissipa completamente l'energia relativa alla schematizzazione assunta.

Per il sistema in figura 2.11c, nel quale sono utilizzati controventi a V eccentrici, è stato proposto (Aiken e Whittaker, 1993) il dispositivo ad attrito illustrato in figura 2.14.a, che si avvale di una “doppia linea di difesa”, in quanto può utilizzare la capacità dissipativa connessa all'uso dei controventi eccentrici qualora, in occasione di sismi violenti, il dispositivo dissipativo ad attrito non dovesse entrare in funzione per cause accidentali.

Il suddetto dispositivo comprende i seguenti elementi:

- un albero, che, costituito da un profilo rettangolare pieno sulle cui facce laterali opposte di maggiore ampiezza sono incollate lamine di ferodo, viene collegato ai controventi;
- una camicia realizzata con due massicci profilati ad U, montati su una piastra metallica da collegare al nodo trave-pilastro;
- un sistema di precarico delle superfici di ferodo, realizzato utilizzando bulloni ad alta resistenza che, opportunamente serrati, fanno sì che l'albero scorra nella camicia quando nei controventi viene attinto un determinato sforzo.

Per il sistema in figura 2.11.d, il dispositivo dissipativo, interposto fra la mezzera della trave e la sommità dei controventi, interviene per effetto della componente orizzontale del corrispondente spostamento relativo.

Il dissipatore ad attrito che è stato utilizzato in tal caso è illustrato in figura 2.14.b (prodotto dalla Sumitomo Metals in Giappone).

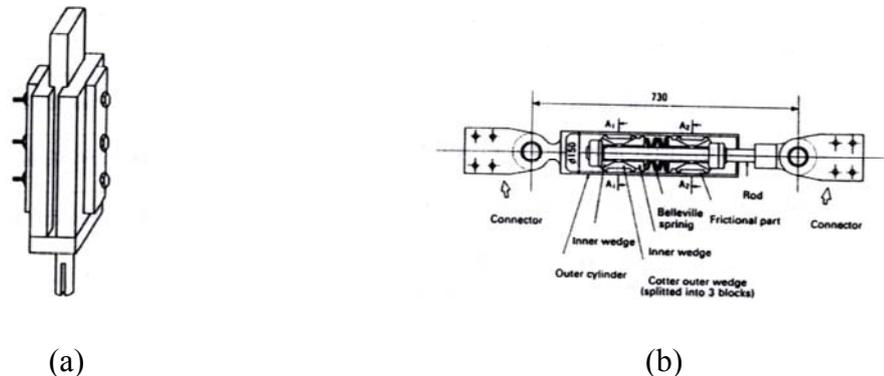


Figura 2.14. Dispositivi ad attrito: (a) sperimentato da Aiken e Whittaker (1993); (b) proposto dalla Sumitomo Metals.

I vantaggi nell'utilizzo dei dissipatori ad attrito sono riassumibili nei seguenti punti:

- capacità di dissipare energia per un grande numero di cicli;
- assenza di danneggiamento del dispositivo;
- insensibilità alle alte temperature (il coefficiente d'attrito è indipendente dalla temperatura almeno nel campo delle temperature di lavoro del dissipatore fino a circa 100°C).

Fra gli svantaggi sono da evidenziare:

- difficoltà di una sicura calibrazione dello sforzo di scorrimento realizzabile;
- dubbia affidabilità della risposta nel tempo.

La risposta di un controvento con dissipatore ad attrito può essere schematizzata con un legame  $N-\Delta$  di tipo elasto-plastico (rigido-plastico per il solo dissipatore).

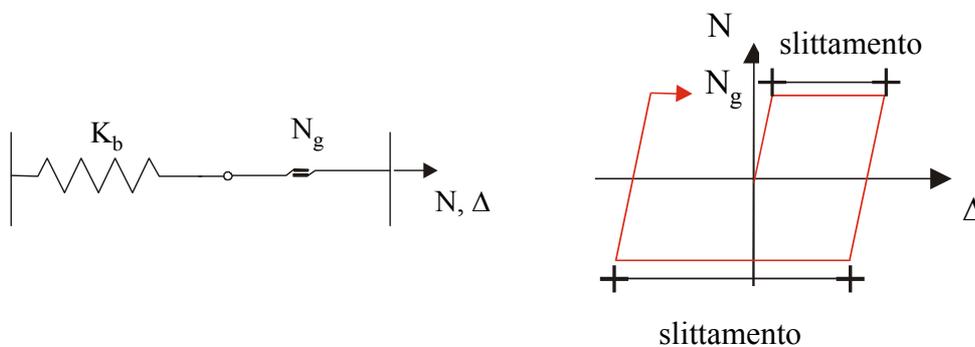


Figura 2.15 : Modellazione di un controvento con dissipatore ad attrito.

### 2.2.1.2 DISSIPATORI ISTERETICI

In questi particolari dispositivi, l'energia dovuta all'evento sismico viene dissipata mediante la deformazione plastica di un materiale solido, quale acciaio o piombo.

Generalmente, i dispositivi che dissipano energia per isteresi presentano, rispetto a quelli che la dissipano per attrito, una maggiore affidabilità, soprattutto nel tempo, ai fini di una corretta calibrazione dello sforzo di scorrimento nei dispositivi stessi e, quindi, degli sforzi massimi nei controventi.

Da un punto di vista progettuale si cerca di realizzare dispositivi in cui lo stato di sollecitazione indotto generi plasticizzazioni diffuse. Ciò si ottiene modellando opportunamente la forma dell'elemento che si plasticizza in relazione al regime tensionale agente.

In base al tipo di sollecitazione e deformazione per i quali si attua la funzione dissipativa, possiamo ancora distinguere tra:

- dissipatori sollecitati a sforzo normale;
- dissipatori sollecitati a flessione;
- dissipatori sollecitati a presso-flessione;
- dispositivi sollecitati a torsione;
- dispositivi sollecitati a taglio.

#### Dissipatori sollecitati a sforzo normale

Con tale termine si indicano elementi sollecitati lungo il proprio asse e contenuti in un profilo tubolare. Quest'ultimo funziona da ritegno trasversale nei confronti di eventuali fenomeni di instabilità laterale, che si possono verificare quando le aste sono soggette a compressione (fig. 2.16).



Figura 2.16: Dissipatore assiale.

Il sistema non è dei più razionali a causa dei pericoli di instabilità cui è sottoposto e delle modeste deformazioni che presenta nella fase plastica, dovute al tipo di sollecitazione presente, ma consente una plasticizzazione uniformemente diffusa.

### Dissipatori sollecitati a flessione

Vengono realizzati mediante elementi sagomati in modo tale da ottenere plasticizzazione diffusa, quali: elementi a C (fig. 2.17a), in cui le forze applicate alle estremità dei due bracci inducono una sollecitazione di flessione nella barra di collegamento; mensole a forma triangolare (fig. 2.17b).

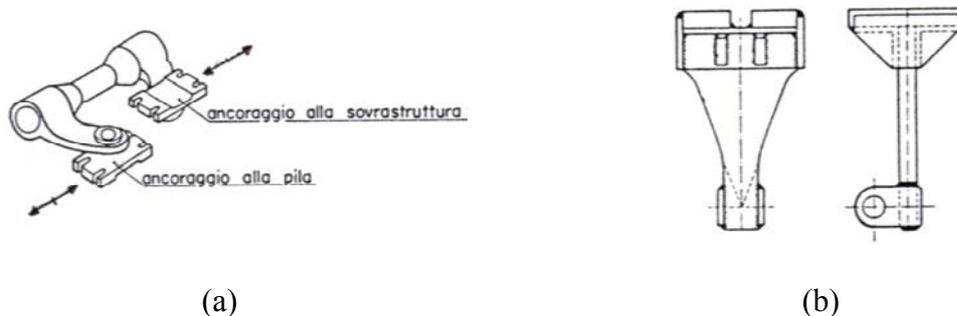


Figura 2.17 : Dissipatori di tipo flessionale a trave. (a) a trave ; (b) a piastra.

Un altro tipo di dissipatore è costituito da elementi a  $\Omega$  (fig. 2.18), che consentono l'estensione dei tratti soggetti a flessione costante e presentano notevoli capacità deformative, in quanto, per la loro stessa conformazione, si hanno deformazioni del secondo ordine, le quali inducono valori dello spostamento ultimo  $\delta_u$  molto maggiori di quelli legati alla deformazione del materiale.

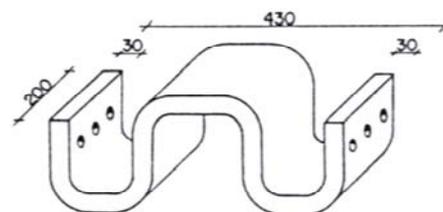


Figura 2.18 : Dissipatore a  $\Omega$ .

Infine, possono essere utilizzati elementi in cui i due bracci orizzontali, cui sono applicate le azioni orizzontali contrapposte, sono collegati da un raccordo semicircolare con elevato raggio di curvatura (fig. 2.19); anche in questo caso i valori dello spostamento ultimo sono molto elevati, perché l'elemento si deforma seguendo semicirconferenze di diametro pari a quelle del raccordo.

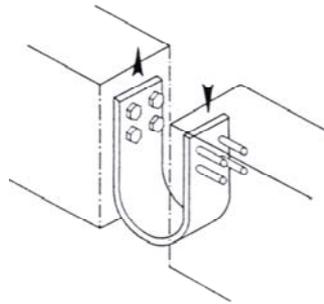


Figura 2.19 : Dissipatore con raccordo semicircolare.

#### Dissipatori sollecitati a pressoflessione

Sono elementi costituiti da cilindri cavi in gomma caricati assialmente e caratterizzati da un diagramma forza – spostamento bilineare quasi perfetto. Per valori di carico piuttosto modesti, il manicotto passa da una configurazione cilindrica ad una a barile, mentre, superato un valore limite del carico stesso, si ha un fenomeno di instabilità e il dispositivo non è capace di sopportare ulteriori incrementi della forza applicata, per cui la curva di comportamento presenta un tratto all'incirca costante.

Nonostante le capacità dissipative non siano molto elevate, questo tipo di dissipatore presenta il vantaggio di poter regolare il valore dello spostamento  $\delta_u$  a seconda delle necessità, dimensionando in modo opportuno il manicotto in gomma.

#### Dissipatori sollecitati a torsione

Sono costituiti da una barra metallica, di sezione rettangolare, sollecitata a torsione da quattro piastre trasversali a morsetto, che collegano la barra alla struttura di base e a quella in elevazione (fig. 2.20).

Il loro vantaggio principale consiste nell'aver una plasticizzazione diffusa, mentre la duttilità del sistema è limitata alla sola capacità deformativa del materiale.

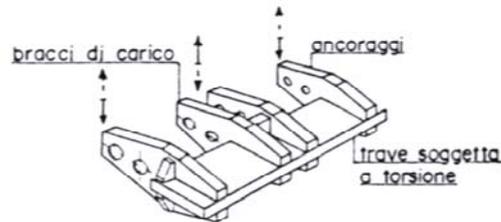


Figura 2.20 : Dissipatore torsionale.

### Dispositivi sollecitati a taglio

Fra i dissipatori sollecitati a taglio, ricordiamo alcuni dispositivi ad estrusione di piombo (fig. 2.21), in cui un pistone scorrevole in un cilindro costringe il piombo in esso contenuto a passare attraverso un foro. I diagrammi di comportamento che si ottengono sono quasi ideali, con rigidità elastica molto elevata, rigidità in campo plastico all'incirca nulla e valore dello spostamento ultimo indipendente dalle caratteristiche dei materiali.

Dispositivi di questo tipo presentano lo svantaggio di avere costi elevati e problemi di manutenzione nel tempo, per cui non sono molto adatti alle costruzioni civili.

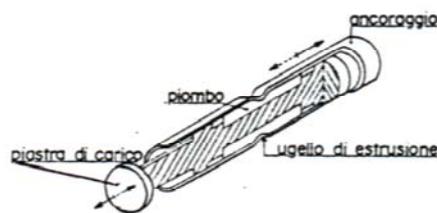


Figura 2.21 : Dissipatore ad estrusione di piombo.

### Dispositivi isteretici montati su aste di controvento

Tra i dispositivi dissipativi da inserire tra le aste di controvento, ricordiamo quello proposto da Ciampi (1993), costituito da un telaio metallico interno, i cui nodi sono collegati dalle diagonali di controvento ai nodi della maglia di telaio corrispondente (fig. 2.11.b).

Nella figura 2.22 ne sono indicati due tipi, entrambi a sezione variabile, opportunamente sagomata al fine di avere una plasticizzazione diffusa e, quindi, un'elevata capacità dissipativa. Essi si differenziano per il fatto che nel primo tipo l'unica dimensione variabile della sezione trasversale è quella ortogonale al piano del telaio (figg. 2.22.a e 2.22.b), mentre nel secondo è quella parallela al piano stesso (figg. 2.22.c e 2.22.d). Per tale motivo, il primo genere di dispositivo richiede delle saldature in corrispondenza dei nodi, che, come evidenziato sperimentalmente, possono presentare una rottura prematura se troppo vicine alle zone a più elevata deformazione; il secondo tipo può essere ricavato invece da un unico pezzo di lamiera, ma si richiede di disporre lateralmente ed in parallelo con il dissipatore delle barre che, funzionando solo estensionalmente in campo elastico, siano in grado di contrastare il fenomeno di allungamento delle diagonali, che potrebbe compromettere il funzionamento del dispositivo.

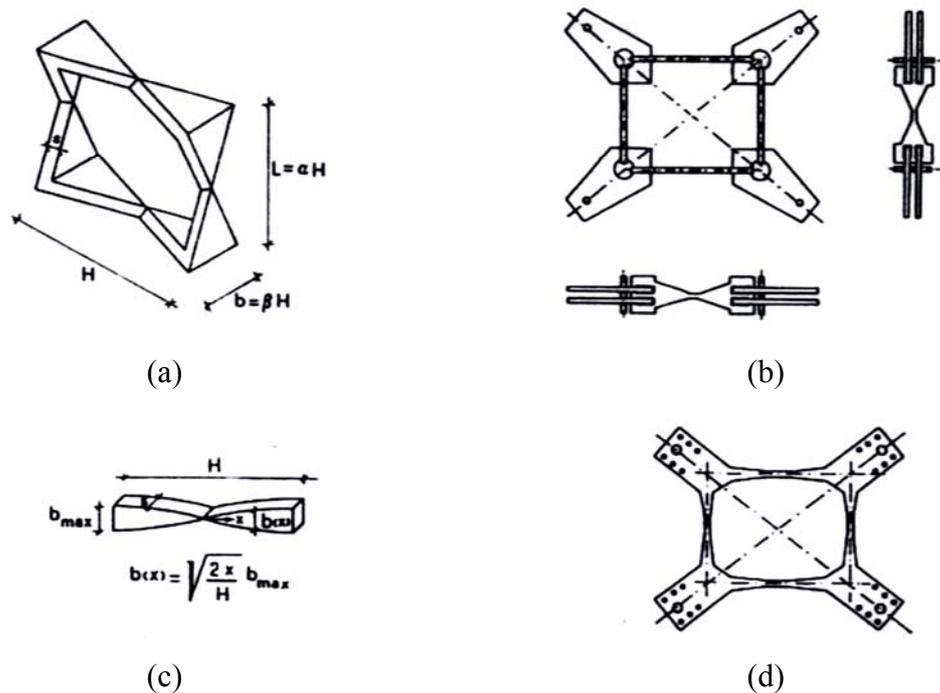


Figura 2.22 : Dissipatori isteretici proposti da Ciampi(1993) per il sistema in figura 2.11.b.

Per tarare lo sforzo  $N_p$  che produce plasticizzazione completa nei suddetti tipi di dispositivo, una volta scelto il tipo di materiale da adottare e, quindi, la tensione di snervamento  $\sigma_y$ , è sufficiente fissare i parametri geometrici secondo le formule seguenti

$$N_p = \beta \frac{\sqrt{1-\alpha^2}}{\alpha} s^2 \sigma_y \quad ; \quad N_p = \beta \frac{\sqrt{1-\alpha^2}}{\alpha} \frac{s}{H} b_{\max}^2 \sigma_y \quad (2.6)$$

che si riferiscono rispettivamente al tipo di dispositivo nelle figure 2.22.a e 2.22.b ed a quello nelle figure 2.22.c e 2.22.d.

Quando si verifica uno scorrimento (cinematico o plastico) nella direzione della diagonale tesa, anche nel dispositivo proposto da Ciampi, come in quello di Pall e Marsh ad attrito (v. par. 2.2.1.1), viene attivato un meccanismo di quadrilatero articolato, che produce il contemporaneo scorrimento nella direzione della diagonale compressa. Se quest'ultima è sufficientemente snella, viene compensato l'accorciamento precedentemente subito a causa del suo sbandamento in campo elastico.

Inoltre, se lo scorrimento nella direzione delle due diagonali è stato sufficientemente grande, la diagonale compressa riassume la configurazione rettilinea e risulta immediatamente attiva in trazione a seguito di un'inversione di carico. Ne consegue un sensibile aumento della capacità dissipativa rispetto al caso dei controventi tradizionali.

Tra i dispositivi isteretici proposti per il sistema in figura 2.11.d va ricordato quello del tipo ADAS, illustrato in figura 2.23a, che consiste in una connessione costituita da un opportuno numero di lamine metalliche incastrate alle due estremità ed aventi generalmente forma ad X, al fine di avere plasticizzazione diffusa per flessione quando lo spostamento relativo fra la sommità dei controventi ed il corrispondente elemento di trave attinge un determinato valore. Un altro dissipatore isteretico è quello proposto da Ciampi (1993), rappresentato in figura 2.23b.

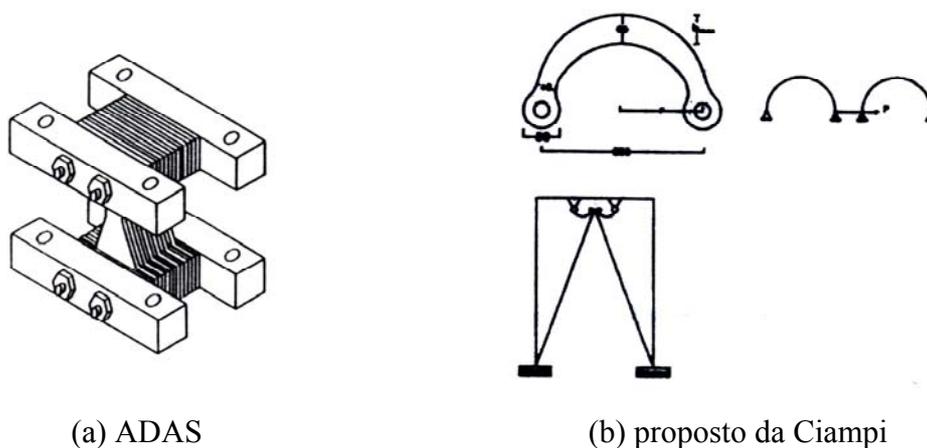


Figura 2.23 : Dispositivi isteretici proposti per il sistema in figura 2.11.d.

La risposta di un controvento con dissipatore ad isteresi può essere schematizzata con un legame  $N_d$ - $\Delta_d$  di tipo bilineare (fig. 2.24).

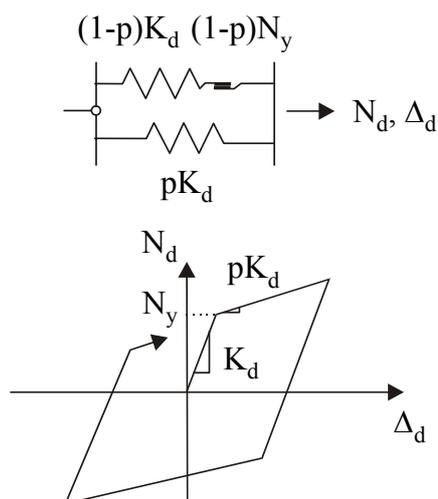


Figura 2.24 : Modellazione di un dissipatore di tipo isteretico.

### Aste di controvento con controllo dell'instabilità. Buckling Inhibited Brace (BIB)

Le aste ad instabilità controllata (buckling-restrained braces) vengono denominate anche "Unbonded-Braces" (fig. 2.25).

Attraverso una particolare configurazione utilizzando acciaio e calcestruzzo (fig. 2.26a) o solo acciaio (fig. 2.26b) viene conferita, alle aste del sistema di controvento, una stabile capacità di deformazione sotto carichi ciclici di trazione e compressione.

Il sistema "Unbonded-Brace" in fig. 2.26a si compone di un'asta in acciaio che è inserita in un tubo di acciaio e circondata da calcestruzzo, rispetto al quale l'asta può scorrere grazie ad uno strato di materiale ad attrito trascurabile. In tal modo viene svolta un'azione di confinamento dell'asta, con un aumento della resistenza e della rigidezza flessionale, provvedendo un trasferimento della sollecitazione solo attraverso il nucleo di acciaio e limitando i fenomeni di buckling locale e globale. Un sistema analogo, che utilizza però solo acciaio, è quello riportato in fig. 2.26b.

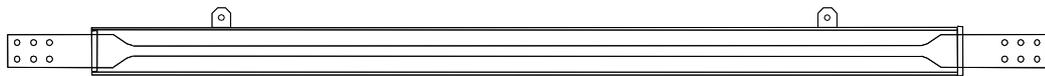
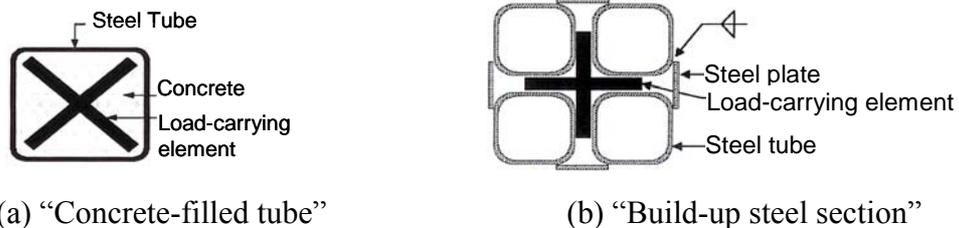


Figura 2.25 : Asta di tipo buckling restrained.



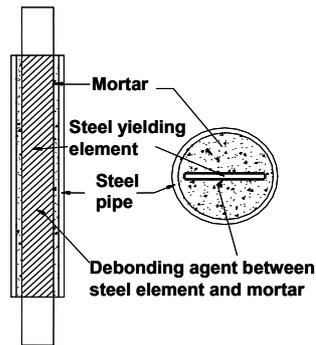
(a) "Concrete-filled tube"

(b) "Build-up steel section"

Figura 2.26 : Tipiche sezioni trasversali delle aste "buckling restrained".

L'utilità di questi particolari sistemi di controvento risiede nella possibilità di controllo della resistenza, della rigidezza e dello spostamento di snervamento, attraverso la variazione della lunghezza, della sezione trasversale e della resistenza del nucleo di acciaio.

Studi recenti hanno mostrato che controventi del tipo "Unbonded-Brace" presentano comportamenti isteretici stabili, paragonabili al comportamento dello shear-link nei sistemi con controventi eccentrici (EBF). Inoltre, grazie al controllo del buckling, è possibile realizzare aste più snelle, con l'ulteriore vantaggio di avere un sistema di protezione con un periodo elastico elevato, simile agli EBF.



(a) Schema di un dissipatore adottato. (b) Wallace F. Bennett Federal Building, Salt Lake City, Utah.

Figura 2.27 : Esempi di applicazione di “Unbonded-Brace”

## 2.2.2 DISSIPATORI CON SMORZAMENTO DIPENDENTE DALLA VELOCITÀ

Rientrano in tale categoria i sistemi di smorzamento che utilizzano forme di dissipazione di energia dipendenti dalla velocità del moto, ossia legate alla viscoelasticità e/o viscosità di elastomeri o fluidi; in essi l'energia dissipata è una funzione, lineare o non lineare, della frequenza di carico.

### 2.2.2.1 DISSIPATORI VISCOELASTICI

I dissipatori viscoelastici più diffusi sono costituiti da strati di polimeri, con delle capacità dissipative connesse alla loro deformabilità a taglio e con un'area della superficie esposta molto piccola rispetto al volume del materiale, alternati a piatti di acciaio. Essi hanno la caratteristica, quando sono soggetti ad un ciclo di deformazione imposta, di dissipare energia sotto forma di calore, riacquistando, al termine del ciclo, la configurazione originaria. I materiali impiegati sono chimicamente inerti e presentano una buona resistenza all'invecchiamento ed agli inquinanti ambientali. Soluzioni tipiche, adottabili con controventi a diagonale semplice ed a K concentrici (figg. 2.11c,d), sono riportate, rispettivamente, nelle figg. 2.28 a, b.

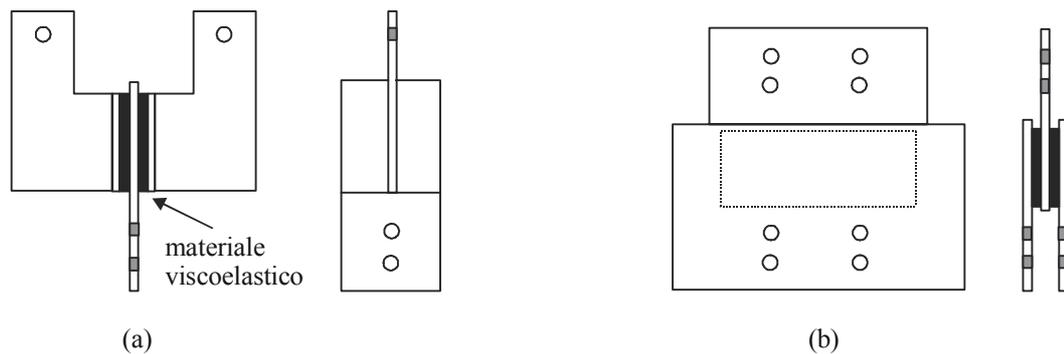


Figura 2.28: Soluzioni tipiche per dissipatori viscoelastici da inserire in controventi a diagonale semplice (a) ed a K concentrici (b).

Le prime applicazioni di tali dispositivi in campo strutturale hanno riguardato il controllo delle vibrazioni indotte dal vento nelle costruzioni di notevole altezza quali, ad esempio (Samali e Kwok, 1995; Housner et al., 1997): le torri gemelle del *World Trade Center* (110 piani) a New York (1969); il *Columbia SeaFirst Building* (73 piani) a Seattle, Washington (1982); la *Seavans Twin Tower* (24 piani) a Tokio (1991). Solo recentemente, in California, il loro impiego è stato esteso a strutture di edilizia corrente quali, ad esempio (Soong e Dargush, 1997): il *Naval Supply Facility* a San Diego (1991), edificio in c.a. a 3 piani; il *Santa Clara County* a San Jose (1993), edificio in acciaio a 13 piani.

Inoltre numerosi studi sperimentali, su modelli in scala reale e ridotta, sono stati effettuati per valutare il comportamento e l'efficacia dei dissipatori viscoelastici al fine di un loro impiego per la protezione sismica in ambito strutturale. Un quadro di alcune delle più interessanti prove (statiche cicliche, pseudo-dinamiche e su tavola vibrante) disponibili in letteratura, per strutture in acciaio ed in c.a., è riportato in tabella 2.2.

Tabella 2.2: Prove sperimentali, disponibili in letteratura, per strutture in acciaio ed in c.a. irrigidite da controventi metallici con dissipatori viscoelastici.

<i>Autori</i>	<i>Struttura test</i>	<i>Prova</i>
Aiken e Kelly, 1991	telaio in acciaio a 9 piani e 3 campate (scala 1/4)	tavola vibrante
Kirekawa et al., 1992	portale in acciaio (scala 1/3)	statica ciclica
Chang et al., 1992	edificio in acciaio a 5 piani ed una campata nelle direzioni x ed y (scala 2/5)	tavola vibrante
Foutch et al., 1993	telaio in c.a. a 3 piani e 3 campate (scala 1/3)	tavola vibrante
Shen et al., 1995a	edificio in c.a. a 3 piani, 3 campate in direzione x ed una campata in direzione y (scala 1/3)	tavola vibrante
Lai et al., 1995	edificio in acciaio a 5 piani ed una campata nelle direzioni x ed y (scala reale)	tavola vibrante
Dumoulin et al., 1998	edificio in c.a. a 2 piani, 2 campate nella direzione di carico ed una campata nell'altra direzione (scala reale)	pseudo-dinamica

La risposta a regime di un dissipatore viscoelastico, per una storia di spostamenti armonica di ampiezza  $\Delta_{d,0}$  e frequenza circolare  $\omega$ , presenta, a seguito della dipendenza dalla velocità, una componente in fase con lo spostamento ed una fuori fase di  $90^\circ$ :

$$N_d(t) = N_{d,0} \sin(\omega t + \delta) = \Delta_{d,0} (K'_d \sin \omega t + K''_d \cos \omega t) \quad (2.7)$$

dove  $\delta$ , che determina lo svilupparsi di un ciclo d'isteresi anche se la risposta è elastica, rappresenta lo sfasamento tra la forza ( $N_d$ ) e lo spostamento ( $\Delta_d$ ). Questo sfasamento può essere vantaggiosamente utilizzato per ridurre il regime di sforzi della struttura (per es., gli sforzi normali nei pilastri di una struttura intelaiata). All'espressione (2.7) corrisponde nel piano  $N_d$ - $\Delta_d$  una curva ellittica ottenuta come combinazione di una retta di pendenza pari a  $K'_d$ , rappresentativa della parte elastica, ed un'ellisse, rappresentativa della parte viscosa, avente intercetta sull'asse delle ordinate pari a  $K''_d \Delta_{d,0}$  (fig. 2.29 a).

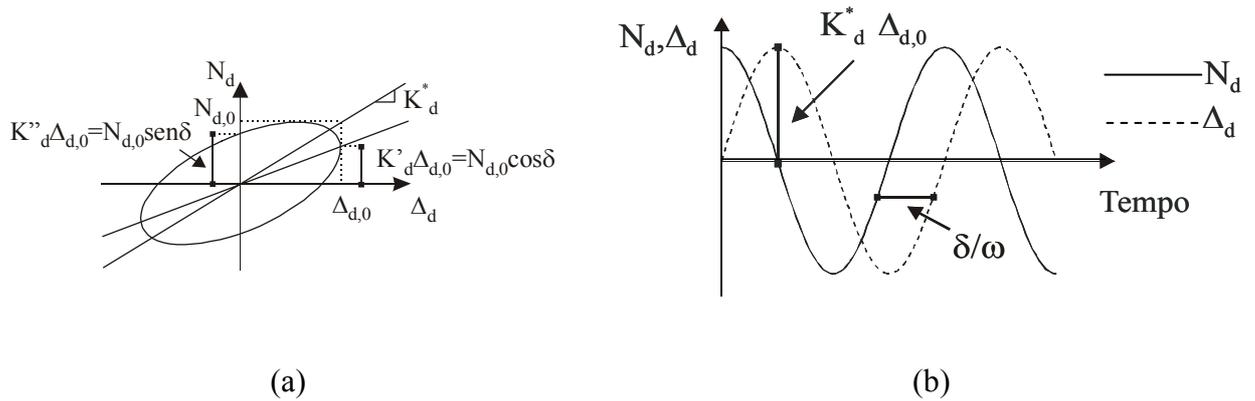


Figura 2.29 : Risposta di un dissipatore viscoelastico per una storia di spostamenti armonica:  
 (a) legame  $N_d-\Delta_d$ ; (b) leggi  $N_d-t$ ,  $\Delta_d-t$ .

I parametri caratteristici del dissipatore ( $K'_d$  e  $K''_d$ ) sono legati, attraverso semplici relazioni, ai parametri propri del materiale, noti come modulo di carico ( $G'$ ), che influenza la rigidità e quindi la frequenza del sistema, e modulo di perdita ( $G''$ ) che fornisce una misura dell'entità di energia dissipata per ciclo:

$$K'_d = (N_{d,0}/\Delta_{d,0}) \cos \delta = G' A/h \quad (2.8)$$

$$K''_d = (N_{d,0}/\Delta_{d,0}) \sin \delta = G'' A/h \quad (2.9)$$

dove A e h rappresentano, rispettivamente, l'area resistente a taglio e lo spessore totale degli strati di polimero.

Il modulo di carico è importante in quanto influenza la rigidità (e quindi la frequenza) del sistema; il modulo di perdita fornisce, invece, una misura dell'entità dell'energia dissipata per ciclo.

Da questi è possibile dedurre il parametro che misura lo sfasamento tra la forza e lo spostamento, noto come fattore di perdita:

$$\text{tg} \delta = K''_d / K'_d = 2\xi_d \quad (2.10)$$

pari a due volte il fattore di smorzamento viscoso equivalente ( $\xi_d$ ), definito da Clough e Penzien (1975) come il rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo e  $4\pi$  volte l'energia elastica corrispondente all'ampiezza  $\Delta_{d,0}$ .

Per i materiali viscoelastici di solito impiegati, il valore del fattore di perdita può essere assunto nell'intervallo  $0,8 \div 1,4$ ; esso tende a zero per caricamento quasi-statico.

Altro parametro importante, in quanto facilmente determinabile mediante prove sperimentali a deformazione imposta variabile con legge sinusoidale, è il cosiddetto modulo complesso (fig. 2.29 b):

$$K_d^* = N_d(t)/\Delta_d(t) = \sqrt{K_d'^2 + K_d''^2} \quad (2.11)$$

risultando:  $|K_d^*| = N_{d,0}/\Delta_{d,0}$ . Infine, per quanto riguarda l'energia dissipata in un ciclo, essa è pari a:

$$W_d = \int_0^{2\pi} N_d(t) \dot{\Delta}_d(t) dt = \pi \Delta_{d,0}^2 K_d'' \quad (2.12)$$

Come già accennato nel capitolo precedente, numerosi studi sperimentali sono stati effettuati per valutare il comportamento e l'efficacia dei dissipatori viscoelastici al fine di un loro impiego per la protezione sismica in ambito strutturale. Da tali prove si trae che le proprietà meccaniche dei materiali viscoelastici, rappresentate dai parametri  $G'$  e  $G''$  sopra introdotti, risultano generalmente dipendenti dalla frequenza circolare (il che complica il legame  $N_d$ - $\Delta_d$  in presenza di un'eccitante sismica), dall'ampiezza del moto  $\Delta$  e dalla temperatura ambiente  $T$ .

In particolare, si manifesta un incremento di  $G'$  e  $G''$  al crescere della frequenza di carico; l'opposto si verifica all'aumentare della temperatura ambiente.

Il fattore di perdita è, invece, entro certi limiti poco sensibile a variazioni di  $\Delta$  e  $T$ . L'influenza del numero dei cicli di carico, evidente per le maggiori ampiezze del moto, si traduce in un riscaldamento del dissipatore dovuto alla dissipazione di energia sotto forma di calore.

### **Effetti della frequenza d'eccitazione**

Per tener conto dell'influenza della frequenza d'eccitazione, partendo da un'espressione generale del legame  $N_d$ - $\Delta_d$  di tipo viscoelastico-lineare, si può dimostrare la relazione seguente (Kasai et al., 1993):

$$N_d(t) + a D^\alpha [N_d(t)] = K \{ \Delta_d(t) + b D^\alpha [\Delta_d(t)] \} \quad (2.13)$$

E' quindi possibile considerare formulazioni cosiddette alle "derivate intere" (per  $\alpha=1$ ), basate su semplici operatori differenziali lineari, o alle "derivate frazionarie" (per  $0<\alpha<1$ ) che fanno uso di più complessi operatori integro-differenziali lineari che, per una generica funzione  $f(t)$ , sono rappresentabili nella forma integrale di Riemann-Liouville:

$$D^\alpha[f(t)] = \frac{d^\alpha f(t)}{dt^\alpha} = \frac{1}{\Gamma(1-\alpha)} \frac{d}{dt} \int_0^t \frac{f(\tau)}{(t-\tau)^\alpha} d\tau \quad (2.14)$$

dove:

$$\Gamma(1-\alpha) = \int_0^\infty e^{-x} x^{-\alpha} dx \quad (2.15)$$

E' opportuno precisare che l'ipotesi di comportamento viscoelastico-lineare è accettabile solo per limitate ampiezze del moto (Lai et al., 1996); al crescere di  $\Delta$ , l'incremento di temperatura che il dissipatore subisce durante la deformazione produce un effetto di "softening" sulla risposta ( $N_d$  si riduce), divenendo causa di non-linearità; in tal caso è opportuno ricorrere a modelli più sofisticati che includano il calcolo dell'incremento di temperatura nel dissipatore.

I più semplici modelli alle "derivate intere" disponibili in letteratura sono costituiti, come illustrato in fig. 2.30, da una molla elastica e da una cella viscosa agenti in parallelo (modello di Kelvin) o in serie (modello di Maxwell).

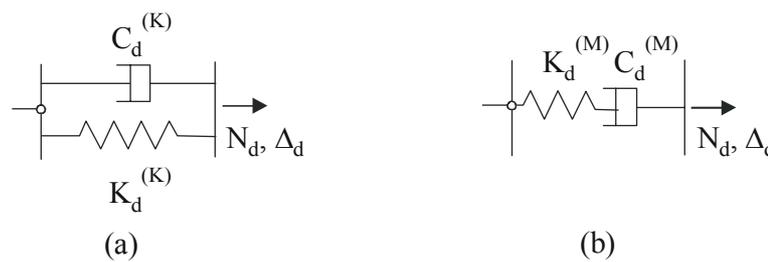


Figura 2.30: Modelli per la descrizione della risposta di un dissipatore viscoelastico: (a) modello di Kelvin; (b) modello di Maxwell.

Nel modello di Kelvin (fig. 2.30a) la forza nel dissipatore può essere posta nella forma:

$$N_d(t) = K_d^{(K)} \Delta_d(t) + C_d^{(K)} \dot{\Delta}_d(t) \quad (2.16)$$

Confrontando quest'ultima relazione (ottenibile anche dall'equazione 2.13 ponendo:  $a=0$ ;  $K_d^{(K)}=K$ ;  $C_d^{(K)}=bK$ ;  $\alpha=1$ ) con l'espressione 2.7, si deduce:

$$K'_d = K_d^{(K)} \quad (2.17)$$

$$K''_d = \omega C_d^{(K)} \quad (2.18)$$

Nel modello di Maxwell (fig. 2.30b) la forza nel dissipatore scaturisce dalla risoluzione di un'equazione differenziale del primo ordine, lineare e a coefficienti costanti, del tipo:

$$N_d(t) + \lambda \dot{N}_d(t) = C_d^{(M)} \dot{\Delta}_d(t) \quad (2.19)$$

con  $\lambda = C_d^{(M)}/K_d^{(M)}$  = tempo di rilassamento.

Tale espressione si può dedurre dall'equazione (2.7) omettendo il termine  $K\Delta_d(t)$  a secondo membro e ponendo:  $a=\lambda$ ;  $C_d^{(M)}=bK$ ;  $\alpha=1$ . L'equazione (2.13), risolta per una legge di spostamenti armonica, conduce, a meno del transitorio, alle seguenti espressioni dei parametri caratteristici del modello (Makris et al., 1997b):

$$K'_d = \omega^2 K_d^{(M)} / (1/\lambda^2 + \omega^2) \quad (2.20)$$

$$K''_d = \omega K_d^{(M)} / [\lambda (1/\lambda^2 + \omega^2)] \quad (2.21)$$

Per quanto riguarda l'energia dissipata per ciclo, essa è linearmente proporzionale alla frequenza di carico nel modello di Kelvin:

$$W_d^{(K)} = \pi \omega \Delta_{d,0}^2 C_d^{(K)} \quad (2.22)$$

mentre essa cresce con la frequenza, per frequenze minori di  $1/\lambda$ , e decresce monotonicamente con essa, per frequenze maggiori di  $1/\lambda$ , nel modello di Maxwell:

$$W_d^{(M)} = \pi \frac{\omega}{1 + (\omega\lambda)^2} \Delta_{d,0}^2 C_d^{(M)} \quad (2.23)$$

Seguendo la formulazione alle "derivate frazionarie", è possibile ottenere, a partire dall'equazione (2.7), le seguenti espressioni (Kasai et al., 1993):

$$K'_d = K \frac{[1 + b\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)][1 + a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)] + [ab\omega^{2\alpha} \sin^2(\alpha\pi/2)]}{[1 + a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]^2 + [a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)]^2} \quad (2.24)$$

$$K''_d = K \frac{[b\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)][1 + a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)] - [a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)][1 + b\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]}{[1 + a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]^2 + [a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)]^2} \quad (2.25)$$

che particolarizzate, analogamente a quanto ottenuto prima per  $\alpha=1$ , forniscono un modello “frazionario” alla Kelvin, del tipo di quelli proposti da Koh e Kelly (1990) e da Lee e Tsai (1994), ovvero un modello “frazionario” alla Maxwell, quale quello di Makris e Costantinou (1991).

E’ opportuno sottolineare che, come rilevato anche da altri autori (Ciampi et al., 1997), il modello di Maxwell consente, rispetto a quello di Kelvin, di descrivere in modo più accurato la risposta di un dissipatore viscoelastico, riproducendo più realisticamente la dipendenza dei moduli di carico e di perdita dalla frequenza del moto; in entrambi i modelli essi sono, però, definiti in corrispondenza di un solo valore della frequenza. Ulteriori affinamenti, che consentono una descrizione più accurata al variare della frequenza, ma che producono, inevitabilmente, un aumento del numero dei parametri in gioco, si possono ottenere disponendo in parallelo un numero opportuno di elementi di Maxwell (Kirekawa et al., 1992; Soda e Takahashi, 2000; Asano et al., 2000).

D’altra parte, i modelli “frazionari” permettono, con l’impiego di un limitato numero di parametri (al più quattro nei casi sopra visti), di modellare il comportamento dei dissipatori viscoelastici operando su di un ampio campo di frequenze. Anche per essi espressioni più generali si possono ottenere aggiungendo nell’equazione (2.13) ulteriori termini a primo ed a secondo membro, e non imponendo il medesimo ordine di derivazione a tutte le grandezze in gioco. Inoltre, è opportuno rilevare che l’utilizzo dei modelli “frazionari” è immediato nel dominio delle frequenze, dove l’operatore  $D^\alpha [..]$  gode della proprietà:

$$F\{D^\alpha[f(t)]\} = (i\omega)^\alpha F[f(t)] \quad (2.26)$$

essendo  $F[..]$  la trasformata di Fourier, mentre è più complesso nel dominio del tempo, dove l’integrale dell’equazione (2.13) non sempre presenta una soluzione in forma chiusa.

Per problemi non lineari il loro uso risulta quindi poco pratico, soprattutto per estese indagini parametriche in cui si voglia tener conto anche del comportamento inelastico delle parti strutturali (per es., un telaio) da proteggere.

Un approccio alternativo è quello proposto da Shen e Soong (1995b), basato sul “principio di sovrapposizione di Boltzmann”, che prevede un legame  $N_d-\Delta_d$  del tipo:

$$N_d(t) = \int_0^t K(\tau) \dot{\Delta}_d(t-\tau) d\tau$$

dove  $K(\tau)$ , denominato “modulo di rilassamento dello sforzo”, è pari al rapporto fra la tensione e la deformazione per un valore costante di quest’ultima.

Esso è, a sua volta, esprimibile nel dominio del tempo in funzione di altri due moduli che caratterizzano il comportamento, puramente vetroso ( $K_v$ ) e puramente gommoso ( $K_g$ ), del materiale viscoelastico utilizzato:

$$K(\tau) = K_g + \frac{K_v - K_g}{[1+t/\lambda]^\alpha}$$

in cui  $\lambda$  è il tempo di rilassamento ed  $\alpha$  caratterizza la pendenza della curva di rilassamento nella zona di transizione fra i due comportamenti limite.

I parametri in gioco ( $K_g$ ,  $K_v$ ,  $t_0$ ,  $\alpha$ ) possono essere tarati sperimentalmente, eseguendo delle prove di rilassamento dello sforzo per deformazione imposta costante nel dominio del tempo, o delle prove a deformazione imposta variabile sinusoidalmente nel dominio della frequenza.

In quest’ultimo caso non è difficile ottenere, utilizzando la trasformata di Laplace, le corrispondenti espressioni del modulo di carico e di quello di perdita:

$$K'_d(\omega) = K_g + (K_v - K_g)(\omega\lambda)^\alpha \left[ \Gamma(1-\alpha) \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2} + \omega\lambda\right) - \frac{(\omega\lambda)^{1-\alpha}}{1-\alpha} \cos\left(\frac{\pi}{2} + \omega\lambda\right) \right]$$

$$K''_d(\omega) = (K_v - K_g)(\omega\lambda)^\alpha \left[ \Gamma(1-\alpha) \sin\left(\frac{\alpha\pi}{2} + \omega\lambda\right) - \frac{(\omega\lambda)^{1-\alpha}}{1-\alpha} \sin\left(\frac{\pi}{2} + \omega\lambda\right) \right]$$

Tale modello, così come avviene attraverso le formulazioni alle “derivate frazionarie”, consente di riprodurre, con una ragionevole accuratezza, il comportamento meccanico dei dissipatori viscoelastici.

Una diversa formulazione, su base fisico-matematica, utilizza una combinazione lineare di polinomi di Laguerre per tener conto della memoria del sistema (De Luca et al., 2001; Palmeri et al., 2003 e 2004).

Una diversa formulazione di semplice implementazione, fa riferimento ad un “modello generalizzato” (MG), dato dalla combinazione in parallelo di due modelli di Maxwell e di un modello di Kelvin.

Nella formulazione utilizzata nel presente lavoro, il modello generalizzato non consente di valutare gli effetti conseguenti all’aumento di temperatura del dispositivo dovuto alla dissipazione di energia. Pertanto, l’uso del modello generalizzato è consigliabile quando questo effetto non è molto importante, per es. in presenza di terremoti che producono una deformazione media a taglio non molto grande, seppure in presenza di qualche deformazione a taglio elevata ma di breve durata.

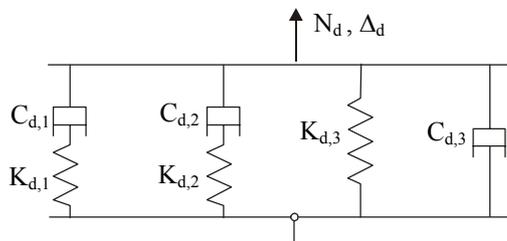


Figura 2.31: Modello generalizzato (MG).

La calibrazione del modello di Kelvin o di quello di Maxwell può essere fatta valutando la loro rigidità ( $K_d^{(\cdot)}$ ) e la loro costante di smorzamento ( $C_d^{(\cdot)}$ ) con riferimento ad un unico valore della frequenza, per es. quella fondamentale dell’intero sistema strutturale.

Tuttavia, questa assunzione può portare ad una descrizione poco accurata delle proprietà dei dissipatori viscoelastici al variare della frequenza (per un’assegnata temperatura).

A titolo di esempio, nelle figure 2.32a e 2.32b sono posti a confronto i risultati sperimentali ottenuti da Shen e Soong (1995), alla temperatura ambiente di 32°C, e le curve numeriche di  $G'(\omega_d)$  e di  $G''(\omega_d)$ , ottenute tarando le costanti del modello di Kelvin (MK) e di quello di Maxwell (MM) con riferimento a due diversi valori della frequenza circolare  $\omega_d$  (cioè,  $2\pi$  o  $6\pi$  rad/sec). Tali valori di  $K_d^{(\cdot)}$  e di  $C_d^{(\cdot)}$  sono riportati, per entrambi i modelli, nella tabella 2.3.

Per quanto riguarda, invece, il modello generalizzato, i parametri caratteristici del dissipatore viscoelastico ( $K'_d$  e  $K''_d$ ) possono essere espressi, per un assegnato valore di  $\omega_d$ , in funzione delle costanti caratterizzanti i sei elementi costituenti il modello. Più precisamente, utilizzando condizioni di equilibrio e di congruenza, si ottengono le seguenti espressioni:

$$K'_d = \omega_d^2 \left( \frac{K_{d,1} C_{d,1}^2}{\omega_d^2 C_{d,1}^2 + K_{d,1}^2} + \frac{K_{d,2} C_{d,2}^2}{\omega_d^2 C_{d,2}^2 + K_{d,2}^2} \right) + K_{d,3} \quad (2.27a)$$

$$K''_d = \omega_d \left( \frac{K_{d,1}^2 C_{d,1}}{\omega_d^2 C_{d,1}^2 + K_{d,1}^2} + \frac{K_{d,2}^2 C_{d,2}}{\omega_d^2 C_{d,2}^2 + K_{d,2}^2} + C_{d,3} \right) \quad (2.27b)$$

Espressioni analoghe possono essere ottenute per il modulo di carico ( $G'$ ) e per quello di perdita ( $G''$ ) dividendo tutti i termini delle equazioni 2.27a e 2.27b per il coefficiente di forma ( $A/h$ ).

Utilizzando queste ultime espressioni, è possibile interpolare adeguatamente i risultati sperimentali, per esempio adottando il metodo dei minimi quadrati.

Come mostrato nelle figure 2.33a e 2.33b, l'accuratezza ottenuta adottando opportuni valori delle costanti dei sei elementi del modello generalizzato ( $K_{d,i}$  e  $C_{d,i}$  con  $i=1,2,3$ ) è risultata molto buona per tutti e tre i valori della temperatura ambiente ( $T$ ) che sono stati considerati. I valori delle suddette costanti sono riportati nella tabella 2.4.

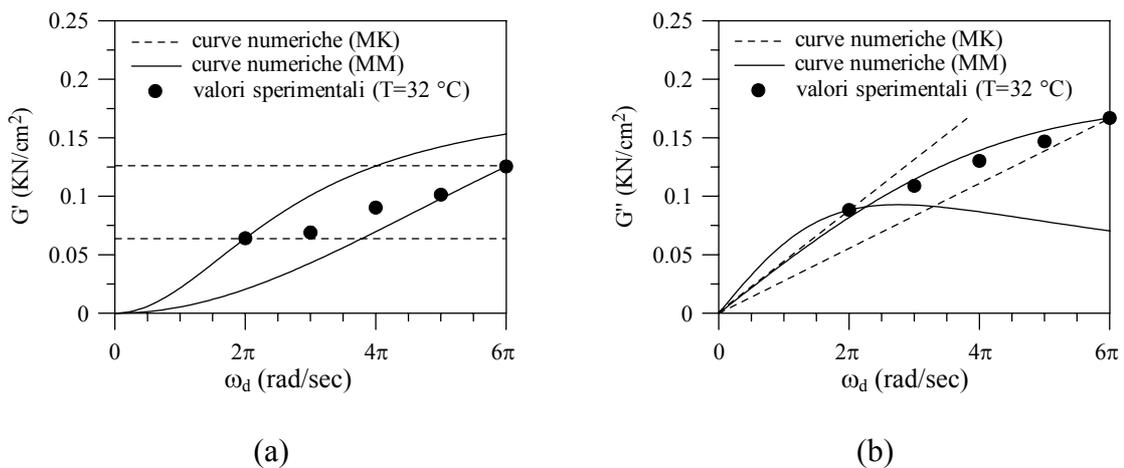


Figura 2.32: Confronto tra i risultati sperimentali ottenuti da Shen e Soong (1995) per  $T=32^\circ\text{C}$  e curve numeriche ottenute con i modelli di Kelvin (MK) e di Maxwell (MM).

Tabella 2.3 Costanti dei modelli di Kelvin e di Maxwell ( $T=32^{\circ}\text{C}$ ) per due valori della frequenza circolare.

$\omega_d$ (rad/sec)	$K_d^{(MK)}$ (KN/cm)	$K_d^{(MM)}$ (KN/cm)	$C_d^{(MK)}$ (KNsec/cm)	$C_d^{(MM)}$ (KNsec/cm)
$2\pi$	19,62	8,25	4,30	0,95
$6\pi$	38,43	15,44	2,71	0,62

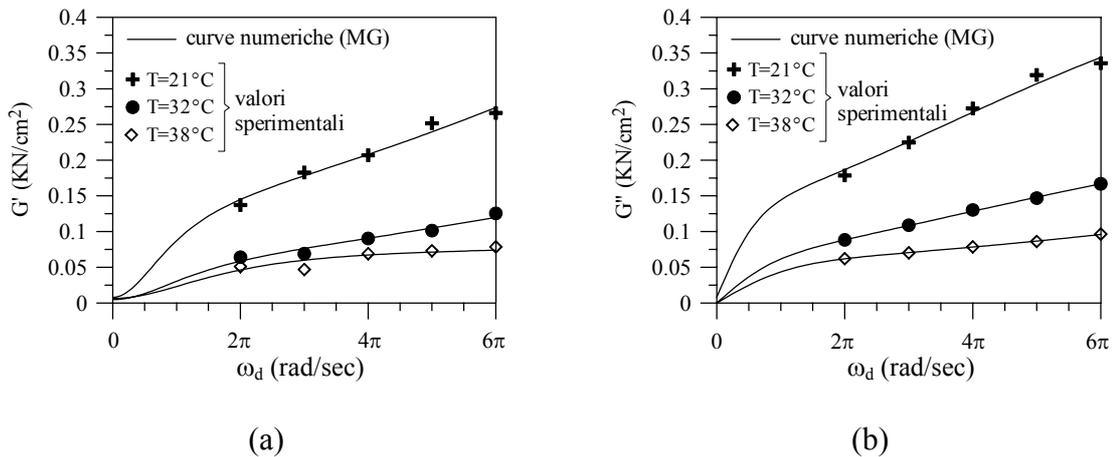


Figura 2.33: Confronto tra i risultati sperimentali ottenuti da Shen e Soong (1995) e le curve numeriche ottenute con il modello generalizzato (MG) con riferimento a tre valori della temperatura ambiente.

Tabella 2.4 Costanti del modello generalizzato per tre valori della temperatura ambiente.

T ( $^{\circ}\text{C}$ )	$K_{d,i}$ (KN/cm)			$C_{d,i}$ (KNsec/cm)		
	i=1	i=2	i=3	i=1	i=2	i=2
21	42,08	6,87	0,36	0,83	2,15	0,37
32	23,54	3,18	0,21	0,39	0,73	0
38	2327,4	3,28	0,28	0,57	0,18	0

**Effetti della temperatura**

La temperatura  $\theta$  di un dissipatore viscoelastico, ad un certo istante di tempo  $t$ , è somma della temperatura ambiente ( $T$ ) e di un termine aggiuntivo, dovuto al lavoro meccanico compiuto dal dissipatore stesso durante la deformazione. Come evidenziato da Kasai et al. (1993), supponendo che la temperatura sia costante sullo spessore degli strati di polimero (ipotesi in genere accettabile per spessori piccoli ma non troppo e per una conduttività termica del materiale viscoelastico molto minore di quella dei piatti di acciaio) si può scrivere:

$$\theta(t) = T + \frac{1}{\rho c_s} \int_0^t N_d(\tau) \dot{\Delta}_d(\tau) d\tau \quad (2.28)$$

dove  $c_s$  e  $\rho$  rappresentano, rispettivamente, il calore specifico e la densità di massa del materiale viscoelastico, praticamente costanti al variare della temperatura nel campo di maggiore interesse pratico. La dipendenza di  $G'(\omega)$  e di  $G''(\omega)$  dalla temperatura così calcolata può essere riprodotta mediante la proprietà di equivalenza, riscontrata sperimentalmente, fra la temperatura stessa e la frequenza; ciò corrisponde ad utilizzare un fattore  $\beta_\theta$  di “shifting” della frequenza, da tarare sperimentalmente (Kasai et al., 1993; Shen e Soong, 1995b; Aprile et al., 1998):

$$G'(\omega) \Big|_{\theta_{rif.}} = G'(\beta_\theta \omega) \Big|_{\theta} \quad (2.29a)$$

$$G''(\omega) \Big|_{\theta_{rif.}} = G''(\beta_\theta \omega) \Big|_{\theta} \quad (2.29b)$$

con  $\theta_{rif.}$  valutata in corrispondenza di una temperatura di riferimento. Altri autori (Lee e Tsai, 1994; Kirekawa et al., 1992) hanno riprodotto l’effetto di “softening” dei cicli d’isteresi causato dall’incremento di temperatura senza procedere alla valutazione di questa ultima, bensì utilizzando un approccio più empirico basato sull’impiego di opportuni parametri da tarare sperimentalmente.

### **Flessibilità dell’asta di controvento**

Nel presente lavoro i controventi sono supposti a comportamento elastico ma molto rigidi rispetto ai dissipatori viscoelastici che vi sono inseriti; d’altra parte, l’utilizzo di controventi relativamente più rigidi aumenta l’efficacia dei dissipatori.

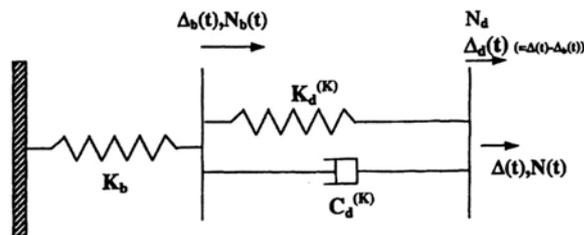
Per completare il quadro della modellazione è necessario mettere in conto la deformabilità dell’asta (o delle aste) di controvento su cui è inserito il dissipatore, il che equivale a considerare un’ulteriore molla elastica di rigidezza ( $K_b$ ), collegata in serie al dispositivo.

Per tale motivo l’elemento di Kelvin in figura 2.30a e quello di Maxwell in figura 2.30b rappresentano globalmente sia il comportamento dell’intero controvento dissipativo che quello del solo smorzatore.

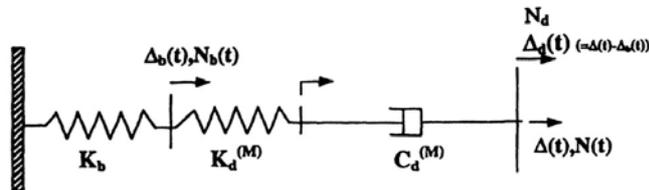
Recenti ricerche hanno mostrato che la flessibilità dell'asta di controvento ha un significativo effetto sulla deformazione e sull'efficacia del dispositivo. All'unità che costituisce il dissipatore è connessa in serie l'unità che rappresenta il controvento.

Se questo ultimo è ipotizzato rigido, la deformazione del dispositivo è sovrastimata, pertanto sarà sovrastimata la dissipazione nella struttura.

Invece, indicando con  $K_b$  la rigidezza dell'asta di controvento, i modelli di Kelvin e di Maxwell (figg. 2.30a e 2.30b), saranno allora rappresentati insieme all'asta di rigidezza  $K_b$ , rispettivamente come nelle figure 2.34a e 2.34b.



(a) con dissipatore schematizzato dall'elemento di Kelvin.



(b) con dissipatore schematizzato dall'elemento di Maxwell.

Figura 2.34 : Modelli di sistema di controventamento.

Per una legge di spostamenti armonica si possono unificare le descrizioni matematiche dei due modelli.

Infatti, per entrambi vale la relazione:

$$N_d(t) = K_d' \Delta_d(t) + \frac{K_d''}{\omega} \dot{\Delta}_d(t) \tag{2.30}$$

dove  $K_d'$  e  $K_d''$  assumono significati e valori differenti per i due casi. La presenza di  $K_b$  aggiunge un ulteriore grado di libertà al sistema.

In accordo con le notazioni delle figure 2.34a,b ed imponendo le condizioni di congruenza e d'equilibrio, si ha:

$$\Delta_b(t) + \Delta_d(t) = \Delta(t) = \Delta_{\max} \sin(\omega t) \quad (2.31)$$

$$N_b(t) = N_d(t) = N(t) = K'_{db} \Delta_{\max} \sin(\omega t) + (K''_{db}/\omega) \Delta_{\max} \omega \cos(\omega t) \quad (2.32)$$

L'espressione 2.32 diventa la soluzione generale per lo sforzo dell'intero controvento dissipativo.

Manipolando la 2.30, 2.31 e la 2.32 ed usando la relazione  $N_b(t) = K_b \Delta_b(t)$ , si possono ottenere la rigidezza efficace  $K'_{db}$  e la rigidezza di scarico  $K''_{db}$  dell'intero sistema:

$$K'_{db} = \frac{(K_b + K'_d) \cdot K_b \cdot K'_d + K_b \cdot K''_d{}^2}{(K_b + K'_d)^2 + K''_d{}^2} \quad (2.33a)$$

$$K''_{db} = \frac{K_b^2 \cdot K''_d}{(K_b + K'_d)^2 + K''_d{}^2} \quad (2.33b)$$

### 2.2.2.2 DISSIPATORI VISCOSI

I dissipatori viscosi sono apparecchiature oleodinamiche, costituite da un cilindro idraulico a doppio effetto, in cui scorre un pistone che lo divide in due camere. Ciascuna di queste è collegata ad un accumulatore idropneumatico a membrana, precaricato con gas inerte, e comunica con l'altra per mezzo di due valvole.

Per quanto riguarda il funzionamento, si osserva che, per bassi valori delle forze applicate, la risposta è quasi rigida. Successivamente, il volume del gas negli accumulatori si riduce in maniera proporzionale alla pressione applicata. Infine, quando la pressione raggiunge il valore di taratura della valvola di sovrappressione, il fluido passa da una camera all'altra a forza costante.

Si ottiene così una curva di comportamento elastico-perfettamente plastica, con capacità dissipativa molto elevata.

Le apparecchiature con cui si realizzano i dissipatori viscosi sono dunque costituite da un pistone in movimento in un cilindro riempito di un fluido, di solito un olio silconico, eventualmente in pressione (fig. 2.35). La testa del pistone suddivide il cilindro in due camere comunicanti attraverso degli orifizi opportunamente progettati per forma, dimensioni e numero. Per la presenza del braccio del pistone, il fluido subisce una compressione nel passaggio da una camera all'altra, manifestando un comportamento non puramente viscoso, ma più propriamente viscoelastico. Ciò determina una riduzione dell'efficienza dissipativa del dispositivo, evitabile mediante l'utilizzo di un apposito sistema, costituito da una camera di accumulo e da una valvola di controllo, che rende nulla la forza di richiamo del fluido per frequenze inferiori ad un assegnato limite (frequenza di *cut-off*). L'esistenza di questa frequenza limite consente di incrementare la capacità dissipativa nonché la rigidità in corrispondenza dei soli modi superiori, il cui contributo viene così ad essere praticamente eliminato.

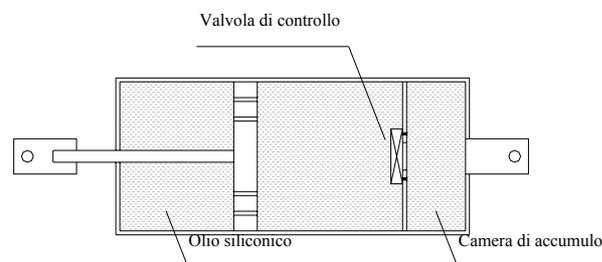


Figura 2.35 : Dissipatore viscoso: soluzione con dispositivo oleodinamico.

In alternativa, è possibile impiegare un pistone il cui braccio si sviluppi per tutta la lunghezza del dissipatore, evitando così la compressione del fluido. Infine, nel caso di fluido in pressione, si sviluppa una forza di precarico che impedisce il movimento del pistone fino al raggiungimento di un fissato livello dello sforzo applicato; una volta rimosso il carico esterno, il dispositivo tende verso la configurazione corrispondente alla pressione inizialmente imposta al fluido.

In tal modo, il dissipatore non entra in funzione per azioni di modesta entità e contemporaneamente si ottiene un ricentrimento della struttura in cui è inserito.

Una differente tipologia di dissipatori viscosi si basa sulla deformazione di un fluido altamente viscoso, disposto in un contenitore al cui interno è forzata a muoversi una piastra di acciaio (fig. 2.36). Questo tipo di dispositivo, inserito nelle maglie di un telaio, agisce sugli spostamenti d'interpiano, ma, affinché sia efficiente, si richiedono grandi volumi di fluido, il cui comportamento dipende fortemente dalla temperatura ambiente e dalla frequenza di carico.

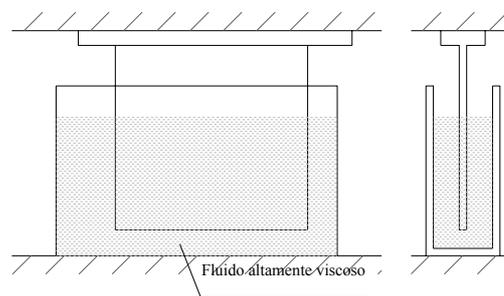


Figura 2.36 : Dissipatore viscoso: soluzione con parete viscosa.

Il sistema presenta però inconvenienti dovuti al costo, all'ingombro e alla complessità dell'apparecchiatura, che lo rendono difficilmente utilizzabile nelle costruzioni civili e, in particolare, nei fabbricati.

Per il sistema in figura 2.11e sono stati proposti dispositivi di tipo viscoso, che dissipano energia per effetto del passaggio di un fluido attraverso degli orifizi, per esempio praticati in corrispondenza della testa di un pistone come nel dispositivo illustrato in figura 2.37, sottoposto a prove sperimentali da Constantinou et al. (1993b).

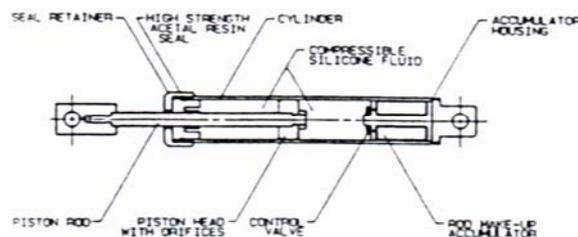


Figura 2.37 : Dispositivo dissipativo viscoso proposto per il sistema in figura 2.11e.

Applicazioni in campo strutturale di dispositivi del tipo in fig. 2.35 (Taylor, 1996; Wada et al., 1999) hanno riguardato sia nuove costruzioni (ad esempio: il *Pacific Bell North Area Operations Center* a Sacramento, California, edificio in acciaio a 3 piani realizzato nel 1995; il *DoCoMo Nagano Building* a Tokio) che interventi di recupero di strutture esistenti (ad esempio: il *Woodland Hotel* a Woodland, California, edificio in muratura a 3 piani del 1927, adeguato nel 1995; il *28<sup>th</sup> State Street Building* di Boston, Massachusetts, edificio di 35 piani adeguato nel 1996).

Inoltre, diversi studi sperimentali sono stati condotti per verificare l'efficacia di questi sistemi di controllo passivo (tab. 2.5).

Tabella 2.5 Prove sperimentali, disponibili in letteratura, per strutture in acciaio ed in c.a. irrigidite da controventi metallici con dissipatori viscosi.

<i>Autori</i>	<i>Struttura test</i>	<i>Prova</i>
Constantinou e Symans, 1993a	telaio in acciaio a 3 piani ed una campata (scala 1/4)	tavola vibrante
Reinhorn et al., 1995	telaio in c.a. a 3 piani e 3 campate (scala 1/3)	tavola vibrante
Pekcan et al., 1995	telaio in c.a. (scala 1/3)	tavola vibrante

La risposta di un dissipatore viscoso, nell'ipotesi di un fluido incomprimibile avente densità  $\rho$  e viscosità  $\mu$ , è del tipo:

$$N_d(t) = C_d \dot{\Delta}_d(t)^2 \operatorname{sgn}[\dot{\Delta}_d(t)] \quad ; \quad C_d = f(\rho) \quad (2.34 \text{ a,b})$$

in presenza di una modesta viscosità e di orifizi relativamente grandi e corti; di contro, per elevati valori di  $\mu$  ed orifizi relativamente piccoli e lunghi, si ottiene un comportamento viscoso-lineare, che è caratteristico dei fluidi newtoniani:

$$N_d(t) = C_d \dot{\Delta}_d(t) \quad ; \quad C_d = f(\mu) \quad (2.35 \text{ a,b})$$

Nel caso più generale, si ha una dipendenza non lineare dalla velocità:

$$N_d(t) = C_d |\dot{\Delta}_d(t)|^\beta \operatorname{sgn}[\dot{\Delta}_d(t)] \quad ; \quad C_d = f(\rho, \mu) \quad (2.36 \text{ a,b})$$

dove il parametro  $\beta$  (compreso, in teoria, nell'intervallo  $0 \div 2$ , ma in pratica, variabile tra 0.1 e 1) è funzione della forma e delle dimensioni degli orifizi (Mazzolani e Serino, 1997). Il legame forza-velocità, riportato in forma adimensionale in figura 2.38a, evidenzia come valori di  $\beta$  superiori a 1 corrispondano a modesti o improvvisi incrementi di forza, rispettivamente per bassi o elevati valori della velocità; dissipatori aventi tale caratteristica ben si prestano ad essere adoperati quali “shock-absorbers”. Il comportamento opposto si ha, invece, per valori di  $\beta$  inferiori a 1, mentre per  $\beta=1$  la risposta diventa di tipo viscoso-lineare. In quest'ultimo caso la forza dissipativa potrebbe risultare eccessiva per elevate velocità; ciò suggerisce l'impiego di dissipatori caratterizzati da  $\beta < 1$ , nei quali l'incremento di forza tende ad annullarsi alle velocità più elevate.

Per una storia di spostamenti armonica la (2.36a) si traduce in un'espressione, in cui la forza risulta fuori fase di  $90^\circ$  rispetto allo spostamento:

$$N_d(t) = C_d (\omega \Delta_{d,0})^\beta |\cos \omega t|^\beta \operatorname{sgn}(\cos \omega t) = N_{d,0} |\cos \omega t|^\beta \operatorname{sgn}(\cos \omega t) \quad (2.37)$$

Tale espressione risulta essere più favorevole rispetto a quella ottenuta in precedenza per i dissipatori viscoelastici, nei quali la forza era parzialmente in fase con lo spostamento (Soong e Dargush, 1997).

E' interessante osservare che, a parità di forza massima ( $N_{d,0}$ ) e di spostamento massimo ( $\Delta_{d,0}$ ), a valori di  $\beta$  più piccoli corrispondono maggiori dissipazioni di energia. In particolare, per  $\beta=2$  si hanno orifizi di forma cilindrica e modeste capacità dissipative, mentre per  $\beta=0$  gli orifizi sono sostituiti da una valvola di controllo della pressione che rende il comportamento indipendente dalla velocità del fluido (risposta rigido-plastica).

In forma adimensionale si ottiene così, per moto sinusoidale, la risposta riportata in fig. 2.38b.

Il fattore di smorzamento viscoso equivalente ( $\xi_d$ ), a meno del caso corrispondente a  $\beta=1$ , risulta essere funzione dell'ampiezza del moto e, per fluido incomprimibile, pari a:

$$\xi_d = \alpha C_d \omega^\beta \Delta_{d,0}^{1+\beta} / 2\pi K_f \Delta_{d,0}^2 \quad (2.38)$$

con  $\alpha$  a sua volta funzione del parametro  $\beta$ , mentre  $K_f$  rappresenta la rigidezza del sistema in assenza di controventi. L'espressione (2.38) fornisce, però, per  $\beta < 1$ , elevati valori di  $\xi_d$  al diminuire dell'ampiezza del moto, contrariamente a quanto osservato sperimentalmente nel caso di basse velocità di carico, in cui il comportamento è linearmente dipendente dalla velocità ed il fattore di smorzamento viscoso è costante.

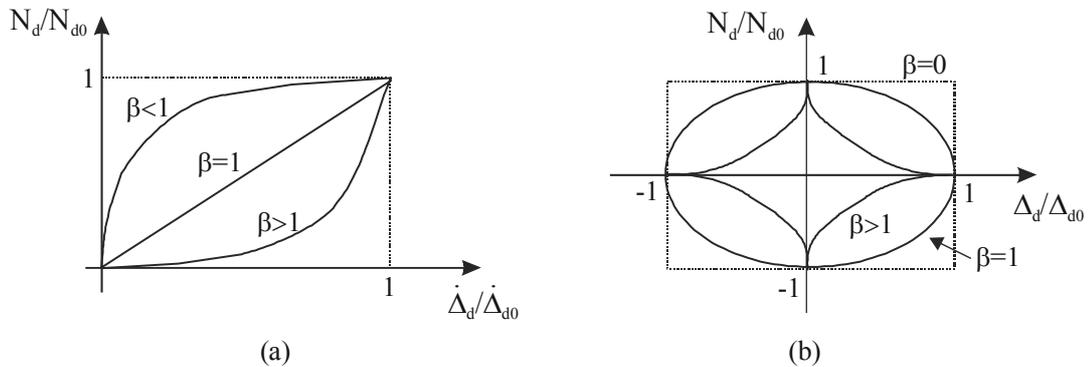


Figura 2.38 : Dissipatore viscoso: influenza del parametro  $\beta$  sui legami adimensionali forza-velocità (a), forza-spostamento (b).

Soffermando l'interesse sul comportamento viscoso-lineare ( $\beta=1$ ), accettabile su di un ampio campo di frequenze, la risposta nel piano  $N_d-\Delta_d$  è rappresentabile mediante un'ellisse avente intercetta sull'asse delle ordinate pari a  $C_d \omega \Delta_{d,0}$  (fig. 2.39). Il corrispondente legame può essere visto come una specializzazione del modello di Kelvin, ponendo  $K_d^{(K)}=0$ , oppure di quello di Maxwell per  $K_d^{(M)} \rightarrow \infty$ .

E' opportuno rilevare, però, che l'ipotesi di fluido a comportamento puramente viscoso (ossia  $K'_d=0$ ) è accettabile solo per velocità di carico abbastanza basse. Inoltre, a differenza dei dissipatori viscoelastici, quelli viscosi manifestano una minore sensibilità ai cambiamenti di temperatura e all'ampiezza del moto, ma comunque una certa dipendenza dalla frequenza.

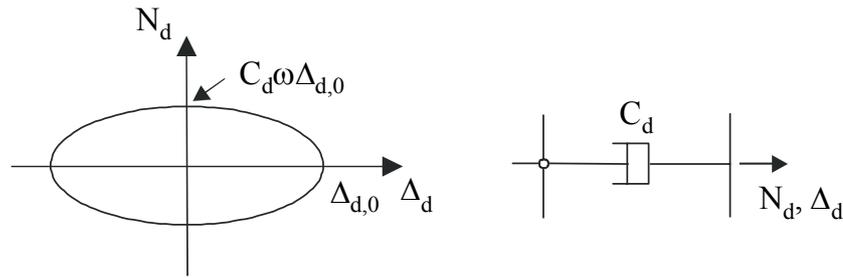


Figura 2.39 : Risposta di un dissipatore viscoso-lineare ( $\beta=1$ ) per una storia di spostamenti armonica.

Una particolarità di tali dispositivi è che essi non irrigidiscono in maniera determinata la struttura alla quale vengono applicati, in quanto non possiedono alcuna rigidità nel senso classico del termine e cioè di forza di richiamo a spostamenti statici.

Infatti, imponendo un regime di spostamenti agli estremi del dispositivo con una velocità molto bassa, è evidente che sarà necessaria l'applicazione di una forza quasi nulla per vincere l'opposizione del fluido a passare attraverso l'orifizio.

Pertanto, qualsiasi movimento statico dell'impalcato verrà "assecondato" da un corrispondente spostamento relativo tra gli estremi del dispositivo e non verrà trasmesso all'asta di controvento.

Un modello che ben si presta a descrivere analiticamente il comportamento dell'intero sistema "controvento + dispositivo", oltre ad essere evidente da un punto di vista fisico, è quello che prevede una molla elastica e una cella viscosa disposta in serie (fig. 2.40).

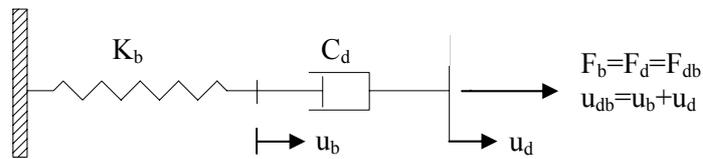


Figura 2.40

Nella figura 2.40, la molla elastica rappresenta la rigidità del controvento ( $K_b$ ) - supposto deformabile - usato per installare il dissipatore nel telaio;  $u_b(t)$ ,  $u_d(t)$  e  $u_{db}(t)$  sono gli spostamenti del solo controvento, del dissipatore e del sistema dissipativo "controvento+dissipatore", rispettivamente.

Una tale formulazione, che riproduce una sorta di viscoelasticità nella risposta del sistema "controvento + dissipatore", implica però alcune complicazioni dal punto di vista della risoluzione analitica del problema.

Viene introdotto, infatti, un ulteriore grado di libertà e cioè lo spostamento del punto di contatto tra la molla e la cella, che sarà generalmente diverso da quello del sistema.

Assumiamo un campo di spostamenti sinusoidali del tipo :

$$u(t)=u_0\text{sen}\omega t$$

o meglio, nel nostro caso particolare :

$$u_{db}(t)=u_{db\_max}\text{sen}\omega t$$

In accordo con le equazioni di compatibilità e di equilibrio possiamo scrivere :

$$u_b(t)+u_d(t)=u_{db}(t)$$

$$F_b(t)= F_d(t)= F_{db}(t)= K'_{db}u_{db\_max}\text{sen}\omega t + K''_{db}u_{db\_max}\text{cos}\omega t$$

Se per l'asta di controvento usiamo una legge lineare ( $F_b(t)=K_b \cdot u_b(t)$ ), si possono ottenere le rigidezze  $K'_{db}$  e  $K''_{db}$  (rispettivamente di carico e di scarico) per il sistema viscoso:

$$K'_{db} = \frac{K_b \cdot K_d'^2}{K_b^2 + K_d'^2} \quad ; \quad K''_{db} = \frac{K_d'' \cdot K_b^2}{K_b^2 + K_d''^2} \quad (2.39a,b)$$

con  $K_d''=C_d \cdot \omega_d$ .

Per semplificare il problema, introduciamo la rigidezza laterale del telaio  $K_f$  ed alcuni parametri adimensionali definiti come:

$$\alpha''_d = \frac{K_d''}{K_f} \quad \text{rapporto di rigidezza sistema viscoso - telaio}$$

$$K_b^* = \frac{K_b}{K_f} \quad \text{rapporto di rigidezza controvento - telaio}$$

$$K_{db}^* = \frac{K'_{db}}{K_f} \quad \text{rapporto di rigidezza sistema dissipativo - telaio}$$

Possiamo quindi riscrivere le (2.39) come segue :

$$K'_{db} = K_b \frac{1}{1 + \left(\frac{K_b^*}{\alpha_d''}\right)^2} \quad ; \quad K''_{db} = K_b \frac{\left(\frac{\alpha_d''}{K_b^*}\right)}{1 + \left(\frac{\alpha_d''}{K_b^*}\right)^2} \quad (2.40a,b)$$

Fissati, quindi, alcuni di questi parametri, per esempio  $\alpha_d''$  e  $K_b^*$ , si può calcolare il periodo fondamentale di vibrazione dell'intero sistema controventato,  $T_{bf}$ , definito come :

$$T_{bf} = \frac{T_f}{\sqrt{1 + K_{db}^*}} \quad (2.41)$$

e quindi la frequenza  $\omega = 2\pi/T_{bf}$  ed il coefficiente  $C_{db} = K''_{db}/\omega$ .

Il sistema complessivo viene schematizzato adottando una disposizione degli elementi in serie; esiste però la possibilità di passare ad un sistema equivalente con una disposizione degli elementi in parallelo di più facile soluzione:

$$C_{db} = K_b \cdot \left( \frac{1}{\left(\frac{1}{\tau}\right)^2 + \omega^2} \right) \cdot \frac{1}{\tau} \quad (2.42)$$

con  $\tau = K_b/C_d$ ; con semplici passaggi si ottiene il coefficiente di viscosità del dispositivo:

$$C_d = \frac{K_b^2}{2 \cdot C_{db} \cdot \omega^2} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(\frac{C_{db} \cdot \omega}{K_b}\right)^2} \right] \quad (2.43)$$

Proiettando i parametri in direzione diagonale, si possono ricavare la rigidezza dell'asta di controvento ( $E_s A_s/d$ ) e la costante di smorzamento nella configurazione diagonale ( $C'_d$ ) (fig. 2.41) :

$$E_s A_s/d = K_b \cdot d^2/L^2 \quad ; \quad C'_d = C_d/\cos^2\Phi = C_d \cdot d^2/L^2 \quad (2.44a,b)$$

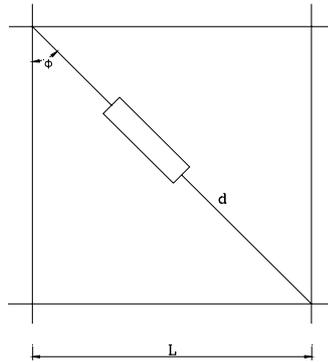


Figura 2.41

Un importante parametro nello studio dei dissipatori viscosi è il rapporto di smorzamento aggiunto dovuto al dissipatore  $\xi_a$  definito come :

$$\xi_a = \frac{K_{db}''}{2(K_{db}' + K_f)} \quad (2.45)$$

che rappresenta l'energia dissipata in un ciclo.

### 2.2.3 DISSIPATORI ELETTROREOLOGICI E MAGNETOREOLOGICI

Questi generi di dispositivi dissipativi sfruttano le proprietà fisiche di particolari fluidi, sensibili alle variazioni dei campi elettrici o magnetici (fig. 2.42), e consentono di modificare, nel giro di millisecondi, le modalità di dissipazione, passando da un comportamento viscoso ad un comportamento rigido-viscoplastico, semplicemente applicando un leggero campo elettrico (ad esempio quello di una batteria). Si riuniscono così i pregi della dissipazione viscosa e di quella ad attrito.

Riducono notevolmente gli spostamenti massimi, ma sono responsabili di quelli permanenti alla fine dello scuotimento sismico, per cui sarà necessario, in tal caso, ricentrare la struttura.

Infatti, operando inizialmente in maniera rigido-viscoplastica e successivamente, durante la fase finale dell'eccitazione sismica, in maniera viscosa annullando il campo elettrico, si continua a dissipare energia e, al contempo, si permette alla struttura di ricentrarsi.

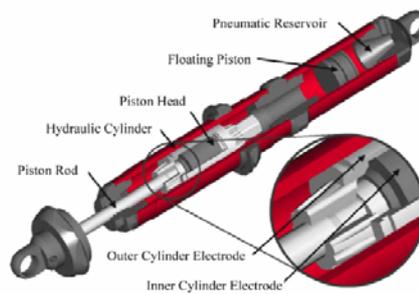


Figura 2.42 : Dissipatore elettroreologico.

## 2.2.4 DISSIPATORI A MEMORIA DI FORMA (S.M.A. - SHAPE MEMORY ALLOY)

Nel campo di ricerca dei sistemi passivi ed attivi, per il controllo e la protezione sismica delle strutture, c'è un'area il cui obiettivo è la ricerca di materiali intelligenti ("smart materials"). Questa classe di materiali, può essere implementata negli elementi strutturali o nei sistemi di controllo, come attuatori e sensori, modificando la risposta strutturale sotto azione esterna.

In particolare vi sono dei materiali che esibiscono una proprietà detta "memoria di forma". Tale proprietà fu osservata per la prima volta da Ölander nel 1932, quando una lega Oro-Cadmio (AuCd) presentava un comportamento simile ad una gomma (rubber-like). Queste leghe sono dei materiali metallici appartenenti ad una classe di solidi che possono subire mutamenti reversibili di tipo solido-solido tra due fasi cristalline. La prima, cristallograficamente più ordinata e stabile alle alte temperature, è nota come austenite, mentre la seconda, meno ordinata dal punto di vista cristallografico ma comunque stabile alle basse temperature, nota come martensite, è presente in variante singola ("detwinned") o multipla ("twinned").

Le proprietà termo-meccaniche presentate da queste leghe sono molto inusuali: sono capaci di recuperare ampie deformazioni nei cicli carico e scarico; inoltre, sono in grado di ritornare nella loro forma iniziale, una volta deformati plasticamente, quando sono adeguatamente trattate termicamente.

Queste due proprietà vanno, rispettivamente, sotto il nome di superelasticità ed effetto a memoria di forma.

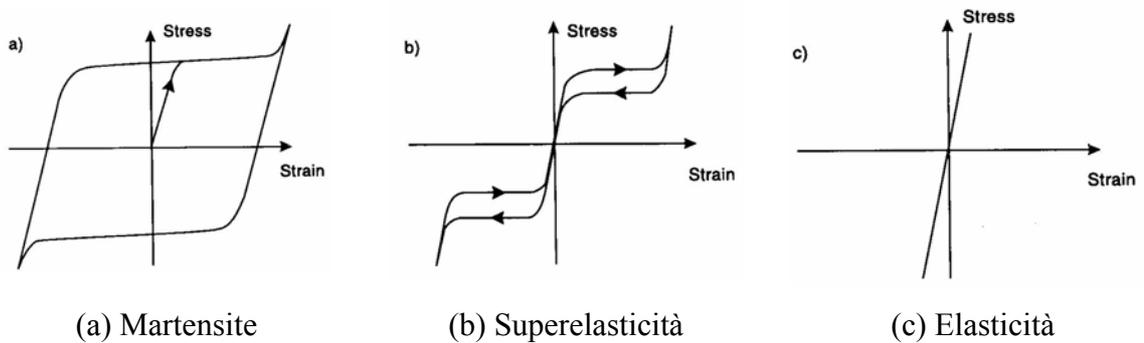


Figura 2.43 : Dissipatori in lega a memoria di forma: curve tensione-deformazione.

Alcuni esempi di applicazione di tali dispositivi sono riportati nella figura 2.44:



(a) Progetto ILVA-IDEM (ex stabilimento ITALSIDER di Bagnoli).



(b) Protezione sismica della Basilica di S. Francesco (Assisi): schema del collegamento tra tetto e parete mediante dispositivi in lega a memoria di forma.

Figura 2.44 : Esempi di applicazione di controventi rientranti con leghe a memoria di forma.

## CAPITOLO 3

### ANALISI DINAMICA NON LINEARE

#### 3.1 GENERALITÀ

L'analisi della risposta di una struttura sottoposta ad una forzante sismica viene condotta ricercando la soluzione dell'equazione differenziale di equilibrio dinamico associata al sistema ad  $n$  gradi di libertà costituito dai parametri cinematici della struttura stessa. L'evoluzione dinamica di quest'ultima viene descritta nel tempo da un campo di spostamenti  $u(t)$ , cinematicamente compatibili, mediante la soluzione dell'equazione:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{u}(t)\} + \{f(u(t))\} = -[M] \cdot \{I\} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (3.1)$$

con  $[M]$ : matrice delle masse

$[C]$ : matrice di smorzamento viscoso

$\{f(u(t))\}$ : reazione strutturale

$\{I\}$  : vettore di trascinamento

$\ddot{u}_g(t)$  : accelerazione al suolo

L'analisi in campo non lineare viene condotta seguendo un approccio di tipo incrementale ("step-by-step"). Essa si articola nelle fasi seguenti:

- discretizzazione della struttura;
- descrizione del legame elasto-plastico nel singolo passo dell'analisi;
- discretizzazione del tempo;
- scelta di un opportuno processo iterativo nel passo.

### 3.2 DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Le equazioni d'equilibrio, formulate al continuo come equazioni differenziali, devono essere riscritte al discreto, in modo da pervenire ad un sistema di equazioni algebriche di più semplice risoluzione.

La struttura viene discretizzata in un numero finito di elementi i cui nodi vengono posizionati in modo da garantire la continuità geometrica e meccanica nel singolo elemento. Per ogni elemento vengono costruite le classiche matrici locali di rigidezza  $[K_e]$  e di massa  $[M_e]$  che vengono assemblate per costruire le rispettive matrici globali.

Esse saranno utilizzate successivamente per il calcolo della matrice d'iterazione, che garantisce la convergenza del problema, e per esprimere le forze d'inerzia nodali e quelle di smorzamento viscoso.

#### Reazione Strutturale $\{f(u(t))\}$

La reazione strutturale  $\{f(u(t))\}$  rappresenta il vettore delle reazioni dei vincoli fittizi disposti nei nodi del telaio, associato al vettore degli spostamenti nodali  $\{u(t)\}$ ; tale vettore esprime la risultante delle sollecitazioni che le varie aste trasmettono al nodo per effetto degli spostamenti  $\{u(t)\}$  imposti ordinatamente in tutti i nodi della struttura. Dette sollecitazioni, insieme alle forze di smorzamento viscoso ed a quelle d'inerzia associate all'accelerazione locale dei singoli nodi, permettono di equilibrare la forzante esterna.

La formulazione matematica del vettore che rappresenta la reazione strutturale è il punto cardine dell'intera analisi. Esso, infatti, non è esprimibile in termini lineari della matrice di rigidezza e non è quindi possibile disaccoppiare le equazioni differenziali applicando l'analisi modale.

Si provvede perciò nel singolo passo di integrazione dell'analisi, a formulare il legame elasto-plastico e a calcolare mediante esso la reazione strutturale del telaio.

Matrice di smorzamento viscoso [C]

Mentre le matrici di massa e di rigidità di una struttura possono essere calcolate dalla conoscenza delle proprietà geometriche e meccaniche degli elementi strutturali e non, la matrice di smorzamento non può essere determinata allo stesso modo, in quanto la dissipazione di energia negli edifici civili e industriali, o in altri manufatti, è dovuta agli effetti combinati di diversi meccanismi, quali l'attrito nelle giunzioni strutturali, l'attrito strutturale associato al superamento dei limiti del comportamento elastico ed altri ancora. In generale, non è possibile definire quantitativamente questi meccanismi locali di dissipazione di energia e, pertanto, la matrice [C] non si può determinare analiticamente come si fa per le matrici di massa e di rigidità. Nella pratica, in ambito lineare una formulazione semplice della matrice di viscosità è ottenuta come combinazione lineare delle matrici di rigidità e delle masse mediante la seguente espressione:

$$[C]=a[M]+b[K] \quad (3.2)$$

Tale assunzione si dimostra essere, in campo lineare, una condizione sufficiente per assicurare la disaccoppiabilità delle equazioni di equilibrio dinamico.

E' altresì immediata la determinazione dei coefficienti "a" e "b" che, possono essere calcolati con l'espressione seguente:

$$\xi = \frac{a \cdot T_i}{4 \cdot \pi} + \frac{b \cdot \pi}{T_i} \quad (3.3)$$

la quale, con riferimento ai due primi modi (di periodo:  $T_i = T_1, T_2$ ) e ad un fattore di smorzamento  $\xi$  convenzionale del 5%, costituisce un sistema di due equazioni nelle incognite "a" e "b" di immediata risoluzione.

Ovviamente questa formulazione è valida, a rigore, solo nel caso in cui l'equazione del moto è lineare o è stata linearizzata assumendo, ad esempio, come matrice di rigidità quella tangente  $[K_T]$ , riferita cioè allo stato della struttura nel generico istante di analisi.

### 3.3 DESCRIZIONE DEL LEGAME ELASTO-PLASTICO NEL SINGOLO PASSO DELL'ANALISI (ELEMENTO TRAVE)

Nell'ambito di ciascun passo dell'analisi il comportamento elasto-plastico del singolo elemento può essere descritto sulla base di un legame "olonomo", dipendente cioè solo dallo stato iniziale e da quello finale, e non dal particolare percorso fra di essi.

Nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico perfetto del materiale, una volta noto lo stato iniziale e l'incremento di carico nel passo, lo stato finale può essere determinato come soluzione del principio di Haar-Karman.

A tal fine, viene utilizzata la tecnica del tipo "initial-stress". Assegnato un vettore di spostamenti nodali  $\{u\}$  di tentativo, per ogni elemento può essere definito il corrispondente stato di deformazione elastica  $\varepsilon_E$  e quindi lo stato tensionale elastico:

$$\sigma_E[u] = \sigma_0 + E \{ \varepsilon_E [u] - \varepsilon_0 \} \quad (3.4)$$

avendo indicato con  $\sigma_0$  ed  $\varepsilon_0$ , rispettivamente, lo stato tensionale e quello di deformazione all'inizio del passo, mentre "E" rappresenta la matrice elastica che dipende dalle particolari caratteristiche del materiale.

A questo punto può essere applicato il principio di Haar-Karman: *“ fra tutti i campi di tensione equilibrati e plasticamente ammissibili, la soluzione elasto-plastica  $\sigma$  è quella cui corrisponde la minima distanza, in termini di energia complementare, dalla soluzione elastica  $\sigma_E[u]$  ”.*

In altri termini, la soluzione elasto-plastica viene determinata come :

$$\sigma = \sigma_E + \sigma_A \quad (3.5)$$

essendo  $\sigma_A$  un opportuno campo di autotensioni che minimizza l'energia complementare:

$$\Pi_c[\sigma] = 1/2 \cdot \sigma_A^T \cdot E^{-1} \cdot \sigma_A = \min. \quad (3.6)$$

nel rispetto della condizione di plasticità:

$$f[\sigma_E + \sigma_A] \leq 1 \quad (3.7)$$

Trasferendo il problema ad un elemento di trave, consideriamo i momenti ai nodi  $i$  e  $j$ , e lo sforzo normale lungo l'asta; la soluzione elasto-plastica  $\{S\} = \{m_i, m_j, n\}$  può essere ottenuta ricercando fra gli stati tensionali autoequilibrati:

$$M_A(\xi) = M(\xi) - M_E(\xi) = (m_i - m_{Ei})(1 - \xi) + (m_j - m_{Ej})(\xi) \quad (3.8a)$$

$$N_A(\xi) = N(\xi) - N_E(\xi) = \text{cost.} \quad (3.8b)$$

quello che soddisfa il principio di Haar-Karman (fig. 3.1).

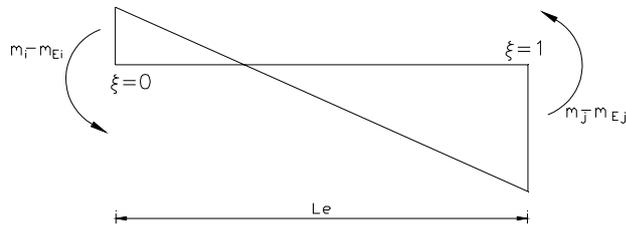


Figura 3.1: Stato tensionale autoequilibrato.

Pertanto, assumendo un dominio elastico funzione dei momenti plastici relativi alle sezioni di estremità dell'elemento, occorre minimizzare il funzionale:

$$\Pi c[M, N] = 1/2 \cdot \int M_A^2(x) / EJ \cdot dx + 1/2 \cdot \int N_A^2(x) / EA \cdot dx = \min. \quad (3.9)$$

nel rispetto delle condizioni di plasticità :

$$-My_3 \leq m_i \leq My_1 \quad (3.10a)$$

$$-My_4 \leq m_j \leq My_2 \quad (3.10b)$$

Sviluppando gli integrali del funzionale sopra introdotto, si ha, per il generico elemento:

$$\begin{aligned} \Pi c[M, N] = & 1/2 \cdot L_e / 3EJ \cdot [(m_i - m_{Ei})^2 + (m_j - m_{Ej})^2 - (m_i - m_{Ei})(m_j - m_{Ej})] + \\ & + 1/2 \cdot L_e / EA \cdot (N - N_E)^2 = \min. \end{aligned} \quad (3.11)$$

Il problema ammette quale soluzione  $N = N_E$ ; è ovvio che se la soluzione elastica  $M_E$  rispetta le condizioni di plasticità (3.10), allora la soluzione coincide con quella elastica:  $M = M_E$ .

Se invece il punto  $M_E$  cade all'esterno del dominio elastico nel piano  $m_i, m_j$ , la soluzione elasto-plastica viene cercata imponendo la condizione di tangenza fra la curva equipotenziale  $\Pi_c = \text{cost}$  e il dominio elastico:

$$\text{grad}(\Pi_c) = \alpha \cdot n \tag{3.12}$$

dove  $n = (n_i, n_j)$  è il versore della normale (uscente) al lato del dominio elastico considerato ed  $\alpha$  una costante reale arbitraria (fig. 3.2).

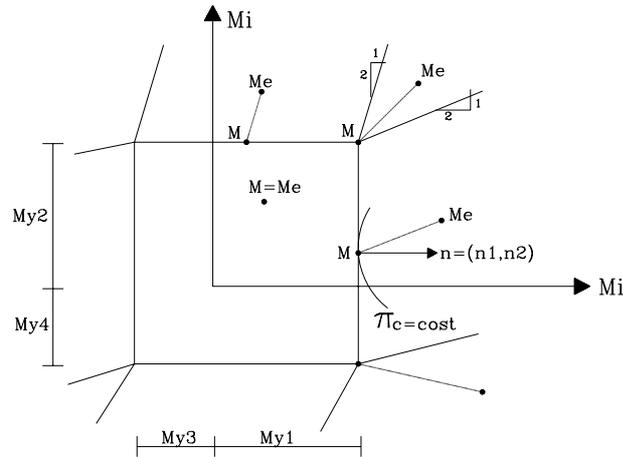


Figura 3.2 : Soluzione elasto-plastica olonoma nel passo.

Da un punto di vista computazionale il procedimento più conveniente per ottenere  $M$  è quello di eseguire in successione le seguenti operazioni (Aristodemo et al., 1980):

$$m_i' = \max \{-My_3, \min \{My_1, m_{Ei}\} \} \tag{3.14}$$

$$m_j = \max \{-My_4, \min \{My_2, m_{Ej} - 1/2(m_{Ei} - m_i')\} \} \tag{3.15}$$

$$m_i = \max \{-My_3, \min \{My_1, m_{Ei} - 1/2(m_{Ej} - m_j)\} \} \tag{3.16}$$

Calcolata la soluzione elasto-plastica  $M$  e ricordando che gli sforzi normali sono quelli elastici (avendo trascurato in sostanza le deformazioni plastiche assiali), si può ottenere per il generico elemento il vettore delle reazioni nodali:

$$f_e[u_e] = \{-N, T, m_i, N, -T, m_j \} \tag{3.17}$$

Assemblando i contributi  $f_e$  dei vari elementi, si ottiene il vettore delle reazioni nodali  $\{f[u]\}$  dell'intera struttura.

La soluzione in termini di spostamenti è completata dal calcolo delle rotazioni plastiche  $\phi_i^p$  e  $\phi_j^p$  nelle estremità dell'elemento:

$$\phi_i^p = \phi_{0i}^p + L_e/EJ \cdot [(m_{Ei} - m_i)/3 - (m_{Ej} - m_j)/6] \quad (3.18a)$$

$$\phi_j^p = \phi_{0j}^p + L_e/EJ \cdot [(m_{Ej} - m_j)/3 - (m_{Ei} - m_i)/6] \quad (3.18b)$$

dove  $\phi_{0i}^p$  e  $\phi_{0j}^p$  sono le rotazioni plastiche riferite allo stato iniziale del passo.

Il significato fisico delle (3.18) risulta chiaro se gli incrementi di rotazioni plastiche  $\Delta\phi_{i,j}^p = \phi_{i,j}^p - \phi_{0i,j}^p$ , vengono calcolati come rotazioni elastiche provocate dalle autotensioni nelle estremità.

### 3.4 DISCRETIZZAZIONE NEL TEMPO

L'equazione del moto viene generalmente risolta per via numerica, suddividendo l'asse dei tempi in una serie di intervalli finiti  $\Delta t$ , non necessariamente uguali tra loro.

Lo schema di integrazione utilizzato nell'analisi è ottimale nei confronti di una serie di inconvenienti numerici connessi all'instabilità numerica primaria, all'instabilità da "roundoff error" ed ai fenomeni di battimento fra modi spuri (Casciaro, 1975).

Lo schema è basato sulle seguenti equazioni ricorrenti:

$$\{u\}_{j1} = \{u\}_{j0} + (1/2 - \beta) \cdot \Delta t \cdot \{\dot{u}\}_{j0} + (1/2 + \beta) \cdot \Delta t \cdot \{\dot{u}\}_{j1} \quad (3.19)$$

$$\{q\}_{j1} = \{q\}_{j0} + (1/2 - \alpha) \cdot \Delta t \cdot (\{s\}_{j0} - \{p\}_{j0}) + (1/2 + \alpha) \cdot \Delta t \cdot (\{s\}_{j1} - \{p\}_{j1}) \quad (3.20)$$

in cui gli indici 0 e 1 si riferiscono agli istanti iniziale e finale dell'intervallo di tempo  $\Delta t$ ,  $\{q\} = [M]\{\dot{u}\}$  è il vettore quantità di moto,  $\{s\} = \{f(u)\} + [C]\{\dot{u}\}$  è un vettore in cui sono conglobati la reazione strutturale e la forza smorzante, mentre  $\{p\}$  è il vettore dei carichi nodali che, in presenza di accelerazioni sismiche  $\ddot{u}_g(t)$  contiene, oltre ai carichi statici, anche le forze d'inerzia nodali.

I parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , basati sull'assunzione di opportune leggi d'interpolazione per le funzioni  $\{u(t)\}$  e  $\{\dot{u}(t)\}$  nell'intervallo  $\Delta t$ , sono definiti in funzione dello stesso  $\Delta t$  e della stima del primo ( $T_1$ ) e dell'ultimo ( $T_n$ ) periodo di vibrazione della struttura, e servono per pesare, in maniera opportuna, le velocità e gli impulsi a inizio e fine passo. Si ha dunque:

$$\alpha, \beta = \mp \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{1}{\tau} - \frac{1}{4 \cdot \text{sen}^2(\tau/2)}} \quad \text{se } \Delta t \leq T_n/2 \quad (3.21)$$

$$\alpha, \beta = \frac{\rho^3}{1 + 2\rho^3} \mp \frac{1}{\tau} \quad \text{se } \Delta t > T_n/2 \quad (3.22)$$

avendo posto :

$$\tau = \frac{2\pi\Delta t}{T_n} \quad \rho = \frac{2\Delta t - T_n}{T_1 - T_n} \quad (3.23a,b)$$

La (3.19) rappresenta il vettore spostamenti a fine passo  $\{u_1\}$ , ottenuto pesando opportunamente il contributo dei vettori velocità  $\{\dot{u}_0\}$  e  $\{\dot{u}_1\}$ ; la (3.20) esprime, invece, il principio di conservazione della quantità di moto, ottenuto pesando opportunamente gli impulsi delle forze attive ( $\{s\}_0 - \{p\}_0$ ) e ( $\{s\}_1 - \{p\}_1$ ).

### 3.5 PROCESSO ITERATIVO NEL SINGOLO PASSO DELL'ANALISI

All'interno del singolo passo dell'analisi è necessario definire il vettore  $\{\dot{u}_1\}$  in modo che  $\{f_1[u_1]\}$  (e quindi  $\{s_1\}$ ), essendo  $\{u_1\}$  definito dalla (3.19), soddisfi l'equazione di equilibrio dinamico (3.20).

La soluzione di tale problema viene perseguita utilizzando il seguente schema iterativo a matrice costante:

$$\{r\}^{(j)} = \{q\}_1^{(j)} - \{q\}_0 + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right) \cdot \Delta t \cdot (\{s\}_0 - \{p\}_0) + \left(\frac{1}{2} + \alpha\right) \cdot \Delta t \cdot (\{s\}_1^{(j)} - \{p\}_1) \quad (3.24a)$$

$$\{\dot{u}\}_1^{(j+1)} = \{\dot{u}\}_1^{(j)} - [H] \cdot \{r\}^{(j)} \quad (3.24b)$$

in cui l'indice  $j$  si riferisce al generico ciclo d'iterazione e  $[H]$  è un'opportuna

matrice d'iterazione, simmetrica e definita positiva. La (3.24a) esprime l'errore  $\{r\}^{(i)}$  commesso scrivendo l'equazione d'equilibrio dinamico (3.20), sulla base della stima  $\{\dot{u}\}_1^{(i)}$  della velocità a fine passo; in funzione di  $\{r\}^{(i)}$  e  $\{\dot{u}\}_1^{(i)}$ , tramite la (3.24b), è possibile ottenere il vettore delle velocità  $\{\dot{u}\}_1^{(j+1)}$  di nuovo tentativo.

Il processo iterativo si arresta quando un'appropriata misura  $\|r^{(i)}\|$  del vettore residuo  $\{r\}^{(i)}$  diventa minore di una prefissata tolleranza  $f_{\text{toll}}$ .

Si dimostra che, se la struttura ha un comportamento elasto-plastico stabile secondo Drucker, la convergenza del processo costituito dalle (3.24) è assicurata se, in particolare, si assume per la matrice d'iterazione  $[H]$  la seguente espressione:

$$[H] = \{[M] + (\frac{1}{2} + \alpha)(\frac{1}{2} + \beta) \cdot \Delta t^2 \cdot [K_E] + (\frac{1}{2} + \alpha) \cdot \Delta t \cdot [C]\}^{-1} \quad (3.25)$$

essendo  $[K_E]$  la matrice di rigidezza elastica della struttura.

Il processo (3.24) può essere interpretato come un processo iterativo a matrice costante del tipo alla Newton-Raphson.

All'espressione (3.24b) si perviene imponendo che l'errore  $\{r\}$ , sviluppato in serie di Taylor nell'intorno del punto  $\{\dot{u}\}_1^{(i)}$  fino ai termini del primo ordine, sia uguale al vettore nullo:

$$\{r^{(i)}\} + \left[ \frac{d\{r\}}{d\{\dot{u}_1\}} \right]_{\dot{u}_1 = \dot{u}_1^{(i)}} (\{\dot{u}_1\} - \{\dot{u}_1^{(i)}\}) = \{0\} \quad (3.26)$$

Identificando il vettore  $\{\dot{u}\}_1$  con il vettore delle velocità di nuovo tentativo  $\{\dot{u}\}_1^{(j+1)}$ , l'espressione (3.26) coincide con la (3.24b) se si assume:

$$[H] = \left[ \frac{d\{r\}}{d\{\dot{u}_1\}} \right]_{\dot{u}_1 = \dot{u}_1^{(i)}}^{-1} \quad (3.27)$$

L'assunzione (3.25) per la matrice  $[H]$  risulta vantaggiosa, in quanto l'operazione di inversione può essere fatta una volta per tutte all'inizio dell'analisi.

Ai fini della velocità di convergenza del processo iterativo (3.24), si noti che, mentre in un problema lineare la convergenza è praticamente immediata, altrettanto non accade in problemi non lineari nei quali le non linearità si risentono solo attraverso la matrice di rigidezza.

Tuttavia si è constatato in precedenti lavori (Vulcano, 1981) che, per problemi dinamici, l'effetto delle non linearità non pregiudica la convergenza e richiede tempi di calcolo abbastanza contenuti.

In questo modo si evita l'utilizzo della matrice di rigidità tangente, che farebbe lievitare di molto i costi computazionali.

Il quadro completo delle operazioni in sequenza, che l'applicazione del procedimento iterativo illustrata comporta, è riportato nello schema seguente:

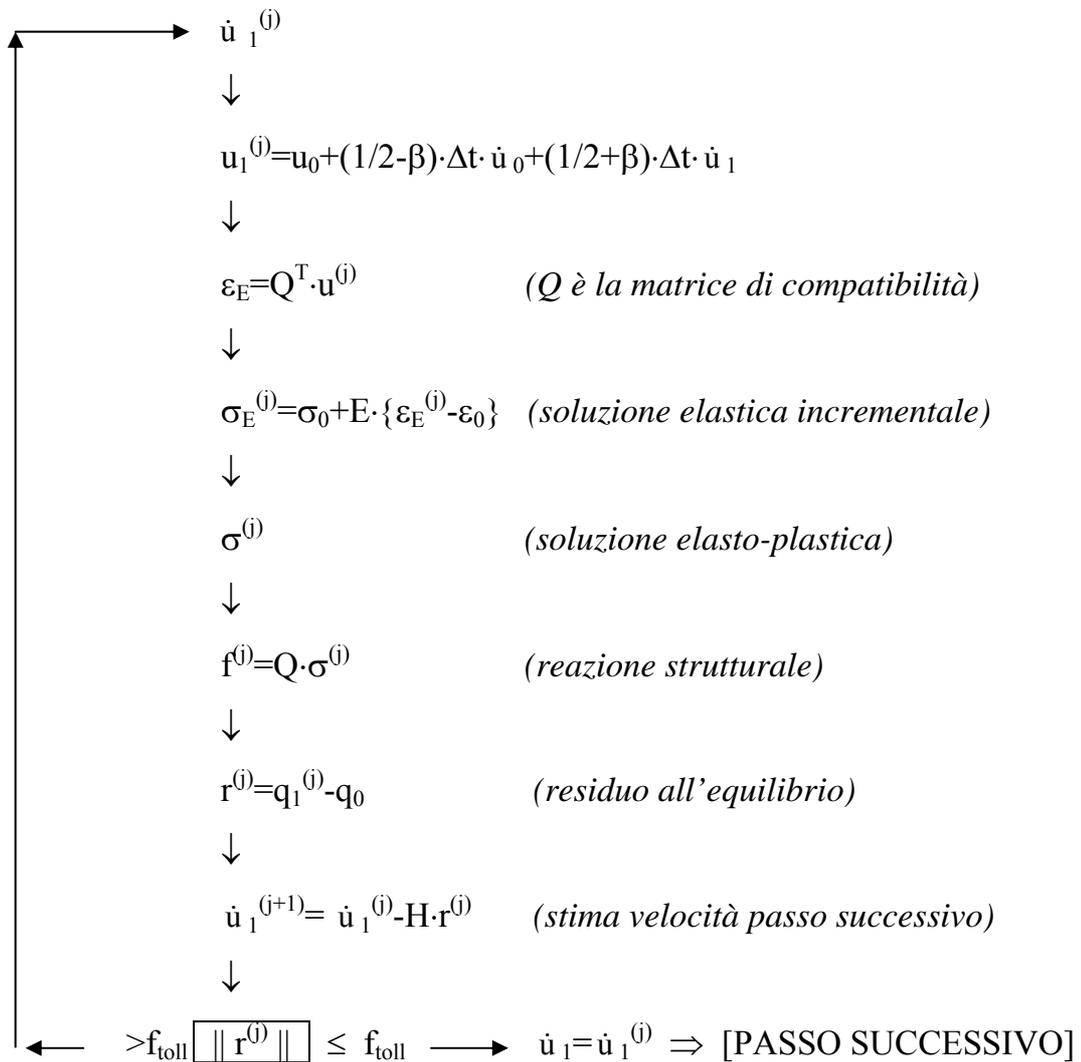


Figura 3.3 : Processo iterativo nel singolo passo dell'analisi.

### 3.6 ALGORITMO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo illustrato ci permette di determinare la soluzione dell'equilibrio dinamico in campo non lineare, ricorrendo alla tecnica di integrazione al passo, che richiede la suddivisione dell'asse dei tempi in un numero finito di intervalli, all'interno dei quali viene applicata la procedura iterativa che converge verso la soluzione equilibrata e plasticamente ammissibile.

In particolare le operazioni sono organizzate in una serie di subroutines le cui caratteristiche essenziali vengono di seguito descritte. Per fissare le idee si fa riferimento a strutture intelaiate.

#### Input

Vengono fornite tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche del telaio analizzato, insieme alla forma del dominio di interazione M-N calcolato per le sezioni di estremità dei pilastri ed ai momenti plastici (nelle due direzioni di carico) per le analoghe sezioni delle travi. Si noti che durante l'analisi è necessario aggiornare il valore dei momenti plastici dei pilastri in funzione dello sforzo normale agente, al fine di ottenere la soluzione equilibrata compatibile con le effettive variazioni di resistenza subite dalle sezioni presso-inflesse.

Tra i dati in input vengono forniti anche le stime del periodo più grande e del periodo più piccolo, nonché il valore della tolleranza dell'errore, in modo da permettere il calcolo dei parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , che vengono utilizzati anche per esprimere la matrice d'iterazione. Vengono assegnati, inoltre, i dati relativi ai dissipatori e viene fornita l'evoluzione temporale della forzante sismica, insieme al valore di picco dell'accelerazione ed agli istanti di inizio e fine analisi.

#### Loads

Nella procedura si assembla in maniera definitiva il vettore dei carichi nodali statici; questa subroutine viene sempre richiamata all'inizio di ogni passo, in quanto essa provvede ad aggiornare il vettore dei carichi nodali variabile nel tempo in funzione della forzante esterna.

### Assem

In questa fase si provvede ad assemblare in maniera definitiva la matrice delle masse  $[M]$  e la matrice di rigidezza elastica  $[K_E]$  dell'intera struttura, e a calcolare la matrice di viscosità  $[C]$ . Successivamente viene calcolata, tramite la relazione (3.25), la matrice di iterazione  $[H]$  che verrà utilizzata nel corso del processo iterativo; più precisamente, viene determinata l'inversa della matrice  $[H]$ , che viene poi utilizzata per il calcolo della velocità attraverso il processo iterativo.

### Struct

Sulla base delle stime dei vettori delle velocità  $\{\dot{u}\}_1^{(i)}$  e degli spostamenti  $\{u\}_1^{(i)}$ , vengono calcolati i vettori quantità di moto  $\{q\}_1 = [M]\{\dot{u}\}_1$ , e il vettore  $\{s\}_1 = f[\{u\}_1] + [C]\{\dot{u}\}_1$ . Una volta soddisfatto l'equilibrio nel singolo passo dell'analisi entro la tolleranza prefissata, vengono aggiornati lo stato tensionale  $\sigma$  e quello di deformazione  $\varepsilon$  necessari per definire lo stato iniziale del passo successivo; vengono quindi calcolati i valori minimi e massimi delle componenti di tensione e deformazione.

### Solve

La matrice d'iterazione (o meglio la sua inversa), ricavata nella subroutine "Assem", viene decomposta. In tal modo è possibile procedere al calcolo della stima attuale delle velocità nel generico loop mediante la risoluzione di un sistema lineare. Si determina quindi la correzione  $\{\Delta\dot{u}\}^{(i)} = [H]^{-1}\{r\}^{(i)}$  da apportare al vettore velocità.

### Output

Alla fine dell'elaborazione vengono conservati su files i risultati ottenuti durante il calcolo, in particolare: le sollecitazioni massime cui è stata soggetta la struttura durante l'input sismico; le massime richieste di duttilità per ogni elemento strutturale; i massimi spostamenti assoluti e relativi di piano.

In figura 3.4 è riportato il diagramma di flusso dell'algoritmo di calcolo sopra descritto.

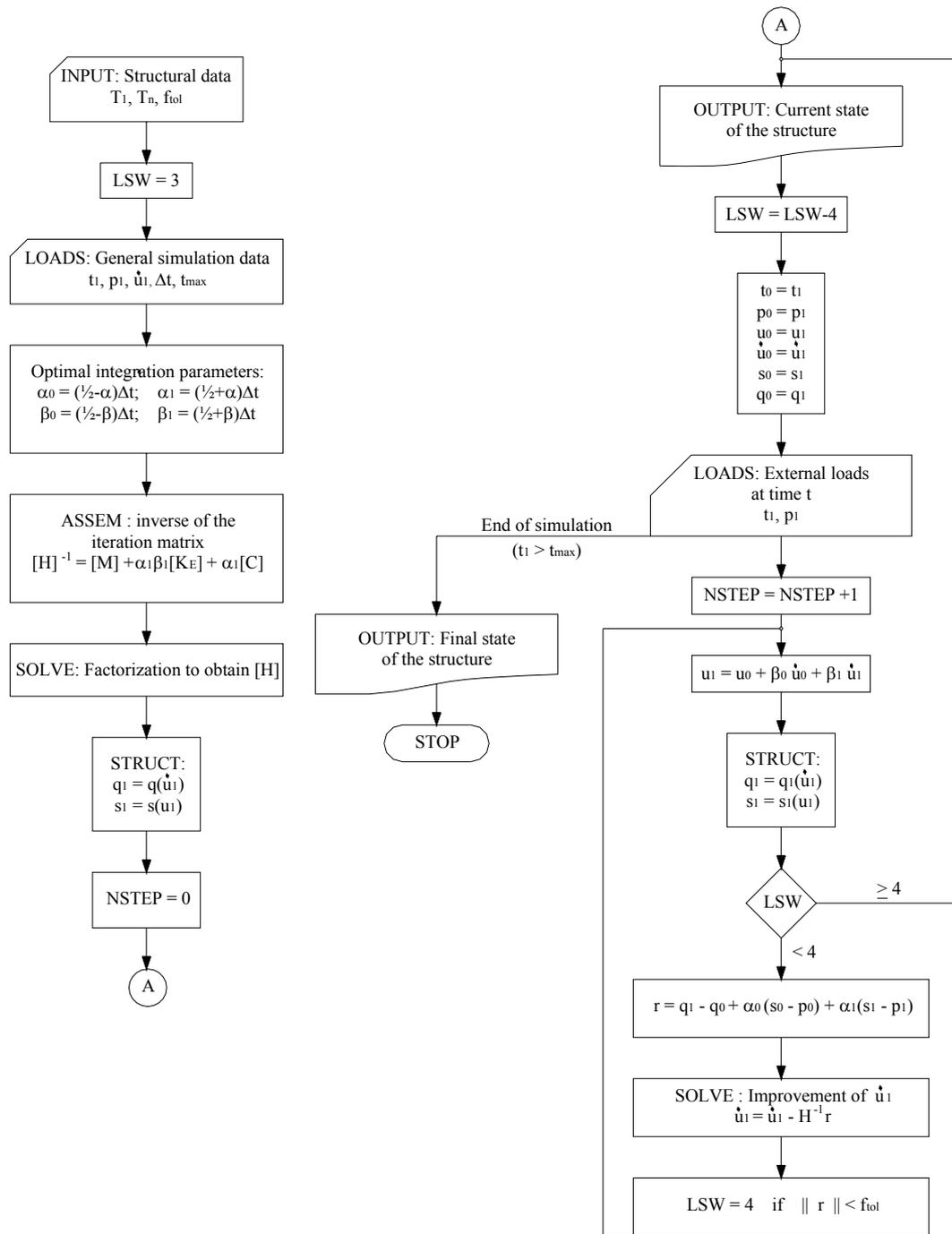


Figura 3.4 : Diagramma di flusso dell'algoritmo di calcolo.

### 3.7 PARAMETRI PER LA MISURA DEL DANNEGGIAMENTO

L'individuazione di opportuni funzionali atti a descrivere il danneggiamento di una struttura soggetta ad eccitazione sismica rappresenta, tuttora, una questione aperta in ambito scientifico. Ciò è principalmente dovuto alla complessità della valutazione del comportamento dinamico di un sistema generico soggetto a carichi ciclici, le cui intensità e distribuzione sono variabili casuali.

L'idea fondamentale è quella di definire una serie di grandezze, variabili di danno,  $d_i$ . Esse sono da interpretarsi alla stregua di componenti di un vettore di stato che rappresenta, istante per istante, lo stato di danneggiamento della struttura.

Generalmente lo stato di danno di una struttura è posto in relazione con le escursioni in campo plastico, cioè con le deformazioni non recuperabili, ed è quindi automatico che le singole variabili di danno siano delle misure dirette o indirette di deformazione (tensioni, curvature, rotazioni, spostamenti orizzontali di piano, energia dissipata, etc.).

Volendo conseguire l'obiettivo di descrivere in maniera formale il livello di danneggiamento di una struttura, il primo problema che ci si trova ad affrontare è l'individuazione di un criterio di collasso sismico.

In tale ambito, il parametro di danno su cui si è concentrata la maggior parte dell'attenzione dei ricercatori è stato senza dubbio il *fattore di duttilità*, inteso come il rapporto tra la massima escursione plastica ottenuta durante l'azione ciclica ed il massimo valore accettabile. Il limite fondamentale di tale scelta è legato al fatto che il fattore di duttilità fornisce un'informazione relativa al solo ciclo isteretico avente la massima ampiezza, prescindendo in maniera assoluta dagli altri.

Il rovescio della medaglia è rappresentato, invece, dal cosiddetto criterio "energetico" (Uang, Bertero 1990), nel quale si asserisce che il collasso di una struttura avviene in corrispondenza del raggiungimento di una certa quantità di energia dissipata, il che significa trattare ogni ciclo isteretico in maniera identica, senza considerare che il peso dell'energia dissipata può essere differente, in termini di danneggiamento del sistema, a seconda del livello di duttilità attivato.

Esistono, inoltre, diverse proposte intermedie tra quelle sopra riportate, il cui obiettivo è quello di provare a descrivere, almeno in termini approssimativi, la distribuzione dei cicli plastici (Yamada, 1988).

Davanti alle sostanziali difficoltà che si hanno nel definire un criterio affidabile di collasso sismico per una struttura, l'idea è quella di definire una serie di “*funzionali di danneggiamento*”, che riprendano i concetti sopra esposti e ne diano una rappresentazione sintetica. Per funzionale di danneggiamento è da intendersi una funzione avente come dominio lo spazio delle variabili di danno e come codominio l'insieme dei numeri reali:

$$F_D : d \rightarrow \mathfrak{R} \quad (3.28)$$

La legge di tale funzione dovrebbe essere “normalizzata”, ovvero fornire valore pari a 1 in corrispondenza della superficie di collasso, cioè dell'insieme composto dai vettori dello spazio di stato per i quali si raggiunge il collasso strutturale.

Chiaramente tale funzionale dipende dai materiali di cui è composta la struttura, dal sistema resistente della stessa ed in generale dalla sua configurazione, elementi noti con la definizione del sistema da analizzare, ma anche dalle caratteristiche dinamiche dell'eccitazione sismica in ingresso, che determinano una variazione dei cicli di carico a cui il sistema è sottoposto, elemento, questo, definibile solo in ambito probabilistico.

Le variabili di stato maggiormente utilizzate nella definizione dei funzionali sono la *duttilità richiesta* e *l'energia dissipata plasticamente*. Nella prima eventualità, per definire il relativo funzionale di danno, si introduce la cosiddetta “*duttilità cinematica*”, definita come:

$$\mu_S = \frac{x_{\max}}{x_y} \quad (3.29)$$

in cui  $x_{\max}$  rappresenta lo spostamento massimo della struttura in valore assoluto e  $x_y$  lo spostamento al limite elastico.

Supponendo che il collasso si attinga nel momento in cui lo spostamento raggiunge un valore ultimo  $x_{u,mon}$ , definito per esempio attraverso una prova di carico monotona, il criterio di collasso si formalizza come:

$$x_{max} < x_{u,mon} \quad (3.30)$$

Il funzionale di danno normalizzato associato a tale criterio è definito dalla seguente relazione:

$$D_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu_{u,mon} - 1} \quad (3.31)$$

dove  $\mu_{u,mon} = x_{u,mon} / x_y$ . Si noti che in assenza di danno la duttilità richiesta è pari ad 1 e risulta quindi  $D_{\mu}=0$ ; mentre, in condizioni di collasso, la duttilità richiesta è pari a quella monotona, risultando quindi  $D_{\mu}=1$ . La verifica sismica rispetto al collasso va, dunque, operata semplicemente verificando che il funzionale sia minore di 1.

Scegliere come funzionale di danno quello basato sulla duttilità significa accettare implicitamente che la rottura avvenga per effetto della massima escursione in campo plastico, indipendentemente dal numero di cicli e dalla quantità di energia dissipata. Si tratta, dunque, di una misura del livello di danneggiamento che risulta significativa solo nei casi in cui l'andamento della risposta plastica sia caratterizzata da un ciclo plastico di notevole estensione, ed un numero discreto di cicli aventi piccola entità. Chiaramente il meccanismo di collasso associato a tali escursioni non può essere di tipo progressivo, ma necessariamente legato ad un particolare evento la cui occorrenza si presenta una volta superata una certa soglia di deformazione.

In termini duali, invece, nel caso in cui le ipotesi suddette risultino non verificate, e, anzi, si presenti una evidente uniformità nell'estensione dei cicli plastici, il collasso è descritto in maniera più conforme dall'imposizione di una soglia massima relativamente alla quantità di energia dissipata per isteresi  $E_H$ .

Definendo con  $E_H^{u,mon}$ , l'energia massima dissipabile dal sistema in condizioni di collasso, valore che è possibile ancora ricavare mediante una prova di carico monotona, la verifica sismica si effettuerà semplicemente verificando che tale soglia non venga superata dal sistema.

E' comodo, per poter definire in maniera analoga a quanto fatto per la duttilità il relativo funzionale di danno, adimensionalizzare l'energia dissipata, definendo il concetto di "*duttilità isteretica*" (Mahin e Bertero, 1981):

$$\mu_e = \frac{E_H}{F_y x_y} + 1 \quad (3.32)$$

dove  $E_H$  è l'energia complessiva dissipata in campo plastico ed  $F_y$  rappresenta la massima forza cui può essere soggetta la struttura.

Introdotta tale quantità, il funzionale di danno normalizzato è espresso attraverso la seguente equazione:

$$D_E = \frac{\mu_e - 1}{\mu_{e,u,mon} - 1} \quad (3.33)$$

Con riferimento ad un modello elastico-perfettamente plastico il rapporto tra i due funzionali definiti prende il nome di "*numero di cicli equivalenti*" (Cosenza et al. 1989) e rappresenta fisicamente il numero fittizio di cicli che il sistema dovrebbe compiere per dissipare una quantità di energia pari a  $E_H$ , nell'ipotesi che tutti i cicli abbiano la medesima estensione pari alla duttilità massima  $\mu$ :

$$\frac{D_E}{D_\mu} = \frac{\mu_e - 1}{\mu - 1} = n_{eq} \quad (3.34)$$

Sperimentazioni numeriche compiute su modelli strutturali differenti, considerando come eccitazione in ingresso eventi sismici registrati rilevanti ed adeguatamente scalati in intensità, hanno mostrato come i valori della PGA rispetto alla quale si attingeva il collasso, fissata la duttilità monotona del sistema, nel caso del criterio dell'energia dissipata raggiungono valori nell'ordine del 100% superiori rispetto a quelli ottenuti con il criterio del massimo spostamento.

Risulta, dunque, di fondamentale importanza definire dei funzionali di danneggiamento che meglio descrivano il collasso, riducendo quanto più possibile la fascia di incertezza in relazione alle azioni di progetto. Tra questi vengono riportati di seguito quelli maggiormente presenti in letteratura e rispetto ai quali esistono un numero significativo di studi numerici e sperimentali.

***Funzionale di Banon e Veneziano***

Il funzionale di Banon e Veneziano (Banon et al. 1981; Banon & Veneziano, 1982) rappresenta una sintesi dei criteri della duttilità e dell'energia dissipata, in un indice che sia rappresentativo in relazione ad evidenze sperimentali condotte sulle strutture in cemento armato.

In particolare, l'analisi probabilistica condotta è stata tarata su 29 differenti sperimentazioni riferite ad elementi e sottostrutture in cemento armato, scelte come rappresentative del comportamento globale e locale ai carichi ciclici. Si definiscono così due variabili di danneggiamento  $D_1$  e  $D_2$  rappresentanti, rispettivamente, il rapporto tra la rigidezza al limite elastico e la rigidezza in condizioni ultime, e l'energia dissipata plasticamente adimensionalizzata rispetto a quella di natura elastica.

Con riferimento ad una modellazione di tipo elasto-plastica il valore di  $D_1$  coincide esattamente con la duttilità richiesta; è quindi possibile scrivere tali due parametri come:

$$D_1 = \frac{x_{\max}}{x_y} = \mu_s \quad (3.35)$$

$$D_2 = \frac{E_H}{\frac{1}{2} F_y x_y} = 2(\mu_E - 1) \quad (3.36)$$

Dalle analisi compiute si è evidenziato come, al fine di ottenere un funzionale che più semplicemente descriva le effettive condizioni di danneggiamento, debbano considerarsi delle misure di danno modificate rispetto a quelle definite attraverso la (3.35) e (3.36). In particolare, si introducono le cosiddette "*variabili di danno modificate*", di seguito riportate:

$$D_1^* = D_1 - 1 \quad (3.37)$$

$$D_2^* = a \cdot D_2^b \quad (3.38)$$

in cui  $a$  e  $b$  sono due parametri atti a caratterizzare il particolare problema strutturale in analisi, e da determinare su base sperimentale.

Gli studi condotti da Banon e Veneziano hanno postulato che la frontiera descrivente uguale probabilità di collasso è rappresentata da una circonferenza nel piano  $D_1^*$ -  $D_2^*$ , il che determina la seguente espressione per il corrispondente funzionale:

$$D_E = \sqrt{(D_1^*)^2 + (D_2^*)^2} \quad (3.39)$$

Si osservi che il funzionale, definito come nella (3.39) non è normalizzato; per ottenere il valore normalizzato c'è bisogno di dividerlo per il valore che esso assume nel caso che la duttilità richiesta sia quella ultima monotona.

Gli autori del metodo consigliano di assumere come valori dei parametri:  $a=1,1$  e  $b=0,38$ , relativamente a strutture in cemento armato soggette a sollecitazione di flessione e pressoflessione; qualsiasi estensione ad altre tipologie necessita di una campagna di indagini sperimentale tesa alla valutazione dei due parametri caratterizzanti.

Nell'ambito dell'ingegneria sismica il presente funzionale non ha trovato vasta applicazione. Agli autori va comunque il merito di essere stati i primi a definire un indice di danno che tenesse esplicitamente conto dell'energia dissipata per isteresi.

### ***Funzionale di Park e Ang***

Si tratta, senza dubbio, del funzionale di danno più utilizzato nella letteratura tecnica (Park e Ang, 1985). Esso tiene conto sia del criterio della duttilità sia di quello dell'energia dissipata, attraverso la seguente espressione:

$$D_{P.A.} = \frac{x_{\max}}{x_{\text{mon}}} + \beta \frac{E_H}{F_y x_{u,\text{mom}}} = \frac{\mu_s + \beta(\mu_e - 1)}{\mu_{u,\text{mon}}} \quad (3.40)$$

Da notare immediatamente come l'idea sia quella di definire una sorta di duttilità equivalente, che tenga conto sia della duttilità richiesta  $\mu_s$ , che della duttilità isteretica  $\mu_e$ . In base a tale approccio il valore unitario del funzionale di danno non viene raggiunto quando la duttilità richiesta raggiunge il valore della duttilità monotona, ma per valori inferiori funzione dell'aliquota di  $\mu_e$  considerata.

Tale aliquota è definita in base al coefficiente di proporzionalità  $\beta$ , sul cui valore c'è ancora oggi disaccordo da parte degli esperti della materia. In questa sede ci si limiterà a dare qualche indicazione, evidenziando come il parametro in questione possa interpretarsi anche come un parametro di degrado del modello considerato dipendente dalla quantità di energia plastica dissipata.

I valori suggeriti per  $\beta$  dagli stessi autori del funzionale, sono di 0,025 nel caso di telai in acciaio, e di 0,05 nel caso di telai in cemento armato. Tuttavia indagini di natura sperimentale hanno portato alla definizione di valori compresi nell'ampio intervallo tra -0,3 e 1,2 (Park, 1984), con un valore medio intorno a 0,15 (Cosenza et al., 1992).

Si noti come valori negativi del coefficiente  $\beta$  determinino un teorico incremento di duttilità equivalente, che contrasta con l'evidenza fisica per la quale l'incremento di energia dissipata determina un effetto di danneggiamento sul sistema.

Inoltre il funzionale, come definito dalla (3.40) non è normalizzato. Infatti, per valori dello spostamento pari a quello elastico, esso assume valore pari a  $\mu_e/\mu_{u,mon}$ , mentre non fornisce valore unitario nel caso di collasso per carichi monotoni.

Il valore dell'indice  $D_{P.A.}$  è sempre maggiore di quello  $D_\mu$  e generalmente inferiore a quello  $D_E$ : da un punto di vista numerico,  $D_{P.A.} \equiv D_\mu$  quando risulta  $\beta = 0$ , mentre  $D_{P.A.} \equiv D_E$  per valori di  $\beta$  compresi tra 0,6 e 0,8; valori nell'intervallo 0,05-0,15 rappresentano un comportamento medio.

E' buona norma utilizzare valori di  $\beta$  piccoli, nel caso in cui si ci trovi in una situazione nella quale si attendano valori della duttilità disponibile elevati. In tal caso, infatti, l'elemento strutturale può dissipare una quantità sostanziale di energia in campo plastico e l'unico obiettivo è la limitazione dello spostamento massimo, situazione in cui il funzionale basato sulla duttilità diventa un parametro fisicamente attendibile.

Nel caso, invece, in cui ci si attenda un comportamento fragile da parte del sistema, risulta fondamentale modellare il degrado ciclico dello stesso, e, di conseguenza, è opportuno prendere in considerazione valori del parametro  $\beta$  più elevati.

L'enorme quantità di dati acquisita in relazione al valore del funzionale di Park e Ang, per differenti tipologie e per differenti quadri di danneggiamento, ha consentito la redazione della tabella 3.1, in cui i valori dell'indice di danno sono legati al danneggiamento osservato in edifici in cemento armato.

Tabella 3.1: Danno osservato e corrispondente valore dell'indice di Park e Ang.

GRADO DI DANNO	DANNO VISIBILE	$D_{P.A.}$
COLLASSO	Collasso	>1
SEVERO	schacciamento del calcestruzzo, espulsione del copriferro	0.5 - 1.0
MODERATO	fessurazione estesa	0.25 - 0.5
MINORE	fessurazione limitata diffusa	0.1 - 0.25
NULLO	fessurazione limitata concentrata	0 - 0.1

## CAPITOLO 4

### METODOLOGIE PROGETTUALI

#### 4.1 OBIETTIVI DELLA PROGETTAZIONE E LIVELLI PRESTAZIONALI

Negli ultimi anni, varie proposte per la valutazione delle prestazioni antisismiche offerte da edifici esistenti o di nuova costruzione sono state formulate attraverso una serie di documenti guida (SEAOC Vision 2000, 1995; ATC-40, 1996). Questi ultimi si differenziano nei dettagli ma non nei concetti di base e nella filosofia, che pone al centro della progettazione il concetto di “prestazione sismica dell’opera”.

La novità sostanziale presentata attraverso tali documenti è la formalizzazione dell’idea di “Performance-Based Earthquake Engineering” (PBEE) come procedura inerente tutte le fasi di progettazione e di costruzione, e le attività di controllo che consentono all’opera, nell’eventualità di eventi sismici di differente intensità, di presentare livelli di danno contenuti entro limiti prefissati.

Conseguentemente, il PBEE è definito come il complesso processo riguardante la selezione dei criteri di progetto, l’individuazione di appropriati sistemi strutturali, la valutazione del loro dimensionamento e dei dettagli relativi alla parte strutturale e non strutturale, la gestione di un piano di controlli che garantiscano la funzionalità a lungo termine, avente come obiettivo la limitazione del danno strutturale sull’opera in oggetto per livelli di scuotimento sismico caratterizzati da fissata probabilità di occorrenza.

L’obiettivo è quello di realizzare una progettazione migliorata in termini sismoresistenti, al fine di conseguire una netta riduzione dei costi legati alla vita utile dell’opera, ed in particolare alla perdita di vite umane, all’interruzione dei servizi, e alla manutenzione/riparazione che segue l’occorrenza di un evento sismico.

E' chiaro che i costi di costruzione dell'opera, in tal caso, risultano essere superiori, e dunque l'obiettivo sarebbe quello di progettare in maniera tale che i costi totali risultino essere minimizzati. Ciò viene perseguito attraverso l'individuazione di una serie di obiettivi di performance (PO), ovvero selezionando un desiderato livello prestazionale per la costruzione relativamente ad ogni livello progettuale considerato per l'eccitazione sismica.

La scelta dei PO deve essere effettuata prendendo in considerazione una serie di fattori, quali:

- il “contenuto” della costruzione;
- l'importanza della funzione dell'opera;
- le perdite economiche, inclusi i costi legati alla riparazione dei danni occorsi e all'interruzione della funzione;
- l'importanza storica e culturale della costruzione.

Il livello di performance, a sua volta, è in genere espresso con due modalità differenti:

- in termini qualitativi, con l'obiettivo di renderlo comprensibile all'utenza e ai non tecnici;
- in termini tecnici, valutando i limiti di deterioramento e degrado ammissibili sia per le parti strutturali che non strutturali, in un'ottica che consideri il comportamento d'insieme dell'opera.

Una possibile rappresentazione dei PO è fornita attraverso la “Performance Design Objective Matrix”, proposta per gli edifici dal Comitato Vision 2000.

In figura 4.1 sono evidenziati alcuni PO da considerare in relazione alla funzione della costruzione che si intende progettare:

- **Obiettivo base**: è definito come l'insieme dei minimi accettabili obiettivi di performance nel caso di edifici per uso civile abitazione;
- **Obiettivo per funzioni essenziali/pericolose**: è l'insieme dei minimi obiettivi di performance nel caso di costruzioni aventi funzioni “essenziali”, cioè tali da essere fondamentali nella gestione dell'emergenza sismica (ospedali, stazioni di polizia, stazioni dei vigili del fuoco, centri di comunicazione e di coordinazione

degli interventi, etc.), ovvero “pericolose” (costruzioni contenenti materiali il cui rilascio può contaminare l’ambiente limitatamente all’area della costruzione con impatto minimo sulla comunità, quali raffinerie, industrie per la produzione di microchip, etc.);

- **Obiettivo critico di sicurezza:** è l’insieme dei livelli di performance da considerare nel caso di costruzioni contenenti materiali il cui contatto con l’ambiente esterno può provocare gravi ed inaccettabili conseguenze (centrali nucleari, industrie chimiche, industrie per la produzione di esplosivi, etc.).

I livelli di performance suggeriti dal Vision 2000 sono invece:

- **Piena operatività:** è caratterizzato dall’assenza di danno. Se un edificio consegue tale livello al termine di un evento sismico, le conseguenze sugli utenti dell’opera sono assolutamente trascurabili. L’edificio resta occupabile con sicurezza e tutte le sue funzioni sono operative. In generale non sono richiesti lavori di riparazione.
- **Operatività:** trattasi di un livello di performance nel quale sono contemplati un danneggiamento modesto degli elementi non strutturali e del contenuto di un edificio, mentre il danneggiamento alle parti strutturali è trascurabile. In generale, il quadro di danno non compromette la sicurezza per gli occupanti. L’edificio è tranquillamente occupabile subito dopo l’evento sismico e può svolgere le sue principali funzioni, anche se i danni occorsi ad elementi non strutturali ed al contenuto potrebbero limitare alcune funzioni secondarie. Modalità ed estensione degli interventi di recupero possono essere fissati in base alla convenienza del proprietario.
- **Salvaguardia della vita:** è un livello di performance caratterizzato da danni moderati alle parti strutturali e non strutturali, ed al contenuto dell’edificio. Tali danni determinano una sostanziale riduzione della capacità di resistenza residua ai carichi orizzontali della struttura, pur se resta un discreto margine di sicurezza nei confronti del collasso. Le vie di fuga dall’edificio sono utilizzabili, anche se ascensori e dispositivi simili di natura elettrica e meccanica potrebbero essere fuori servizio. In alcuni casi, l’edificio potrebbe

essere non immediatamente occupabile dopo l'evento sismico. In genere i danni occorsi possono essere riparati, anche se, in talune situazioni potrebbe essere non conveniente effettuare gli interventi necessari.

- Collasso incipiente:** è un livello rappresentativo di uno stato di danno estremo, nel quale la resistenza a carichi orizzontali e verticali della struttura risulta seriamente compromessa. La struttura potrebbe essere soggetta a collasso parziale o totale nell'immediato dopo sisma. C'è pericolo di crolli e le uscite sono bloccate; tuttavia, gli elementi resistenti ai carichi verticali (travi, colonne, solai, etc.) continuano ad esplicare la propria funzione statica. L'edificio è pericoloso da occupare e gli interventi di riparazione sono in genere tecnicamente non realizzabili e, anche se lo sono, risultano economicamente non convenienti.

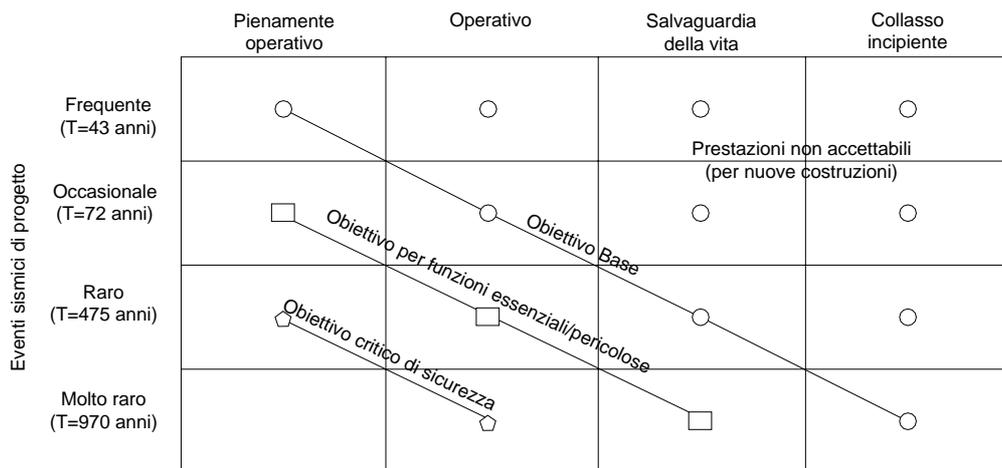


Figura 4.1 : Seismic Performance Design Objective Matrix (PDOM).

In figura 4.2 è illustrato l'intero spettro di stati di danno a cui un edificio può essere soggetto se sottoposto ad eccitazioni sismiche di crescente intensità. Questa figura è chiarificatrice in quest'ambito, in quanto lega anche i vari livelli di danneggiamento con i differenti livelli di performance definiti, assegnando ad ognuno di essi un indice di danno.

Limiti degli stati di danno e dei livelli di performance

Obiettivi prestazionali di progetto	10	Trascurabile	↕	Pienamente operativo	Nessun danno ed interruzione del servizio
	9		La struttura continua nella sua funzione dopo il sisma. Danni trascurabili alle parti strutturali e non strutturali.		
	8	Lieve	↕	Operativo	La maggior parte delle funzioni possono essere immediatamente ripristinate. Alcune riparazioni sono richieste per ripristinare alcune funzioni non essenziali. Quadro di danno lieve.
	7		La struttura può essere occupata subito dopo il sisma. Le funzioni essenziali sono operative, quelle non essenziali interrotte.		
	6	Moderato	↕	Salvaguardia vita	Il danno è moderato. Alcuni sistemi, accessori, elementi vanno adeguatamente protetti.
5	La salvaguardia della vita degli occupanti è garantita. La struttura è danneggiata ma resta stabile.				
4	Severo	↕	Collasso incipiente	Il collasso strutturale è prevenuto. Alcuni elementi non strutturali potrebbero collassare.	
3		Il danno strutturale è severo, ma il collasso è prevenuto. Gli elementi non strutturali collassano.			
2	Completo	↕	Collasso	Parte dei sistemi strutturali primari collassano.	
1		Collasso strutturale completo.			

Figura 4.2 : Spettro degli stati di danno secondo il Vision 2000 (1995).

Definiti i livelli di performance, per determinare un PO c'è la necessità di definire una serie discreta di eventi sismici, tra l'intero spettro di quelli possibili, a cui ogni livello va associato. Essi vengono in genere definiti con il termine di "eventi sismici di progetto".

Sebbene tale approccio sarebbe particolarmente efficiente in termini progettuali, appare evidente come la natura probabilistica del problema non permetta di definire tali eventi in maniera deterministica.

Il documento Vision 2000, infatti, considera per gli edifici quattro livelli d'intensità per il sisma di progetto, e caratterizza ognuno di essi attraverso la probabilità di occorrenza espressa in termini di periodo di ritorno (tab. 4.1).

Tabella 4.1 : Eventi sismici di progetto (SEAOC Vision 2000, 1995).

Eventi sismici di progetto	Periodo di Ritorno	Probabilità di Occorrenza
Frequente	43 anni	50% in 30 anni
Occasionale	72 anni	50% in 50 anni
Raro	475 anni	10% in 50 anni
Molto Raro	970 anni	10% in 100 anni

L'ATC-40 propone, in maniera più dettagliata, la definizione di livelli di performance che tengano conto sia dei sistemi strutturali che di quelli non strutturali. Ai primi viene assegnato un nome ed un numero, ai secondi un nome ed una lettera; di conseguenza il livello di performance complessivo è indicato dalla combinazione di un numero e di una lettera.

Il numero utilizzato nell'ambito dei livelli di performance strutturale è definito con il termine di “numero di performance strutturale” e l'intera dicitura è abbreviata con la sigla SP-n (dove n è il numero designato).

I livelli di performance strutturale quali *Immediata Occupabilità*, *Salvaguardia della Vita* e *Stabilità Strutturale*, sono rappresentativi di stati di danno discreti e possono essere adoperati nelle procedure di valutazione e di ripristino. Gli altri livelli di performance indicati nell'ATC-40 come *Controllo del danno*, *Sicurezza limitata* e quello fittizio denominato *Non Considerato*, sono gradi di natura indicativa, fondamentali per poter esprimere, in una classificazione generale, i diversi e vari livelli di performance che si intendono assegnare ad un edificio come obiettivo dei lavori di adeguamento sismico.

## 4.2 PROCEDURE PROGETTUALI

La progettazione dei sistemi con controventi dissipativi ai fini del controllo della risposta sismica di strutture intelaiate può riguardare sia edifici esistenti, per i quali si rende necessario l'adeguamento, che edifici di nuova costruzione. Le problematiche connesse sono schematicamente illustrate in figura 4.3.

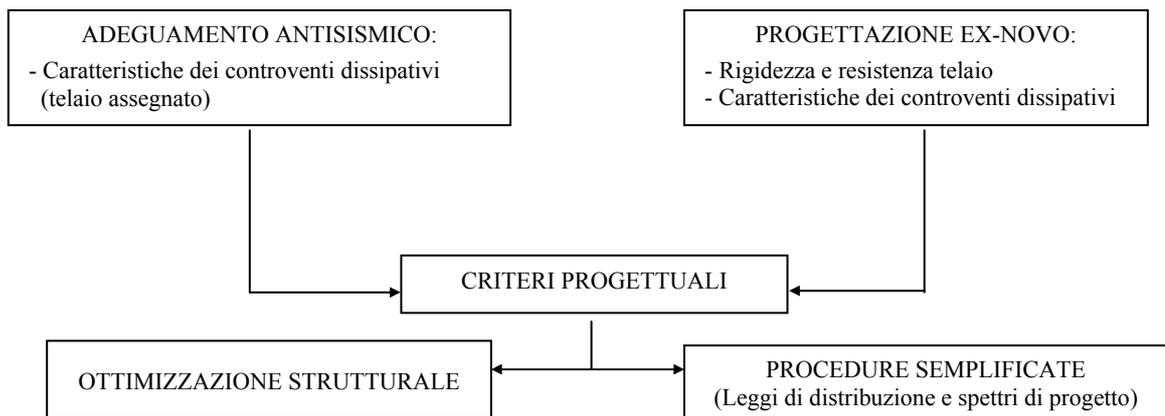


Figura 4.3 : Problematiche nella progettazione di strutture intelaiate con controventi dissipativi.

La progettazione richiede, in generale, la scelta delle caratteristiche di rigidezza e di resistenza sia per il telaio che per i controventi dissipativi, in modo da perseguire gli obiettivi prefissati: in particolare, per quanto riguarda la parte intelaiata, occorre conseguire un incremento del livello di sicurezza rispetto a strutture di tipo convenzionale, allo scopo di limitare o eliminare il danneggiamento e di ridurre la deformabilità, soprattutto in occasione di terremoti violenti.

Per quanto riguarda la legge di distribuzione della rigidezza, per la parte intelaiata essa è nota a priori (a meno di non modificarla) nel caso di adeguamento antisismico, mentre è da assumere opportunamente nel caso di progetto ex-novo.

Per i controventi la legge suddetta è da stabilire, sia tenendo conto del livello di protezione che s'intende conseguire per la parte intelaiata, sia in base a considerazioni di convenienza.

Per esempio, una legge di distribuzione della rigidezza costante lungo l'altezza della struttura può essere indicata nel caso di telai a limitato numero di piani, soprattutto quando le dimensioni di travi e pilastri sono praticamente le stesse ai vari piani; una distribuzione della rigidezza dei controventi proporzionale a quella del telaio è particolarmente indicata in problemi di adeguamento antisismico, in quanto consente di mantenere praticamente invariate (se viene trascurata la deformabilità assiale di travi e pilastri) le forme modali della struttura; infine, una distribuzione di rigidezza dei controventi tale che si abbiano, per la struttura controventata, componenti orizzontali di spostamento (approssimativamente, si può fare riferimento al primo modo di vibrazione) proporzionali alle altezze dei piani rispetto alla base, può essere utile, ad esempio, per evitare concentrazioni di danneggiamento nelle parti non strutturali (per es., nelle tamponature) in corrispondenza di qualche piano, consentendo di mantenere approssimativamente costante ai vari piani il rapporto  $\Delta_i/h_i$  ( $\Delta_i$ =spostamento relativo di piano;  $h_i$ =altezza di interpiano).

Per quanto riguarda la legge di distribuzione della resistenza, per il telaio valgono considerazioni analoghe a quelle sopra esposte per la rigidezza, osservando che la scelta del livello di resistenza dipende soprattutto dal livello di protezione richiesto per il telaio stesso e dalle caratteristiche dei controventi dissipativi.

Come sarà discusso più in dettaglio nei paragrafi 4.3 e 4.4, diverse procedure sono state proposte in letteratura con riferimento a dispositivi isteretici (che dissipano energia per attrito o plasticizzazione di metalli) ovvero a dispositivi viscoelastici (o viscosi). Nel seguito si farà riferimento al criterio della rigidezza proporzionale, applicabile per entrambi i tipi di dispositivi.

## **Il criterio della rigidezza proporzionale**

### Caratteristiche della struttura intelaiata

Come già evidenziato, nel caso d'adeguamento antisismico le caratteristiche della struttura intelaiata, a meno di non intervenire per modificarle, sono note a priori. Invece, se la struttura è da progettare ex-novo, dette caratteristiche sono da fissare opportunamente.

A tal proposito, in quanto segue si suppone che le caratteristiche di rigidezza del telaio siano assegnate, mentre restano da stabilire quelle di resistenza in modo da conseguire il grado di protezione voluto, anche in funzione delle caratteristiche dei controventi dissipativi.

Per fissare le idee si fa riferimento al livello di resistenza previsto nella zona sismica in cui ricade la struttura, dal momento che l'introduzione dei controventi dissipativi comporta per il telaio stesso un livello di protezione maggiore di quello convenzionalmente accettato.

### Rigidezza dei controventi

Nel caso d'adeguamento sismico, in cui siano assegnate le caratteristiche della struttura intelaiata, conviene che le rigidezze elastiche dei controventi ai vari piani vengano assunte proporzionali a quelle corrispondenti della struttura intelaiata, supposte note; ossia, è opportuno considerare costante ai vari piani il rapporto  $K^* = K_b / K_f$  fra la rigidezza elastica dei controventi e quella del telaio ("criterio della rigidezza proporzionale").

Tale assunzione comporta, fra l'altro, che la legge di distribuzione dei momenti flettenti nella struttura intelaiata, per effetto di forze sismiche orizzontali, rimanga praticamente immutata operando sia in assenza che in presenza di controventi.

Inoltre, si ha il vantaggio che le forme modali del solo telaio coincidano praticamente con quelle del telaio controventato (se viene trascurata la deformabilità estensionale di travi e pilastri).

La scelta del livello di rigidità dei controventi, che è espresso dal rapporto  $K^*$ , dipende dal livello di resistenza del telaio e dal grado di protezione che si vuole ottenere per il telaio medesimo. Come rilevato da vari autori (Vulcano 1991, Vulcano e Guzzo Foliaro 1993, Vulcano e Mazza 1995 e 1997), anche assumendo un valore relativamente basso di  $K^*$ , si ha una drastica riduzione delle sollecitazioni e degli spostamenti (per es., assumendo  $K^*=0.5$ , tale riduzione risulta essere dell'ordine del 30-50%); inoltre, per i livelli di resistenza convenzionalmente assegnati alle strutture intelaiate, assumendo un valore di  $K^*$  abbastanza grande (per es.,  $K^*=2$ ), la risposta della struttura resta praticamente elastica anche per un terremoto di forte intensità (per es., con periodo di ritorno dell'ordine dei 500 anni).

Più precisamente, definita al piano  $i$ -esimo la rigidità laterale del telaio  $K_{fi}$  corrispondente ad un'assegnata distribuzione di forze orizzontali (per es., quella prevista per un'analisi statica ovvero quella corrispondente al primo modo di vibrazione del telaio) :

$$K_{fi} = \frac{T_i}{\Delta_i} \quad (4.1)$$

(  $T_i$ =tagliante di piano ;  $\Delta_i$ =spostamento relativo di piano )

la corrispondente rigidità laterale dei controventi  $K_{ci}$  viene semplicemente assunta in misura ad essa proporzionale, in modo che si possa definire il rapporto di rigidità espresso come :

$$K^* = \frac{K_{bi}}{K_{fi}} \quad \text{costante a tutti i piani} \quad (4.2)$$

Supponendo che il valore di  $K^*$ , e quindi di  $K_{bi}$ , venga opportunamente fissato (quanto maggiore è tale valore, maggiore potrà essere il grado di protezione del telaio), è immediato risalire al corrispondente parametro di rigidità assiale dei controventi :

$$E_S \cdot A_{Si} = K_{bi} \cdot \frac{d_i^3}{l_i^2} \quad ; \quad \text{ovvero:} \quad E_S \cdot A_{Si} = \frac{K_{bi}}{2} \cdot \frac{d_i^3}{l_i^2} \quad (4.3a,b)$$

se si fa riferimento ad una disposizione a diagonale (fig. 4.4 a) oppure ad una disposizione a “K” (fig. 4.4 b), rispettivamente.

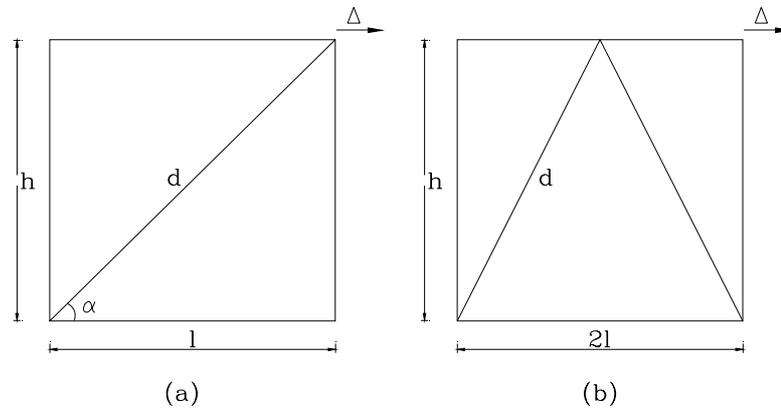


Figura 4.4 : Disposizioni dei controventi.

### 4.3 CONTROVENTI CON DISSIPATORI ISTERETICI : ATTRITO E PLASTICIZZAZIONE DI METALLI

Nel seguito si farà riferimento ai sistemi ad attrito, ma i risultati cui si perverrà potranno essere direttamente applicabili, con qualche modifica, ai sistemi che utilizzano un dispositivo dissipativo per plasticizzazione di metalli (isteresi).

La progettazione dei dissipatori ad attrito richiede la scelta della legge di distribuzione dello sforzo di scorrimento, avendo supposto tale sforzo inferiore a quello di plasticizzazione (in trazione). Nel selezionare il livello dello sforzo di scorrimento è necessario garantire che:

- in condizioni di esercizio, ossia in presenza di carichi verticali (dovuti alla gravità) e azioni orizzontali dovute a sismi di moderata intensità oppure al vento, non si abbia scorrimento nel dispositivo dissipativo; in altri termini, la struttura si comporti come semplicemente controventata (senza dissipatori);
- in condizioni eccezionali, quali possono essere quelle relative a sismi di forte intensità, lo scorrimento nei dispositivi dissipativi avvenga prima della plasticizzazione della struttura intelaiata.

Ulteriori condizioni sono legate ai limiti di resistenza dei controventi, dovendone evitare la plasticizzazione (in trazione), ed all'entità dello sforzo assiale nei pilastri. Per quest'ultimi, infatti, occorre evitare sforzi di compressione così elevati da indurre fenomeni d'instabilità o, nel caso di pilastri in c.a., fenomeni di rottura fragile per effetto di uno sforzo maggiore di quello corrispondente alla rottura limite (ossia, rottura con schiacciamento del calcestruzzo e attingimento del limite elastico dell'armatura tesa); inoltre, occorre evitare sforzi di trazione che possano comportare notevole riduzione del momento ultimo.

Nell'ambito delle metodologie progettuali disponibili in letteratura, si possono distinguere approcci che utilizzano procedure di ottimizzazione strutturale ed approcci che ricorrono a procedure semplificate.

Alla prima categoria appartengono, per esempio, le procedure proposte da Austin e Pister (1985) e da Braga e D'Anzi (1994), che ammettono, in occasione di terremoti di forte intensità, la possibilità di limitate deformazioni plastiche della parte intelaiata. Per come strutturate, esse presentano, però, campi d'impiego differenti (progettazione ex-novo e adeguamento, rispettivamente).

Difatti, la prima procedura non richiede la conoscenza preliminare delle caratteristiche di rigidità e di resistenza della parte intelaiata, le quali vengono progettate contemporaneamente a quelle dei controventi dissipativi; la seconda presuppone, invece, la conoscenza delle suddette caratteristiche della struttura intelaiata, a partire dalle quali si definiscono la legge di distribuzione (assunta di tipo non costante lungo l'altezza) ed il valore delle analoghe caratteristiche dei controventi dissipativi.

Entrambe le procedure anzidette prevedono un'analisi preliminare e l'ottimizzazione della scelta progettuale. L'analisi preliminare, condotta nell'ipotesi di comportamento elastico, è impiegata per stabilire l'influenza dei controventi dissipativi e per delimitare il campo delle soluzioni effettivamente realizzabili.

Il processo di ottimizzazione, seppur attuato con metodi differenti, consente di ottenere per via iterativa, nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico, le caratteristiche di rigidità e di resistenza dei controventi dissipativi ed,

eventualmente, anche del telaio, ricorrendo alla minimizzazione di opportune funzioni della risposta strutturale. Più precisamente, Austin e Pister prevedono una condizione di minimo per il volume strutturale o per altra grandezza da scegliere in funzione dell'azione sismica (per es., riferendosi a terremoti di forte intensità, l'energia in ingresso o quella dissipata per isteresi).

Braga e D'Anzi, ricorrendo al "metodo del gradiente coniugato", impongono, per forze sismiche assegnate, l'uguaglianza tra il lavoro compiuto da tali forze supposte agenti sul telaio controventato in campo elastico ed il lavoro che le stesse forze compiono sull'analogo telaio ma in campo elasto-plastico; il tutto con l'ausilio di ulteriori condizioni legate al comportamento locale (più precisamente, condizioni riguardanti lo scorrimento nei dispositivi ai vari piani ed i limiti di resistenza dei nodi di connessione telaio-controventi).

In alternativa, si possono utilizzare procedure progettuali semplificate, tali da poter essere agevolmente utilizzate nella pratica tecnica. In tale ambito, sotto particolari ipotesi (per es., telaio di caratteristiche assegnate o meno, con comportamento elastico ovvero elasto-plastico) sono assunti, sia per le caratteristiche di rigidità dei controventi che per lo sforzo di scorrimento nei dispositivi dissipativi, la legge di distribuzione ed il livello corrispondente.

Quindi, modellata la struttura come un sistema ad un grado di libertà, attraverso l'analisi sismica di tale modello semplificato sono costruiti spettri di progetto, con riferimento a parametri adimensionali che mettono in conto le caratteristiche principali del sistema strutturale: periodo di vibrazione, livello di resistenza del telaio, rigidità del telaio e dei controventi, livello dello sforzo di scorrimento nei dispositivi dissipativi, etc..

Utilizzando tali spettri è possibile definire, per un prefissato grado di protezione del telaio, il livello di rigidità dei controventi e quello ottimale da assumere per lo sforzo di scorrimento nei dispositivi dissipativi; l'ottimizzazione di tale sforzo si effettua seguendo un criterio di minimizzazione per un opportuno "indice di performance" ovvero "di danneggiamento" (Vulcano e Mazza, 1994).

Procedure che operano secondo quest'ultimo approccio sono anche quelle precedentemente proposte da Filiatrault e Cherry (1990), Ciampi et al. (1992), Vulcano e Guzzo-Foliaro (1993). In via semplificata, Filiatrault e Cherry ipotizzano un comportamento elastico della parte strutturale intelaiata anche in occasione di azioni sismiche di forte intensità; negli altri lavori sopra citati si considera, più in generale, la possibilità che la parte intelaiata, in occasione di eventi eccezionali, possa subire limitate e controllate deformazioni plastiche.

Per verificare la validità di tali procedure è necessario effettuare l'analisi dinamica dell'intera struttura soggetta ad azioni sismiche; ciò comporta modellazioni più sofisticate e lo svolgimento di numerose simulazioni mediante analisi al passo in campo non lineare.

Analisi di questo tipo possono essere utilizzate, fra l'altro, per un approccio progettuale diretto. Infatti, supposte assegnate le caratteristiche del telaio e le leggi di distribuzione relative alle caratteristiche dei controventi dissipativi, il livello di rigidità dei controventi e quello ottimale dello sforzo di scorrimento nei dispositivi possono essere scelti in base ai risultati di tali analisi.

Sulla base delle esperienze maturate nel corso di precedenti studi (per es., Vulcano e Mazza, 1995), sebbene non sia possibile trarre delle conclusioni di carattere generale, è lecito affermare che, comunque vengano assunte le leggi di distribuzione per le caratteristiche dei controventi dissipativi, questi ultimi, a meno di casi di forti irregolarità, risultano sempre efficaci nel ridurre il danneggiamento medio della parte intelaiata.

La scelta delle suddette leggi può però avere influenza sul modo in cui il danneggiamento e le potenziali regioni dissipative si distribuiscono, in misura più o meno uniforme, nel telaio.

Fissati la distribuzione ed il livello di rigidità dei controventi secondo la procedura precedentemente esposta, si pone il problema di stabilire la distribuzione dello sforzo di scorrimento nei dispositivi dissipativi. Una prima possibilità è quella che impiega i seguenti criteri:

- legge di distribuzione dello sforzo di scorrimento  $N_g$  ai vari piani, affine a quella dello sforzo normale prodotto nelle diagonali tese dalle forze sismiche orizzontali (per es., quelle di progetto assunte per l'analisi statica ovvero quelle corrispondenti al primo modo di vibrazione) nell'ipotesi di comportamento lineare ed in assenza di scorrimento nel dispositivo; tale scelta mira a produrre scorrimento nei dispositivi di tutti i piani, in modo da sviluppare una capacità dissipativa quanto più elevata possibile;
- scelta del valore ottimale da assegnare ai vari piani allo sforzo di scorrimento  $N_g$  ristretta all'intervallo  $(N_{\min}, N_{\max})$ , dove l'assunzione del limite inferiore, ragionevolmente assunto dell'ordine di  $0,5N_{\max}$ , dovrebbe impedire lo scorrimento nel dispositivo dissipativo per effetto dei carichi verticali di esercizio e di azioni sismiche di moderata intensità; invece, l'assunzione del limite superiore dovrebbe evitare sia la plasticizzazione nel telaio prima che avvenga scorrimento nel dispositivo stesso, sia il verificarsi di fenomeni indesiderati (in particolare, plasticizzazione in trazione dei controventi, instabilità ovvero rottura fragile di pilastri in c.a.);
- sulla base degli ultimi due criteri, allo sforzo di scorrimento  $N_g$  ai vari piani corrisponde un identico valore del rapporto  $N^*=N_g/N_{\max}$ ;
- scelta del valore ottimale di  $N_g$  ai vari piani, ossia di  $N^*$ , seguendo un criterio di minimizzazione per un parametro opportunamente definito (per es., un idoneo "indice di performance" o "di danneggiamento", come suggerito, per es., nei lavori di Filiatrault e Cherry, 1988, o di Vulcano e Guzzo Foliaro, 1993, e Vulcano e Mazza, 1994), tale da rendere l'inserimento dei controventi dissipativi il più efficace possibile per il controllo della risposta sismica della struttura intelaiata.

Si noti che, per  $N^* \rightarrow 0$ , i dissipatori risultano essere sempre meno efficaci ed il comportamento della struttura controventata tende ad essere prossimo a quello del solo telaio; mentre, per  $N^*$  abbastanza grande ( $N^* \gg 1$ ), la struttura si comporta come un classico telaio controventato, in cui, come già evidenziato, i controventi, in mancanza di scorrimento nei dispositivi, presentano una scarsa capacità dissipativa.

In alternativa ai criteri sopra esposti, la distribuzione dello sforzo di scorrimento nei dispositivi dissipativi può essere stabilita facendo l'ipotesi che per la struttura controventata il rapporto  $T_u/T_d$  fra il taglio ultimo e quello di calcolo (tagli entrambi valutati sommando, al contributo a taglio dei pilastri, la componente orizzontale degli sforzi nei controventi) sia costante ai vari piani e pari ad un valore da stabilire in base ad un criterio di ottimizzazione, compatibilmente con i limiti di resistenza del materiale utilizzato per i controventi (Vulcano e Mazza, 1995).

In particolare, con riferimento alla figura 4.4(a), per ottenere lo sforzo  $N_g$  basta imporre la congruenza al limite elastico del telaio tra gli spostamenti orizzontali del telaio e della diagonale di controvento:

$$\Delta_y^{(f)} = \Delta_y^{(b)}$$

Indicando con  $F_y^{(f)}$  i taglianti di piano (calcolati, per es., con riferimento al primo modo di vibrazione), si può scrivere:

$$\Delta_y^{(f)} = \frac{F_y^{(f)}}{K_f} \quad \text{e} \quad \Delta_y^{(b)} = \frac{N_{\max} \cdot \cos \alpha}{K_b}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{F_y^{(f)}}{K_f} = \frac{N_{\max} \cdot \cos \alpha}{K_b} \quad (4.4)$$

Quindi, fissato il rapporto  $N^*$  ( $=N_g/N_{\max}$ ), dall'espressione precedente risulta:

$$N_g = N^* \cdot K^* \cdot \frac{F_y^{(f)}}{\cos \alpha} \quad (4.5)$$

che corrisponde allo sforzo di scorrimento per il quale viene tarato il dispositivo.

#### 4.4 CONTROVENTI CON DISSIPATORI VISCOELASTICI E VISCOSI

La progettazione dei dissipatori viscoelastici e di quelli viscosi richiede, preliminarmente, il calcolo di un fattore di smorzamento viscoso equivalente. Utilizzando il “metodo dell’energia di deformazione modale” (che considera, per il  $j$ -esimo modo di vibrare, l’energia dissipata in un ciclo dalla struttura con controventi dissipativi e la massima energia di deformazione del sistema controvento-dissipatore), Fu e Kasai (1998) hanno ottenuto il fattore suddetto, considerando una molla elastica collegata in serie al dispositivo per rappresentare la rigidezza dell’asta (o delle aste) di controvento ( $K_b$ ) su cui è inserito il dissipatore.

$$\xi_{dbf,j} = \frac{\text{tg}\delta_{db}}{2} \left[ 1 - \left( \frac{\omega_{f,j}}{\omega_{dbf,j}} \right)^2 \right] \quad (4.6)$$

in cui  $\omega_{dbf,j}$  e  $\omega_{f,j}$  rappresentano le frequenze (circolari) di vibrazione della struttura con o senza controventi dissipativi, e dove il fattore di perdita, che coincide con quello del solo dissipatore per controventi infinitamente rigidi è, a sua volta, pari a:

$$\text{tg}\delta_{db} = K''_{db} / K'_{db} \quad (4.7a)$$

con:

$$K'_{db} = \frac{(K_b + K'_d)K_b K'_d + K_b K''_d{}^2}{(K_b + K'_d)^2 + K''_d{}^2} \quad (4.7b)$$

$$K''_{db} = \frac{K_b^2 K''_d}{(K_b + K'_d)^2 + K''_d{}^2} \quad (4.7c)$$

avendo indicato con:  $K_b$  la rigidezza elastica della sola asta (o delle sole aste) di controvento;  $K'_d$  e  $K''_d$  i parametri che caratterizzano la risposta del solo dissipatore viscoelastico;  $K'_{db}$  e  $K''_{db}$  i parametri che caratterizzano la risposta dell’intero sistema di controventamento con dissipatore.

L’espressione (4.6) è valida nelle ipotesi di: viscosità lineare ( $\beta=1$  per i dissipatori viscosi); distribuzione della rigidezza dei controventi dissipativi tale da non modificare i modi di vibrare del solo telaio (per es., proporzionale a quella della

parte intelaiata), poiché in caso contrario si dovrebbe utilizzare una procedura iterativa; trascurabili capacità dissipative della struttura non controventata.

Quest'ultima ipotesi, poco realistica per le usuali costruzioni in c.a., si può rimuovere assumendo, come proposto ad esempio da Shen et al. (1995a), uno smorzamento della struttura non controventata proporzionale solo alla sua rigidezza:

$$\xi_{dbf,j} = \xi_{f,j} + \frac{(\text{tg}\delta_{db} - 2\xi_{f,j})}{2} \frac{\phi_j^T \mathbf{K}'_{db} \phi_j}{\omega_{dbf,j}^2} \quad (4.8)$$

in cui  $\phi_j$  e  $\mathbf{K}'_{db}$  rappresentano, rispettivamente, il  $j$ -esimo modo di vibrare e la matrice di rigidezza dei controventi dissipativi.

In realtà, poiché i dissipatori viscoelastici e quelli viscosi presentano un'elevata rigidezza per le frequenze di eccitazione più alte, il contributo offerto dai modi superiori è fortemente smorzato e la risposta è, di solito, dominata dal primo modo di vibrare.

Le metodologie di progetto disponibili in letteratura hanno un comune denominatore, rappresentato dall'utilizzo del "metodo dell'energia di deformazione modale", sopra descritto. Esse si possono suddividere in due filoni principali, a seconda che si ipotizzi un comportamento elastico della parte intelaiata (Chang et al., 1993, 1996; Kasai et al., 1998; Fu e Kasai, 1998), condizione indispensabile nella protezione sismica di edifici di particolare importanza (ad es., centrali nucleari e "bunkers"), oppure si preveda la possibilità di un suo danneggiamento strutturale e quindi lo sviluppo di deformazioni plastiche (Abbas e Kelly, 1993; Kasai e Munshi, 1994; Ciampi et al., 1997; Mazza e Vulcano, 1999).

In particolare, il progetto di una struttura con controventi dissipativi viscoelastici o viscosi può essere organizzato nelle seguenti fasi:

- dimensionare (a meno che le dimensioni non siano assegnate, come accade, per es., nel caso di adeguamento antisismico) la struttura in assenza di controventi dissipativi, valutando, dallo spettro di risposta elastico o inelastico prefissato, il desiderato livello di smorzamento (nella proposta di Ciampi et al., 1997, si prevede l'utilizzo, in luogo del fattore di smorzamento viscoso equivalente, di un opportuno *indice di performance* pari al rapporto tra l'energia dissipata nei controventi

dissipativi e l'energia sismica in ingresso). In alternativa, come proposto da Chang et al. (1996), il progetto della parte intelaiata può essere effettuato prevedendo sin dall'inizio, nell'ipotesi di rigidità proporzionale, la presenza dei controventi dissipativi;

- stabilire il numero e la localizzazione più opportuna dei dissipatori: è lecito attendersi che la posizione più favorevole è là dove si prevedono i maggiori spostamenti relativi fra le estremità del controvento dissipativo. In tale scelta non si deve, però, trascurare il problema dell'incremento dello sforzo assiale nei pilastri, più sensibile nel caso dei dissipatori viscoelastici rispetto a quelli viscosi, essendo la loro risposta solo parzialmente fuori fase con quella della struttura. Criteri più sistematici in merito alla localizzazione ottimale dei dissipatori sono stati proposti da diversi autori (Ashour e Hanson, 1987; Zhang e Soong, 1992; Shukla e Datta, 1999);
- assegnare, utilizzando i risultati di prove sperimentali ovvero opportuni spettri di progetto (Abbas e Kelly, 1993; Ciampi et al, 1997; Kasai et al., 1998; Fu e Kasai, 1998), i parametri caratteristici del dissipatore ( $G'$  e  $G''$  per i dissipatori viscoelastici;  $\alpha$  e  $\beta$  per quelli viscosi);
- valutare la rigidità dei controventi dissipativi, mediante espressioni del tipo sopra descritto (cfr. (4.7)), prevedendo per le aste di controvento un comportamento elastico senza fenomeni d'instabilità; per i dissipatori viscoelastici determinare, inoltre, l'area della sezione trasversale da assegnare agli strati di materiale (il loro spessore dovrà essere tale da rispettare prefissati limiti di deformazione massima);
- effettuare l'analisi sismica, in regime dinamico, della struttura con controventi dissipativi, verificando il raggiungimento del desiderato fattore di smorzamento viscoso equivalente; quindi, se necessario, procedere iterativamente aggiornando le caratteristiche dei controventi dissipativi ed eventualmente quelle della parte intelaiata.

### **Progettazione dei controventi con dissipatori viscoelastici**

Per il dimensionamento dei controventi provvisti di dissipatori viscoelastici da inserire in un telaio che presenta già le aste di controvento, si può adottare il criterio della rigidezza proporzionale, assumendo in elevazione una distribuzione della rigidezza elastica del sistema controvento-dissipatore  $K'_{db}$  proporzionale a quella del telaio controventato  $K_{bf}$ , cioè un valore del rapporto di rigidezza pari a:

$$K^* = \frac{K'_{db}}{K_{bf}} \quad (4.9)$$

uguale a tutti i piani.

Se i controventi si assumono notevolmente rigidi, la deformazione delle aste di controvento, supposte a comportamento elastico-lineare, può essere trascurata rispetto a quella dei dissipatori viscoelastici, ovvero si può porre  $K_b \rightarrow \infty$ , per cui si ottiene  $K'_{db} = K'_d$  e la (4.9) diviene

$$K^* = \frac{K'_d}{K_{bf}} \quad (4.10)$$

Fissato il valore di  $K^*$  e nota la rigidezza laterale di piano del telaio controventato  $K_{bf}$ , dalla precedente relazione si può ottenere  $K'_d$ . Inoltre, conoscendo il modulo di carico  $G'$ , ricaviamo il rapporto tra l'area resistente a taglio  $A$  e lo spessore  $h$  degli strati di polimero che compongono il dissipatore viscoelastico:

$$\frac{A}{h} = \frac{K^* \cdot K_{bf}}{G'} \quad (4.11)$$

Potendo esprimere il fattore di perdita come:

$$\text{tg } \delta = \frac{G''}{G'} \quad (4.12)$$

si ottiene il modulo di perdita  $G''$ .

Moltiplicando quest'ultimo per il fattore di forma  $A/h$ , ricaviamo  $K''_d$ . Sono così noti entrambi i parametri caratteristici del dissipatore  $K'_d$  e  $K''_d$ .

### Caratteristiche dei dispositivi dissipativi

A tale scopo si possono utilizzare le espressioni di Fu e Kasai (1998) per calcolare la rigidezza efficace  $K'_{db}$  (v. eq. 4.7b) e la rigidezza di scarico  $K''_{db}$  (v. eq. 4.7c) dell'intero sistema. Infatti:

$$K'_d = G'A/h \quad (4.13a)$$

$$K''_d = G''A/h \quad (4.13b)$$

In base alle (4.13) si può scrivere:

$$K''_d = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} \cdot K'_d \quad (4.14)$$

e, pertanto, potendo esprimere il fattore di perdita come una funzione  $\eta(\omega)$ , essendo  $\omega$  la frequenza circolare:

$$\frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} = \eta(\omega) \quad (4.15)$$

la precedente equazione diventa:

$$K''_d = \eta(\omega)K'_d \quad (4.16)$$

Se la rigidezza del solo controvento  $K_b$  viene espressa in funzione di  $K'_d$ , ossia:

$$K_b = \alpha \cdot K'_d \quad (4.17)$$

facendo l'ipotesi di asta del controvento rigida, si perviene alla seguente espressione in cui si assume  $\alpha \geq 1$ :

$$\frac{K_{db}}{K'_d} = \frac{[1 + \alpha + \eta^2] \cdot \alpha}{(1 + \alpha)^2 + \eta^2} \quad (4.18)$$

ottenendo in tal modo il rapporto fra la rigidezza del sistema controvento-dissipatore ( $K_{db}$ ) ed il parametro  $K'_d$  del dissipatore.

Sia  $G'$  che  $G''$  sono legati alla frequenza circolare del dissipatore ( $\omega$ ), che, può essere espressa in funzione del periodo fondamentale,  $T_{bf}$ , della struttura controventata:

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{bf}} \quad (4.19)$$

Utilizzando le curve  $G'(\omega)$  e  $G''(\omega)$ , ottenute, come visto in precedenza, mediante il modello generalizzato per simulare al meglio i risultati sperimentali ad una fissata temperatura ambiente, è possibile risalire al fattore di perdita  $\eta(\omega)$  attraverso la (4.15).

Noti  $\eta$  e  $K_{db}$ , una volta fissato un valore di  $\alpha$ , si può ottenere attraverso la (4.18), il valore del parametro  $K'_d$ , in base alla quale si possono calcolare i parametri  $K''_d$  e  $K_b$  (rigidezza del solo controvento); inoltre, il rapporto di forma  $A/h$  si può esprimere come:

$$\frac{A}{h} = \frac{K'_d}{G'} \quad (4.20)$$

### **Definizione del rapporto A/h**

Per definire il rapporto di forma  $A/h$ , si può assegnare uno spessore  $h$  in funzione del quale ottenere l'area del dissipatore  $A$ , tenendo conto dei seguenti limiti:

- limite di deformabilità, per tener conto dello spostamento massimo che può subire lo strato di polimero durante la dissipazione (fig. 4.5);

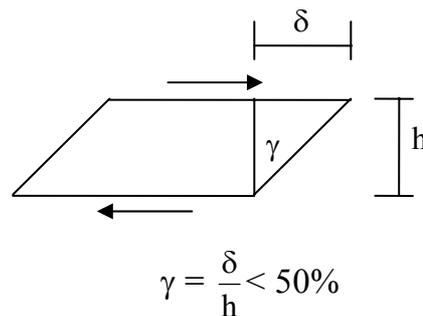


Figura 4.5: Limite di deformabilità a taglio per il dissipatore viscoelastico.

- limite legato alla dissipazione di energia per unità di volume  $E/V$ , essendo  $V=A \cdot h$ , in quanto, per valori di  $h$  troppo piccoli, l'elevata temperatura generata durante la dissipazione può deteriorare la capacità dissipativa del materiale.

Il minimo valore da assegnare ad  $h$ , secondo Fu e Kasai (1998), è pari a 1.27 cm (1/2 pollice), in modo da avere temperature uniformi lungo quasi l'intero spessore. Questo perché la conducibilità termica del materiale viscoelastico è inferiore a 0.005 volte quella dell'acciaio e la perdita di calore ai contorni può essere ritenuta trascurabile nel caso in cui  $h$  è abbastanza grande.

## **CAPITOLO 5**

### **APPLICAZIONI NUMERICHE**

#### **5.1 PREMESSA**

Al fine di valutare l'influenza delle caratteristiche dei diversi sistemi di controventamento con i diversi tipi di dissipatori considerati, viene condotta un'indagine numerica in regime dinamico non lineare, utilizzando i modelli descritti nei capitoli precedenti, con riferimento ad un sistema a un grado di libertà e ad una tipica struttura intelaiata in c.a. di cinque piani.

In particolare, per quest'ultima struttura, progettata per diversi livelli di resistenza secondo l'Eurocodice 8, vengono esaminate soluzioni progettuali con diversi sistemi di controventi dissipativi, anche al fine di verificare l'efficacia della procedura di progettazione basata sul criterio della rigidità proporzionale.

#### **5.2 SISTEMA AD UN GRADO DI LIBERTÀ**

##### **5.2.1 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA TEST**

Il sistema ad un grado di libertà, rappresentato nella figura 5.1, intende riprodurre la risposta di un telaio "shear-type" ad un piano con controventi dissipativi di diverso tipo (fig. 5.2). Le grandezze caratteristiche del sistema sono:  $K_b$ , componente orizzontale della rigidità dei soli controventi;  $K_f$ ,  $F_y$ ,  $F_f$  e  $C_f$ , rispettivamente, rigidità elastica, forza di snervamento, forza elasto-plastica e costante di smorzamento viscoso del telaio non controventato;  $\eta = F_y / M a_{\max}$ , fattore di resistenza della sola parte intelaiata, dove  $M$  rappresenta la massa del sistema

(supposta concentrata alla sommità del telaio) ed  $a_{\max}$  il picco di accelerazione al suolo;  $F_b$ ,  $F_d$  e  $F_{db}$  componenti orizzontali dello sforzo assiale per i soli controventi, per il dissipatore e per i controventi dissipativi, rispettivamente;  $F$  ed  $u$ , rispettivamente, forza d'inerzia e spostamento relativo della massa. In accordo a tali assunzioni l'equazione del moto può essere scritta come:

$$M\ddot{u}(t) + C_f\dot{u}(t) + F_f(t) + F_{db}(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (5.1)$$

dove  $\ddot{u}_g(t)$  rappresenta l'accelerazione al suolo.

Nelle analisi numeriche il fattore di resistenza ( $\eta$ ) del telaio è stato valutato con riferimento allo spettro di progetto proposto dall'Eurocodice 8 per un suolo di media consistenza, assumendo un valore di  $\eta$  pari a 0.30 nel campo dei periodi di vibrazione (0.15÷0.60 s) in cui le ordinate spettrali (della pseudo-accelerazione) sono costanti.

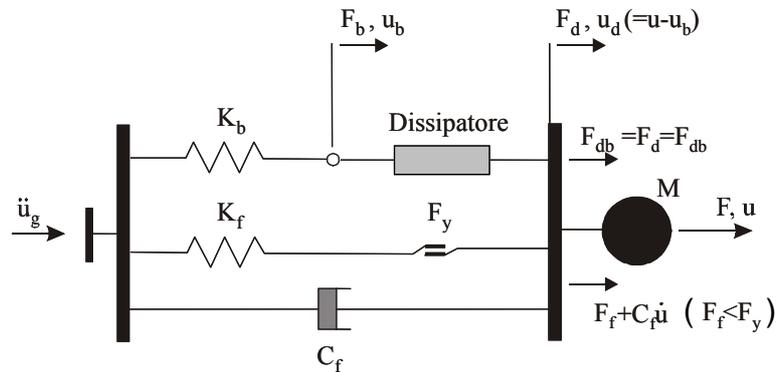


Figura 5.1 : Sistema ad un grado di libertà.

In particolare, con riferimento alla figura 5.1, vengono calcolati i seguenti parametri:

$$K_f = 4\pi^2 M / T_f^2 ; K_b = K^* \cdot K_f ; F_y^{(F)} = M \cdot S_a^{(y)} \quad (5.2 \text{ a,b,c})$$

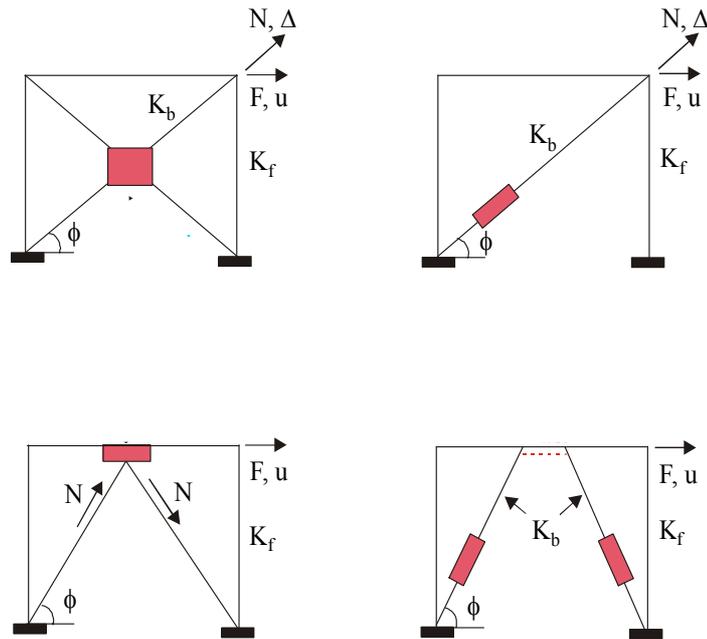


Figura 5.2: Disposizione dei controventi dissipativi (sistema ad un grado di libertà).

### 5.2.2 ASSUNZIONI E ANALISI DELLA RISPOSTA

L'indagine numerica viene condotta in termini parametrici, con riferimento ai seguenti parametri:

Per i sistemi isteretici :

- *rigidezza controvento dissipativo* :  $K_{db} = 1 / (1/K_b + 1/K_d)$
- *sforzo di scorrimento* :  $N^* = N_g/N_{max}$  (attrito)
- *sforzo di plasticizzazione* :  $N^* = N_y/N_{max}$  (plasticizz. di metalli)

Per il sistema viscoelastico (VE):

- *rigidezza controvento/rigidezza telaio*:  $K^* = 0$  (telaio senza controventi, UF)  
 $(K^* = K_{db}/K_f)$   $K^* = 0,2 ; 0,6 ; 1,0 ; 1,4$   
 (telaio controventato)
- *fattore di perdita* :  $\text{tang}\delta = 0,8 ; 1,0 ; 1,2 ; 1,4$

Per il sistema viscoso (VS):

- rigidezza controvento/rigidezza telaio :  $K_b^* = 0$  (UF)
- ( $K_b^* = K_b/K_f$ )  $K_b^* = 1 ; 2$  (telaio controventato)
- rigidezza di scarico dissipatore/rigidezza telaio :  $\alpha''_d = K''_d/K_f = 2,2$

Smorzamento viscoso equivalente :  $\xi_{db} = K''_{db} / [2 (K_f + K'_{db})]$   
 (Sistemi VE e VS)

La prima indagine parametrica è stata condotta sul telaio provvisto di controventi con dissipatori isteretici. Gli effetti sono mostrati in termini di richiesta di duttilità, parametro rappresentativo per il controllo del danno strutturale (figure 5.3 e 5.4). E' stato analizzato il telaio con e senza controventi dissipativi per diversi valori di p (percentuale di incrudimento) e per due livelli di resistenza ( $\eta$ ). In particolare, nel caso di dissipatore ad attrito, si può far riferimento ai risultati per  $p=0$ .

È interessante notare come la risposta migliora con l'aumentare di p; questo effetto è ancora più evidente per  $\eta$  più bassi (es.,  $\eta=0,4$ ), mentre la risposta è poco sensibile, al variare di p, per  $\eta=0,6$ . In tutti i casi il controllo del danneggiamento del telaio (in termini di diminuzione di richiesta di duttilità) è evidente soprattutto nell'intervallo di  $N^*$  da 0,5 a 1 ( $N^*=0$  corrisponde al telaio senza controventi, UF), suggerito per le pratiche applicazioni (Vulcano, 1991 a,b).

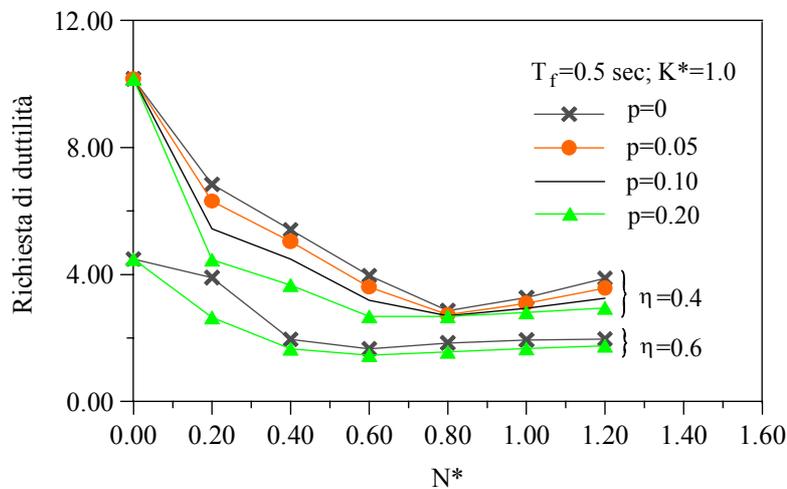


Figura 5.3 : Risposta del dissipatore isteretico.

Per il dispositivo ad attrito (fig. 5.4) la scelta del valore ottimale  $N^*$  è ancora più importante per bassi valori del periodo di vibrazione del solo telaio ( $T_f < 0,6$  s).

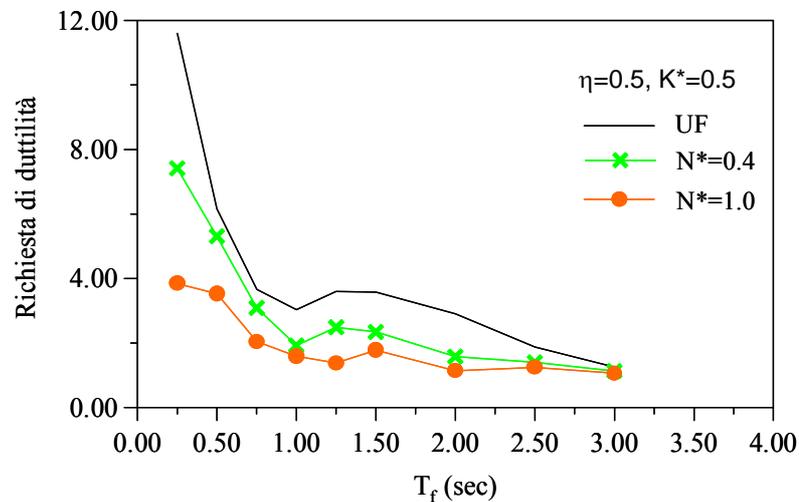


Figura 5.4 : Risposta per il dissipatore ad attrito.

In figura 5.5 sono state riportate le curve per il sistema con dispositivo dissipativo viscoso e confrontate con quella del telaio senza controventi (UF). Più precisamente, le curve sono state ottenute assumendo un valore  $K_d''/K_f = 2,2$  ed il valore 1 o 2 per  $K_b^* = K_b/K_f$ ; quest'ultima assunzione corrisponde, rispettivamente, al valore di 0,1 o 0,23 del rapporto di smorzamento aggiunto,  $\xi_{dbf}$ , precedentemente richiamato (cfr. equazioni (4.6) e (4.8)).

Come si può osservare, per una data resistenza del telaio ( $\eta=0,4$  o  $\eta=0,6$ ) l'efficacia dei controventi dissipativi è più evidente per strutture con controventi più rigidi (ossia, per  $K_b^*$  più grande) e/o telaio con struttura meno resistente (ossia per  $\eta$  più piccolo).

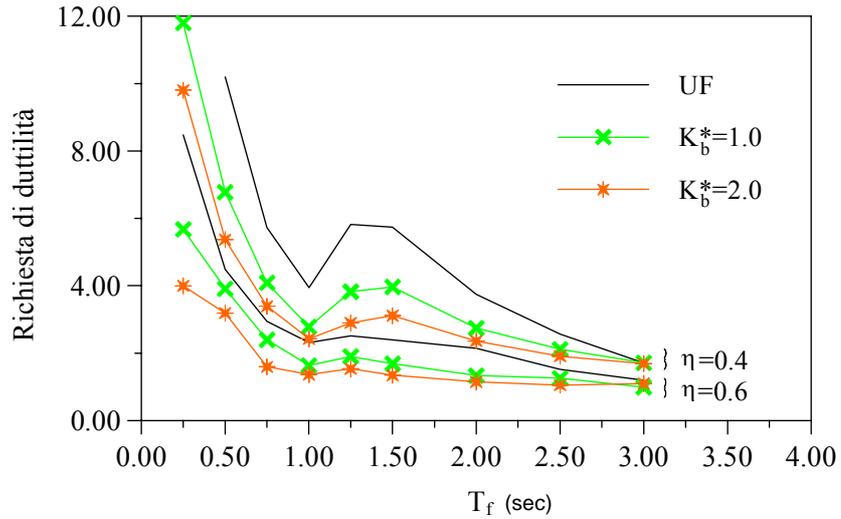


Figura 5.5: Risposta del dissipatore viscoso.

Nelle figure 5.6 e 5.7 sono mostrati i risultati ottenuti con i dispositivi viscoelastici. Come mostrato in figura 5.6, la variazione del fattore di perdita nell'intervallo indicato (0,8-1,4) può essere un fattore determinante nella scelta ottimale del suo valore soltanto nel caso di un fattore di struttura del telaio piuttosto basso (es.,  $\eta=0,3$ ). Nel caso del telaio più resistente ( $\eta=0,6$ ), la variazione del fattore di perdita non produce praticamente alcun effetto, soprattutto per valori di  $K^*$  (praticamente pari a  $K_d/K_f$ ) maggiori di 1,5: infatti, per tali valori la struttura rimane sostanzialmente elastica.

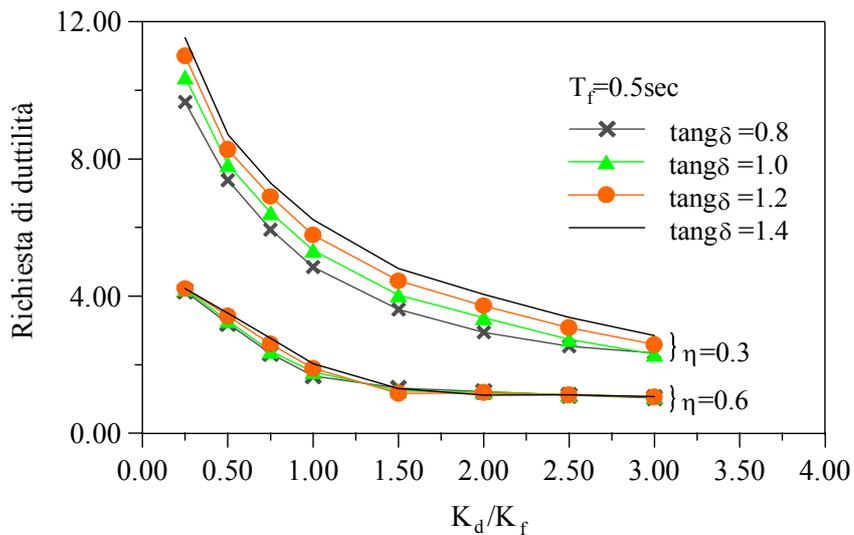


Figura 5.6: Risposta del dissipatore viscoelastico (modello di Maxwell).

Il grafico in figura 5.7 mostra come la risposta del telaio migliora all'aumentare di  $K^*$ , soprattutto per periodi bassi, in analogia al telaio con controventi ad attrito (fig. 5.4).

In figura 5.8 è mostrata, invece, la differenza tra le curve ottenute usando il modello di Kelvin (MK) e il modello di Maxwell (MM), differenza ancora più evidente per bassi valori del fattore di struttura  $\eta$ .

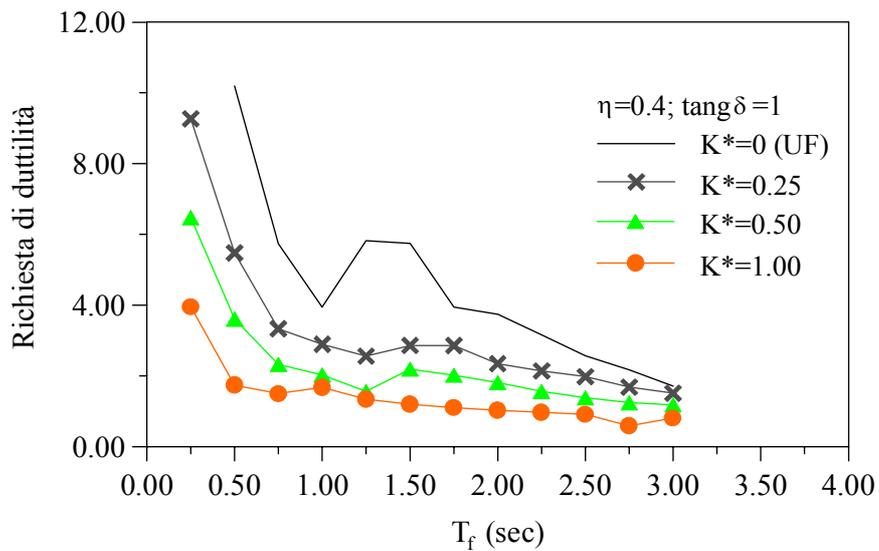


Figura 5.7 : Risposta del dissipatore viscoelastici (modello di Maxwell).

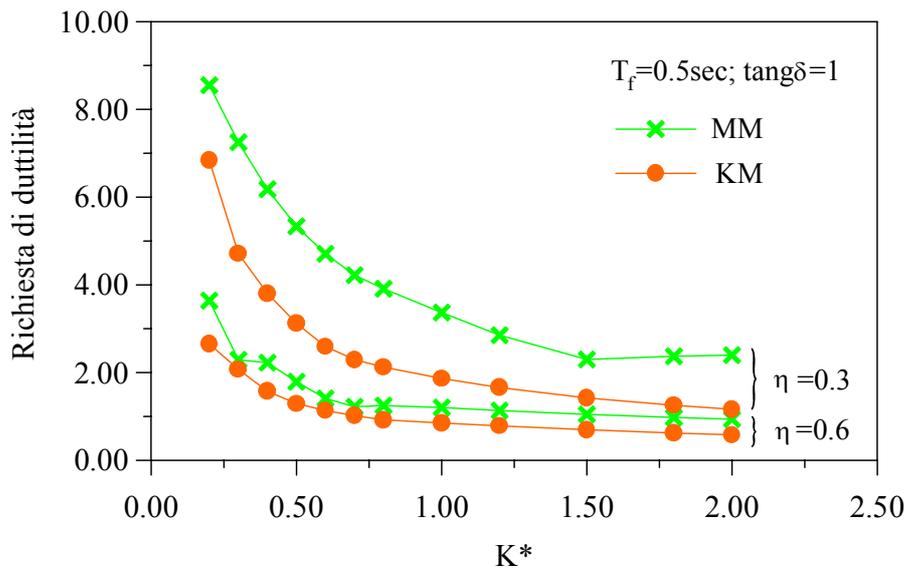


Figura 5.8: Risposta del dissipatore viscoelastico (modelli di Kelvin, MK, e Maxwell, MM).

Infine, vengono messi a confronto i risultati ottenuti, per il sistema ad un grado di libertà, utilizzando i tre modelli: Kelvin (MK), Maxwell (MM) e generalizzato (MG).

Più precisamente, in figura 5.9 sono confrontate, al variare del periodo di vibrazione del sistema non controventato, le richieste di duttilità per la parte intelaiata. Inoltre, per verificare l'efficacia dei controventi dissipativi in figura è riportata, con linea spessa tratteggiata, anche la curva relativa al telaio non controventato.

Il dimensionamento dei controventi dissipativi è stato condotto assumendo per il rapporto di rigidezza  $K^*$  il valore 0,5, con riferimento alle proprietà del materiale viscoelastico ottenute sperimentalmente da Shen e Soong (1995) per una temperatura ambiente (T) di 38°C. In particolare, il valore di  $K^*$  è stato assunto calibrando il modulo di carico ( $G'$ ) sulla frequenza di risonanza dell'intero sistema strutturale. Inoltre, come già fatto in precedenza, per ottenere le curve numeriche riportate nelle figure 2.32a e 2.32b, MK e MM sono stati calibrati valutando  $G'$  e  $G''$  in corrispondenza dei valori  $2\pi$  o  $6\pi$  rad/sec della frequenza circolare  $\omega_D$ .

Come si può osservare, l'efficacia dei dissipatori viscoelastici è evidente anche assumendo  $K^*=0,5$ , che può essere considerato un valore relativamente basso del rapporto di rigidezza.

Nel caso esaminato l'utilizzo di MM si è rivelato, generalmente, più cautelativo di quello di MK. Questo tipo di comportamento può essere interpretato considerando le proprietà di rigidezza e di dissipazione del materiale viscoelastico: a tal fine, può essere utile osservare la differente tendenza delle curve numeriche di  $G'$  e di  $G''$ , ottenute calibrando, per  $T=32^\circ\text{C}$ , le costanti di MK e di MM su di una stessa frequenza (figg. 2.32 a,b).

D'altra parte, MG fornisce generalmente una curva (riportata con una linea verde continua) intermedia fra quelle relative a MK e MM, che consentono, almeno con un'adeguata taratura, di approssimare abbastanza bene la curva ottenuta per MG.

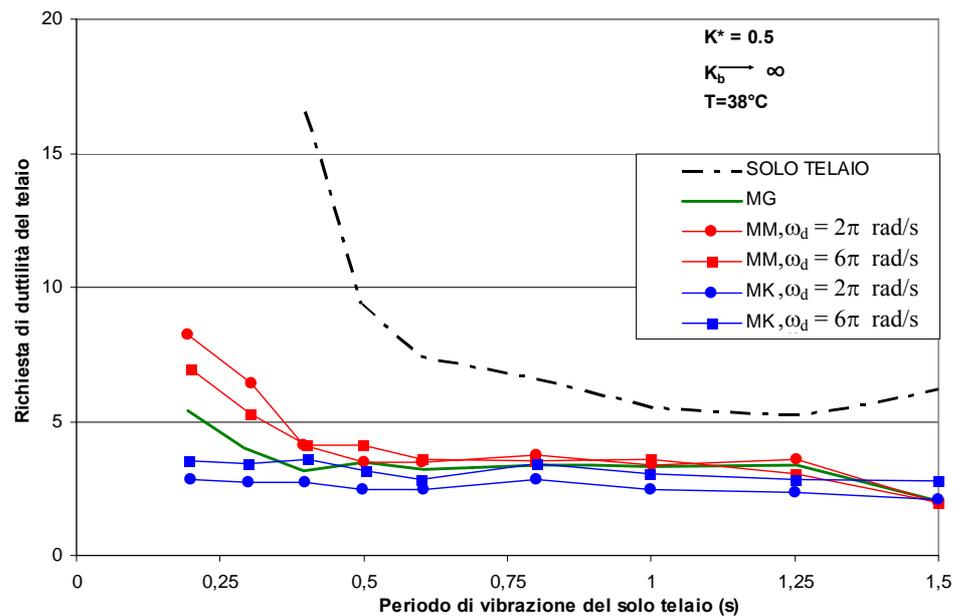


Figure 5.9: Confronto tra la risposta del telaio non controventato e quelle ottenute per il telaio controventato utilizzando diversi modelli del dissipatore viscoelastico.

### 5.3 SISTEMA A PIÙ GRADI DI LIBERTÀ

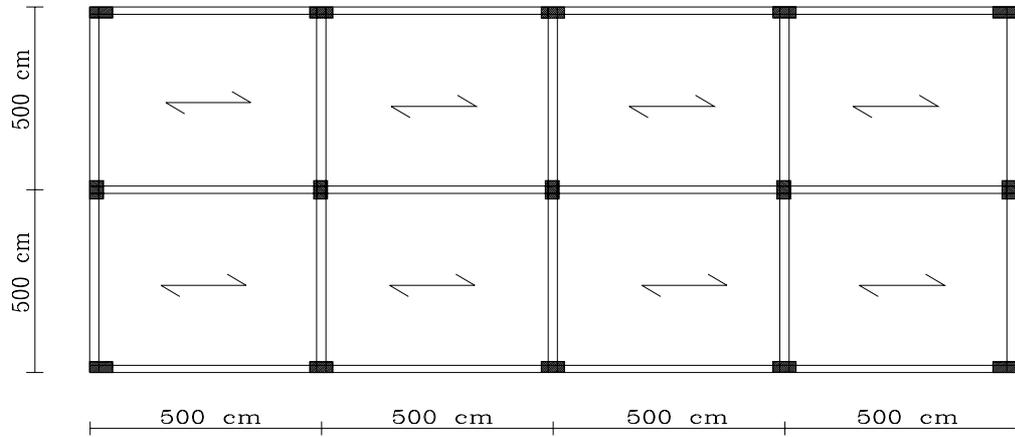
#### 5.3.1 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE TEST

La struttura di riferimento è un telaio in c.a. a maglie rettangolari facente parte di una struttura spaziale a pianta simmetrica, con una direzione di minore rigidità, lungo la quale si suppone agisca la direttrice delle onde sismiche. Le dimensioni (in cm) delle sezioni adottate per il telaio centrale, oggetto dell'analisi, sono riportate in figura 5.10.

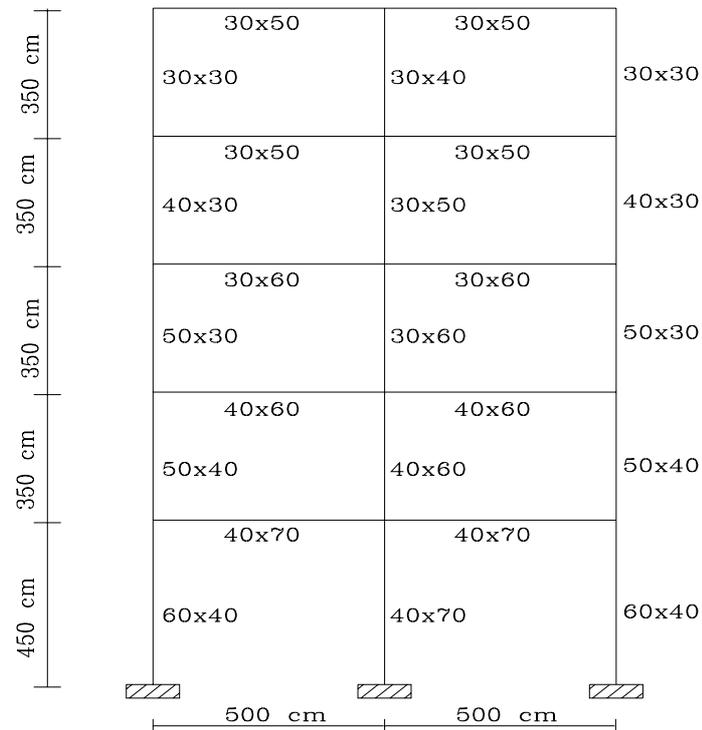
Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei materiali, si fa riferimento a calcestruzzo avente resistenza cubica caratteristica  $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  e acciaio FeB38k.

Nell'assegnare il livello di resistenza degli elementi del telaio, a parte i sovraccarichi verticali per civili abitazioni, le azioni sismiche orizzontali sono state valutate mediante l'analisi dinamica con riferimento all'Eurocodice 8, per valori del

coefficiente di struttura  $q$  nell'intervallo 2,5-6,0, assumendo  $a_{\max}=0,35g$  come valore di picco dell'accelerazione del suolo.



(a)



(b)

Figura 5.10: Pianta della struttura (a) e dimensioni del telaio analizzato (b).

### 5.3.2 AZIONI DI PROGETTO E DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTELAIATE

#### Analisi dei carichi verticali

I carichi verticali agenti sul telaio analizzato sono costituiti dai pesi propri dei vari elementi strutturali, dalla tamponatura e dai carichi trasmessi dai solai, comprensivi dei carichi accidentali.

Vengono assunti:

- carichi permanenti:  $p = 4,0 \text{ KN/m}^2$
- incidenza tramezzi:  $i_t = 1,0 \text{ KN/m}^2$  (da sommare a  $p$  per i solai di piano)
- sovraccarichi accidentali:  $q = 2,0 \text{ KN/m}^2$  (piano tipo) e  $1,0 \text{ KN/m}^2$  (ultimo piano)
- peso tamponatura (ridotto del 30%):  $p_t = 0,7 \times 3,65 = 2,56 \text{ KN/m}^2$

I carichi gravanti sui pilastri e sulle travi vengono quindi calcolati come:

- carichi permanenti distribuiti sulle travi:  $g_i = p l_s + pp_{tr} + p_t \cdot h_{tp} \cdot l_{tp}$
- carichi accidentali distribuiti sulle travi:  $q_i = q l_s$
- forze verticali concentrate nei nodi esterni:  $F_{ei} = pp_{tr} + p_t \cdot h_{tp} \cdot l_{tp} + pp_{pil}$
- forze verticali concentrate nei nodi interni:  $F_{ii} = pp_{tr} \text{ (trasversali)} + pp_{pil}$

dove:

$l_s$ : luce del solaio che scarica sulla trave

$pp_{tr}$ : peso proprio trave

$pp_{pil}$ : peso proprio pilastri

$h_{tp}$  e  $l_{tp}$ : altezza e lunghezza tamponatura esterna.

Nella tabella 5.1 sono riportati i carichi verticali ai vari piani.

Tabella 5.1: Carichi verticali.

	$g_i$ [KN/m]	$q_i$ [KN/m]	$F_{ii}$ [KN]	$F_{ei}$ [KN]
Piano 5	22,6	5,0	17,6	17,6
Piano 4	27,6	10,0	28,1	67,2
Piano 3	28,3	10,0	34,3	72,0
Piano 2	29,4	10,0	43,4	80,4
Piano 1	30,4	10,0	53,2	88,6

### Analisi delle azioni sismiche

L'analisi delle azioni sismiche è eseguita con il metodo dell'analisi modale utilizzando lo spettro di progetto dell'Eurocodice 8; essa consiste nel calcolare i modi di vibrare ritenuti più significativi ed, in corrispondenza di ognuno di essi e del rispettivo periodo di vibrazione, nel calcolare le azioni sismiche di piano. Il calcolo delle masse sismiche è effettuato con riferimento alla struttura spaziale.

L'assunzione di solai infinitamente rigidi nel loro piano e la perfetta simmetria consentono di utilizzare un modello piano per il calcolo delle azioni. Le masse ad ogni impalcato vengono quindi distribuite per il numero di telai resistenti nella direzione dell'azione sismica; esse sono composte dal contributo di tutti i carichi permanenti  $G_k$  (impalcato, tamponatura, incidenza tramezzi, nonché travi e pilastri) e da un'aliquota del carico di esercizio  $Q_k$ :

$$G_k + \psi_E \cdot Q_k$$

dove  $\psi_E$  è il coefficiente di combinazione per il calcolo delle azioni sismiche.

Nella tabella 5.2 sono riportate le dimensioni riassuntive della struttura e le masse ai vari piani:

Tabella 5.2: Caratteristiche della struttura test.

Piano	Travi (cm)	Pilastri est. (cm)	Pilastri int. (cm)	Masse (KNs <sup>2</sup> /cm)
5	30x50	30x30	30x40	0,238
4	30x50	40x30	30x50	0,377
3	30x60	50x30	30x60	0,396
2	40x60	50x40	40x60	0,422
1	40x70	60x40	40x70	0,458

Lo spettro di risposta di progetto normalizzato con riferimento all'accelerazione di gravità è così definito:

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) \begin{cases} = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)^{k_{d1}} \\ \geq 0.2 \cdot \alpha \end{cases} \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) \begin{cases} = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_D}\right)^{k_{d1}} \cdot \left(\frac{T_D}{T}\right)^{k_{d2}} \\ \geq 0.2 \cdot \alpha \end{cases} \quad \text{per } T_D \leq T$$

in cui compaiono i seguenti parametri, funzione della classe del sottosuolo (“B”):

$\alpha = a_g/g$  : rapporto tra l’accelerazione al suolo di progetto  $a_g$  e l’accelerazione di gravità  $g$ ;

$S = 1$  : parametro del terreno, funzione della classe del sottosuolo;

$\beta_0 = 2.5$  : fattore di amplificazione dell’accelerazione spettrale per un coefficiente di smorzamento del 5%;

$k_{d1} = 2/3$ : coefficiente di forma dello spettro di progetto per  $T > T_C$ ;

$k_{d2} = 5/3$ : coefficiente di forma dello spettro di progetto per  $T > T_D$ ;

$T_B = 0,15$  s;  $T_C = 0,6$  s;  $T_D = 3,0$  s.

Il coefficiente di struttura ha la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R \cdot K_W \geq 1,5$$

con:

$q_0 = 5$  : parametro funzione della tipologia strutturale;

$K_D = 0,5$  : fattore dipendente dalla classe di duttilità;

$K_R = 1$  : fattore caratterizzante la regolarità strutturale in elevazione;

$K_W = 1$  : fattore caratterizzante la modalità prevalente di collasso in sistemi strutturali con pareti.

La struttura intelaiata è stata progettata considerando: un suolo di media consistenza, caratterizzato da un picco di accelerazione pari a 0,35g; un coefficiente di struttura  $q$  variabile nell’intervallo 2,5÷6,0 (a intervalli di 0,5), per rappresentare un’ampia classe di strutture intelaiate con un diverso livello di resistenza.

Nella tabella 5.3 sono riportate le componenti orizzontali dei modi di vibrare del telaio, insieme ai corrispondenti periodi di vibrazione e coefficienti di partecipazione, nonché al sistema di forze associato.

Tabella 5.3: Caratteristiche dinamiche della struttura intelaiata.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
<i>Forme modali</i>					
Piano 1	0,0022	0,0057	0,0069	0,0072	-0,0090
Piano 2	0,0043	0,0084	0,0056	0,0001	0,0108
Piano 3	0,0070	0,0069	-0,0049	-0,0100	-0,0056
Piano 4	0,0099	-0,0016	-0,0089	0,0091	0,0019
Piano 5	0,0118	-0,0122	0,0104	-0,0048	-0,0006
<i>Periodi [s]</i>	0,6454	0,2593	0,1595	0,1143	0,0801
<i>Fi [Kg]</i>					
Piano 1	4094	4796	2968	1867	1793
Piano 2	7267	6562	2223	24	-1963
Piano 3	11128	5038	-1815	-2254	961
Piano 4	14820	-1134	-3135	1953	-305
Piano 5	11246	-5354	2317	-648	61
Coeff.partec.	121,84	53,71	27,30	16,56	-12,62

### Calcolo delle sollecitazioni

Per il calcolo delle sollecitazioni si è fatto riferimento alle due combinazioni di carico seguenti:

$$CC1: S=S(\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k), \quad \text{con } \gamma_g=1,4 \text{ e } \gamma_q=1,5$$

$$CC2: S=S(G_k + \psi_2 \cdot Q_k + \gamma_E \cdot E)$$

dove  $\gamma_E=1$  ed E è il valore dell'azione sismica di progetto.

Nell'appendice A sono riportati i valori delle sollecitazioni di calcolo del telaio, relativamente alla combinazione CC2 (rivelatasi più gravosa), assumendo differenti valori del coefficiente di struttura q nell'intervallo considerato.

### Domini Plastici

Al fine di studiare la risposta inelastica del telaio, per definire i livelli di resistenza della generica sezione si è preferito operare attraverso la costruzione dei domini plastici di calcolo, anziché mediante l'effettivo calcolo delle armature, che avrebbe comportato inevitabili sovreresistenze. Sono stati comunque soddisfatti i limiti imposti per i minimi d'armatura.

Pertanto, le sollecitazioni di calcolo ottenute in precedenza vengono a costituire dei valori al limite elastico per le varie sezioni, tranne quando al di sotto dei livelli minimi di resistenza che devono comunque essere garantiti.

Per i domini plastici dei pilastri si è tenuto conto della variabilità dello sforzo assiale, costruendo le curve d'interazione M-N per ogni pilastro, relativamente alla coppia (M,N) più impegnativa scelta tra quelle relative alle sezioni al piede ed in testa.

Le curve d'interazione sono state definite con riferimento ad un legame elasto-plastico perfetto, con riferimento alla resistenza al limite elastico  $f_{yd}$  per l'acciaio ed al legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo (resistenza cilindrica di calcolo  $f_{cd}$ ).

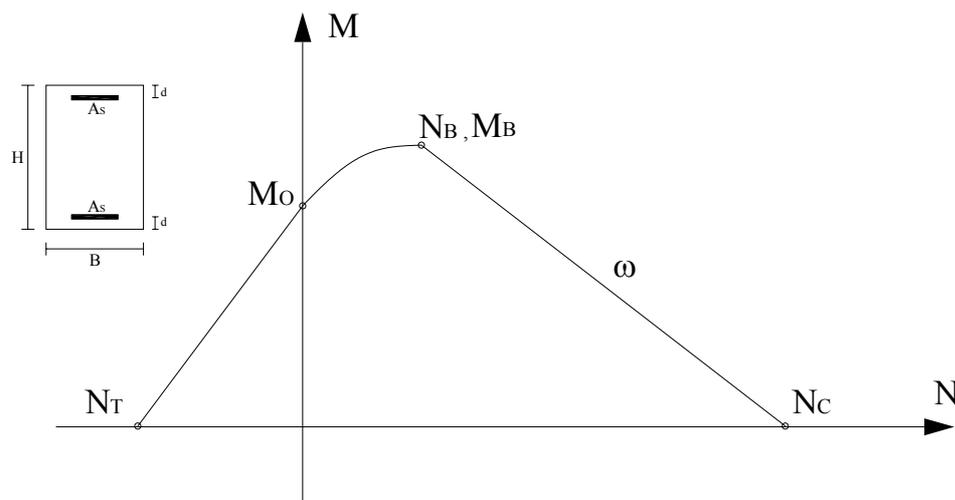


Figura 5.11 : Forma del dominio d'interazione per sezioni pressoinflesse.

Le curve d'interazione sono state approssimate come indicato in figura 5.11, facendo riferimento ai seguenti parametri:

$N_C$  : sforzo normale di rottura a compressione

$N_T$  : sforzo normale di rottura a trazione

$M_O$  : momento plastico corrispondente a  $N=0$

$N_B$  : sforzo normale di rottura limite (o bilanciata)

$M_B$  : momento di rottura limite (o bilanciata)

$\omega = \left( \frac{A_s}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$  : percentuale meccanica di armatura

$u = A'_s/A_s = 1$  e  $\delta = d/H = 0,05$  (d: copriferro)

Nell'appendice B sono riportati, per tutti pilastri, i punti caratteristici delle curve d'interazione, relativamente alle sollecitazioni calcolate per i differenti valori del coefficiente di struttura.

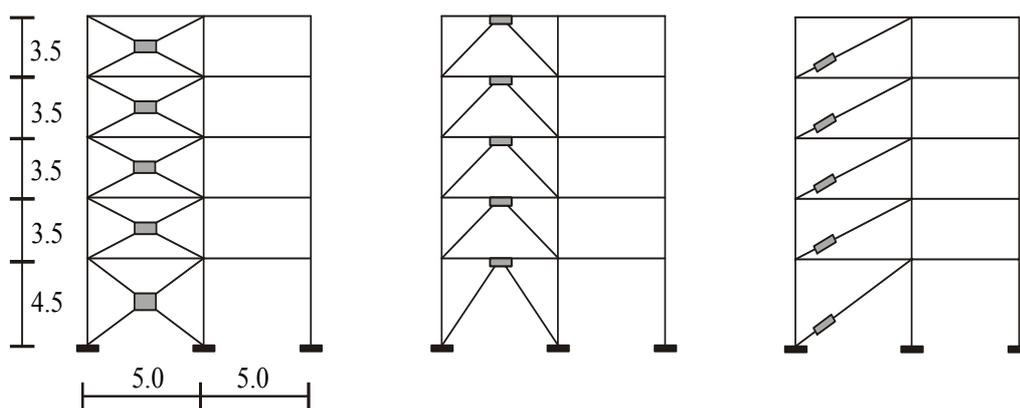
I momenti plastici delle travi sono stati assunti tenendo conto, per entrambi i versi di carico (fibre tese al bordo superiore ovvero al bordo inferiore), dei momenti flettenti di calcolo e dei minimi normativi. In ogni caso è stata trascurata l'influenza dello sforzo normale.

Nell'appendice C sono riportati i momenti plastici per le travi, relativamente alle sollecitazioni calcolate in corrispondenza dei differenti valori assunti per il coefficiente di struttura.

### 5.3.3 PROGETTAZIONE DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI

Nel seguito si suppone che, a seguito di una variazione della zonazione sismica, sia necessario procedere all'adeguamento antisismico della strutture intelaiate dimensionate precedentemente, in modo da resistere alle azioni previste in zone a più forte sismicità.

A tale scopo s'ipotizza l'adozione di controventi metallici con dispositivo dissipativo disposti ai vari piani, nelle maglie corrispondenti in verticale, secondo una configurazione ad "X" per i dispositivi isteretici (ad attrito o a plasticizzazione di metalli), a "K" per i dispositivi di tipo viscoelastico e a diagonale semplice per dei dispositivi di tipo viscoso.



(a) con dissipatori isteretici (b) con dissipatori viscoelastici (c) con dissipatori viscosi

Figura 5.12 : Disposizione dei controventi dissipativi per le strutture test.

In tabella 5.4 sono riportati i valori dei parametri che individuano la distribuzione della rigidità dei controventi, nonché dei parametri caratteristici dei dispositivi dissipativi, tutti ottenuti secondo il criterio della rigidità proporzionale (cap. 4) facendo riferimento alla rigidità di piano del telaio ( $K_{f,i}$ ).

Tabella 5.4 : Caratteristiche della struttura test ( $K_{f,1}=507$  KN/cm).

Piano	Travi (cm)	Pilastri est. (cm)	Pilastri int. (cm)	1° modo	$K_{f,i}/K_{f,1}$
5	30x50	30x30	30x40	1,000	0,264
4	30x50	40x30	30x50	0,839	0,426
3	30x60	50x30	30x60	0,593	0,633
2	40x60	50x40	40x60	0,364	0,988
1	40x70	60x40	40x70	0,186	1,000

Per quanto riguarda i valori del tagliante  $T_i$  e dello spostamento relativo  $\Delta_i$  di piano, entrambi ottenuti per il solo telaio, si è fatto riferimento alla distribuzione di forze (orizzontali) relativa al primo modo di vibrazione. In base a tali valori è stato calcolato il valore della rigidità del telaio  $K_{fi}$  ai vari piani, dal quale è immediato desumere la corrispondente legge di distribuzione, nonché il livello (di calcolo) della rigidità dei controventi dissipativi una volta fissato il valore di  $K^*$  (costante).

Nell'ipotesi di comportamento elastico, il periodo fondamentale di vibrazione  $T_{bf}$  della struttura controventata può essere valutato con buona approssimazione, una volta fissato  $K^*$ , a partire dall'analogo periodo  $T_f$  della sola struttura intelaiata :

$$T_{bf} = \frac{T_f}{\sqrt{1+K^*}}$$

E' da notare che il valore  $K^*=0$  corrisponde al telaio non controventato.

Utilizzando i criteri progettuali e la procedura descritti in precedenza, vengono calcolati, ai vari piani, i parametri caratteristici per i diversi tipi di dispositivi, riportati nelle tabelle 5.5, 5.6 e 5.7, con riferimento ai dissipatori ad attrito (o isteretici), viscoelastici e viscosi, rispettivamente.

Tabella 5.5 : Caratteristiche dei controventi con dissipatore ad attrito (o isteretico).

Piano	$F_y^{(f)}$ [kg]	$N_g/N_{g,1}$	$(E_s A_s/d)_i / (E_s A_s/d)_1$
5	112,46	0,21	0,19
4	260,66	0,49	0,32
3	371,94	0,69	0,47
2	444,60	0,83	0,73
1	485,50	1,00	1,00

$F_y^{(f)}$  = tagliante di piano del telaio al limite elastico.

$E_s A_s/d$  = rigidezza assiale della singola diagonale di controvento.

Assumendo  $K^* = 1$  e  $N^* = 1$ , risulta:  $N_{g,1} = 641,12$  kN.

Tabella 5.6 : Caratteristiche dei controventi con dissipatore viscoelastico.

Piano	$K'_{d,i}/K'_{d,1} = K''_{d,i}/K''_{d,1}$	$(E_s A_s/d)_i / (E_s A_s/d)_1$
5	0,264	0,184
4	0,426	0,297
3	0,633	0,441
2	0,988	0,689
1	1,000	1,000

$E_s A_s/d$  = rigidezza assiale della singola diagonale di controvento.

Assumendo  $K_b \rightarrow \infty$  ( $K'_{db} = K'_d$ ;  $K''_{db} = K''_d$ ),  $K^*_{db} = 1$  e  $\text{tg}\delta = 1$ , si ha:

- periodo fondamentale di vibrazione della struttura con controventi dissipativi:

$T_{bf} = 0,456$  s;

-  $K'_{d,1} = K''_{d,1} = 507$  kN/cm;  $C_{d,1}^{(K)} = 44,2$  kN s/cm;  $C_{d,1}^{(M)} = 73,7$  kN s/cm.

Tabella 5.7 : Caratteristiche dei controventi con dissipatore viscoso di tipo lineare ( $\beta=1$ ).

Piano	$K'_{db,i}/K'_{db,1}$	$C_{d,i}/C_{d,1} = (E_s A_s/d)_i / (E_s A_s/d)_1$
5	0,264	0,217
4	0,426	0,350
3	0,633	0,519
2	0,988	0,810
1	1,000	1,000

Assumendo  $K'_b (\equiv K_b/K_f) = 2$  e  $K''_{d,i}/K_{f,i} = 2$ , si ha:

- periodo fondamentale di vibrazione della struttura con controventi dissipativi:

$$T_{bf} = 0,456 \text{ s};$$

-  $K'_{db,1} = 507 \text{ kN/cm}$ ;  $C_{d,1} = 66,8 \text{ kN s/cm}$ .

### 5.3.4 ANALISI DELLA RISPOSTA DELLE STRUTTURE TEST

Viene studiata la risposta sismica non lineare delle strutture sopra descritte, supponendo di sottoporle ad una terna di accelerogrammi generati artificialmente sulla base dello spettro elastico di progetto utilizzato per dimensionare i telai. A tale scopo viene adottato un modello elasto-plastico perfetto per simulare la risposta del telaio, mentre per i controventi dissipativi si fa riferimento ai modelli illustrati nel capitolo 2. I risultati che seguono sono stati ottenuti come media di quelli relativi ai tre accelerogrammi considerati.

L'indagine è stata condotta in termini parametrici, con riferimento ai valori dei parametri strutturali più significativi:

Telaio senza controventi :

- *coefficiente di struttura* :  $q = 2,5 - 6,0$  (ad intervalli di 0,5)

Per il sistema isteretico :

- *rigidezza controvento/rigidezza telaio* :  $K^* = 0$  (UF) ; 0,5 ; 1 ; 1,2

- *sforzamento di scorrimento  $N_g$ /sforzamento  $N_{max}$*  :  $N^* = 0$  (UF) ; 0,5 ; 1 (diss. ad attrito)

- *sforzamento di scorrimento  $N_y$ /sforzamento  $N_{max}$*  :  $N^* = 0$  (UF); 0,5 ; 1 (diss. per plasticizz.)

Per il sistema viscoelastico :

- *rigidezza controvento/rigidezza telaio* :  $K^*=0$  (UF) ; 0,2 ; 0,6; 1 ; 1,4

- *fattore di perdita* :  $\text{tang}\delta = 0,8 ; 1 ; 1,2 ; 1,4$

Per il sistema viscoso :

- *rigidezza controvento/rigidezza telaio* :  $K^*_b=0$  (UF) ; 1 ; 2 ; 5

- *rigidezza sistema viscoso/rigidezza telaio* :  $\alpha''_d = K''_d/K_f = 2$

I parametri rappresentativi della risposta del telaio senza controventi (UF) sono messi a confronto con gli analoghi parametri relativi al telaio con controventi dissipativi di diverse caratteristiche.

Vengono riportate le risposte ottenute per le strutture test, al fine di valutare gli effetti dei controventi dissipativi di diverse caratteristiche al variare del livello di resistenza del telaio (ossia, del coefficiente di struttura).

Per verificare l'efficacia dei dissipatori supplementari nel controllo del danneggiamento non strutturale (per es., quello delle tamponature e dei tramezzi) e del danneggiamento locale subito dalle sezioni critiche degli elementi in c.a. del telaio, sono riportati i valori massimi attinti ai vari piani dallo spostamento assoluto e da quello relativo in termini percentuali, nonché dalla richiesta di duttilità (globale, delle travi e dei pilastri). Le espressioni utilizzate per il calcolo di tali parametri sono riportate all'appendice D.

#### 5.3.4.1 DISSIPATORI ISTERETICI

(AD ATTRITO O A PLASTICIZZAZIONE DI METALLI)

Nelle figure 5.13 e 5.14 sono messi a confronto risultati ottenuti nel caso di controventi con dissipatori ad attrito o più in generale, isteretici.

In particolare, nella figura 5.13 è riportata la richiesta media di duttilità al variare del fattore di struttura (da 2,5 a 6). Il risultato ottenuto per il telaio senza controventi dissipativi (UF) è confrontato con i risultati ottenuti assumendo, per i

controventi dissipativi, diversi valori del rapporto di rigidezza  $K^*$  e del rapporto  $N^*$ , rappresentativo dello sforzo di scorrimento (per attrito o, eventualmente, plastico). Come mostrato, l'uso dei controventi più rigidi ( $K^*=1$ ) comporta una maggiore riduzione della richiesta media di duttilità; risultati analoghi, omessi per brevità, sono stati ottenuti per i valori attinti dagli altri parametri rappresentativi della risposta.

Comunque, anche la scelta di un valore relativamente basso di  $K^*$  (es.,  $K^*=0,5$ ) è sufficiente per avere una drastica riduzione dei valori anzidetti. Si osserva, inoltre, che, per uno stesso valore di  $K^*$  crescente, le differenze tra le curve, al variare del rapporto  $N^*$  tra 0,5 ad 1, intervallo di interesse pratico, si riducono. Ciò è dovuto al minore impegno plastico della struttura intelaiata, che, come mostrato da risultati omessi per brevità, rimane praticamente elastica per  $K^*=2$ .

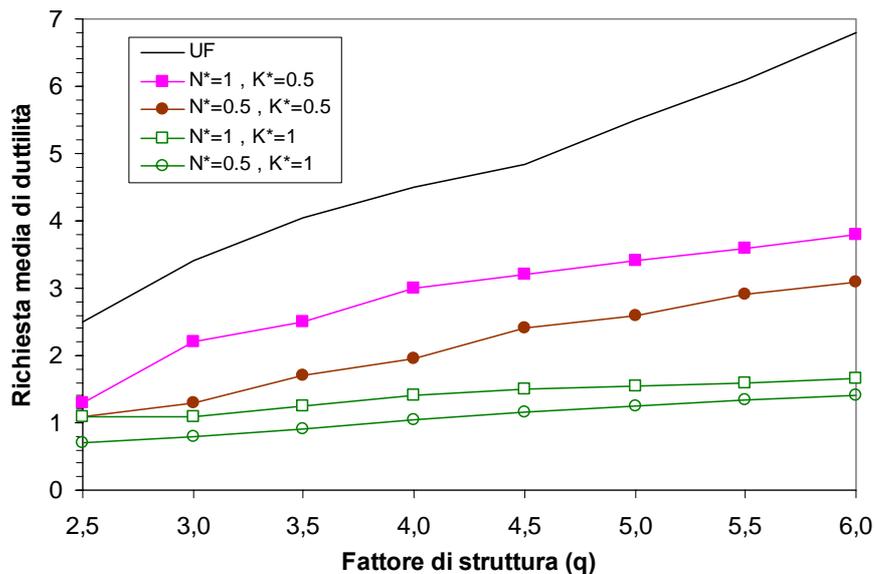


Figura 5.13 : Risposta delle strutture test con dissipatori ad attrito.

Nella figura 5.14 è mostrato un confronto tra risultati ottenuti per la struttura senza controventi e quelli ottenuti nel caso in cui vengono introdotti controventi con dissipatori isteretici. Si nota che la richiesta di duttilità per le travi assume valori non molto diversi al variare del rapporto di incrudimento  $p$ ; comunque, per  $p$  abbastanza grande (per es.,  $p=20\%$ ), si osserva una redistribuzione delle richieste di duttilità, con un'apprezzabile riduzione al primo livello di piano.

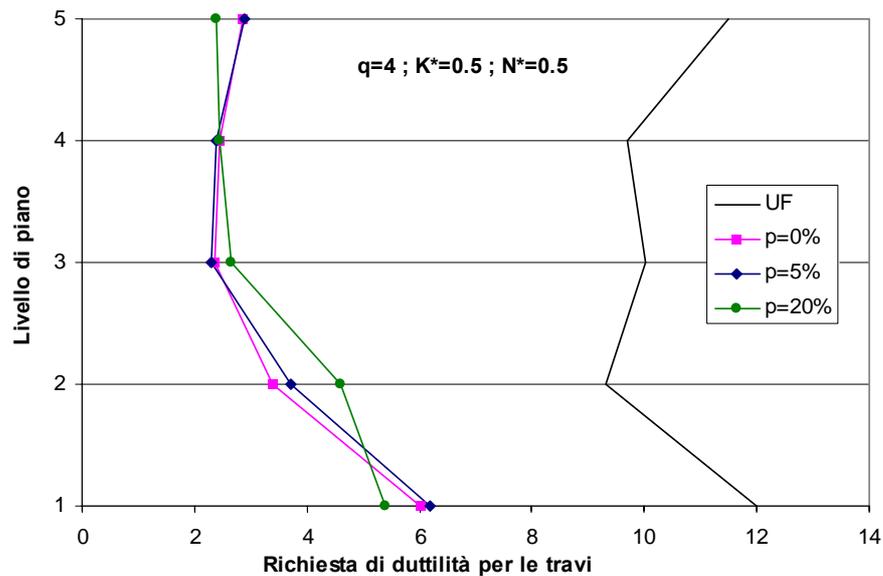


Figura 5.14 : Risposta delle strutture test con dissipatori isteretici.

### 5.3.4.2 DISSIPATORE VISCOELASTICO

La prima serie di risultati si riferisce alla risposta di sistemi con dispositivi di tipo viscoelastico (VE), il cui comportamento è inizialmente simulato utilizzando il modello di Kelvin e quello di Maxwell.

Nelle serie di figure 5.15 e 5.16 vengono riportati gli spostamenti massimi di piano raggiunti dalle strutture test (telai con e senza controventi dissipativi) per diversi livelli di resistenza (ossia, per diversi valori di  $q$ ).

Nelle figure 5.15 si può osservare come all'aumentare di  $K^*$ , a parità del fattore di perdita ( $\tan\delta=1$ ), si ottiene una netta riduzione dello spostamento massimo; in particolare, per valori di  $K^*$  crescenti, la struttura risente sempre meno del livello di resistenza  $q$  assegnato.

Risultati analoghi, omissi per brevità, sono stati ottenuti per gli spostamenti relativi.

Si è visto, inoltre, che per un dato coefficiente di struttura, all'aumentare di  $K^*$ , il particolare valore assunto per il fattore di perdita tende a risultare sempre meno influente. Questo dimostra che nel comportamento della risposta strutturale il rapporto tra la rigidezza dei controventi e quella del telaio svolge un ruolo molto importante.

Le figure 5.17a e 5.17b riportano le richieste di duttilità per le travi, ottenute utilizzando il modello di Kelvin e quello di Maxwell, rispettivamente, al variare el rapporto di rigidezza  $K^*$ .

È interessante notare che i controventi dissipativi risultano essere molto efficaci anche per valori relativamente piccoli di  $K^*$  (per es.,  $K^*=0,2$ ) e, per valori abbastanza grandi di  $K^*$  (per es., per  $K^*\geq 1$ ), la risposta della parte intelaiata è praticamente elastica.

Inoltre, si può osservare che il modello di Maxwell ha fornito valori maggiori di quelli ottenuti attraverso il modello di Kelvin, conclusione questa confermata dai risultati riportati nelle serie di figure successive da 5.18 a 5.21.

In particolare nelle figure 5.18 e 5.19 sono riportati, rispettivamente, lo spostamento massimo e lo spostamento relativo percentuale per il telaio senza controventi (UF) e per le strutture con controventi dissipativi, assumendo, per il rapporto di rigidezza  $K^*$ , i valori 0,2 e 1 con riferimento ad ognuno dei casi in cui la parte intelaiata è stata progettata per diversi livelli di resistenza ( $q=2,5; 4; 6$ ).

Come già osservato per i risultati precedentemente mostrati (figure 5.15, 5.16, 5.17), l'efficacia dei controventi dissipativi è evidenziata anche nel caso in cui si assume per il rapporto di rigidezza  $K^*$  il valore 0,2, che può essere considerato piuttosto basso. Inoltre, per quest'ultimo valore si nota, almeno in figura 5.19, una differenza più marcata fra i risultati relativi ai due modelli adottati per il dissipatore.

L'effetto prodotto dalla scelta di diversi valori di  $K^*$  sulla richiesta media di duttilità per la struttura intelaiata, progettata per tre livelli di resistenza, è mostrato in figura 5.20, con riferimento ad entrambi i modelli di dissipatore. In tutti i casi si nota che, al crescere di  $K^*$ , l'effetto di riduzione della richiesta di duttilità è crescente, ma, per uno stesso incremento di  $K^*$ , si va attenuando.

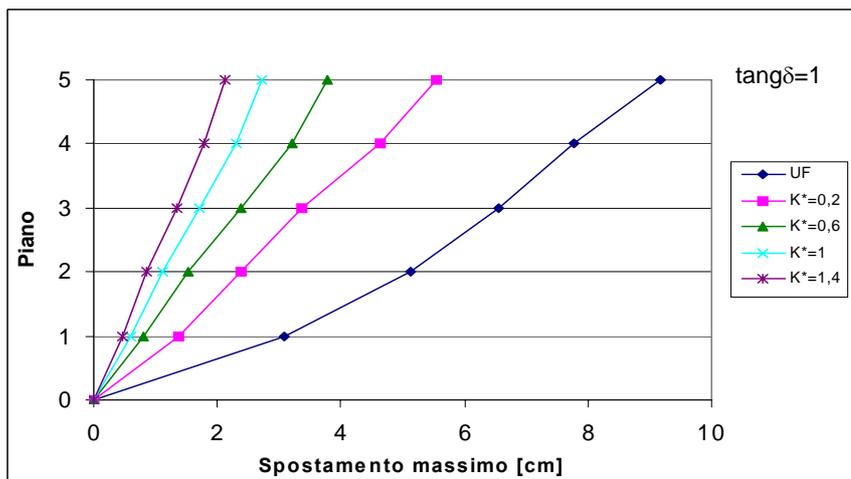
L'effetto di riduzione della richiesta di duttilità al crescere di  $K^*$  è meglio evidenziato nelle figure 5.21a e 5.21b, in cui è riportato il corrispondente rapporto di riduzione, calcolato dividendo la richiesta media di duttilità relativa alla struttura intelaiata in presenza dei controventi dissipativi,  $d(K>0)$ , per l'analoga richiesta in assenza dei controventi medesimi,  $d(K=0)$ . Si nota che detto rapporto dipende sostanzialmente da  $K^*$ , risultando, almeno per  $K^*$  abbastanza basso (per es., minore di 1), poco influenzato dal livello di resistenza assunto per la struttura intelaiata.

I risultati mostrano, inoltre, che il modello di Kelvin fornisce in tutti i casi valori del suddetto rapporto di riduzione leggermente più bassi di quelli relativi al modello di Maxwell.

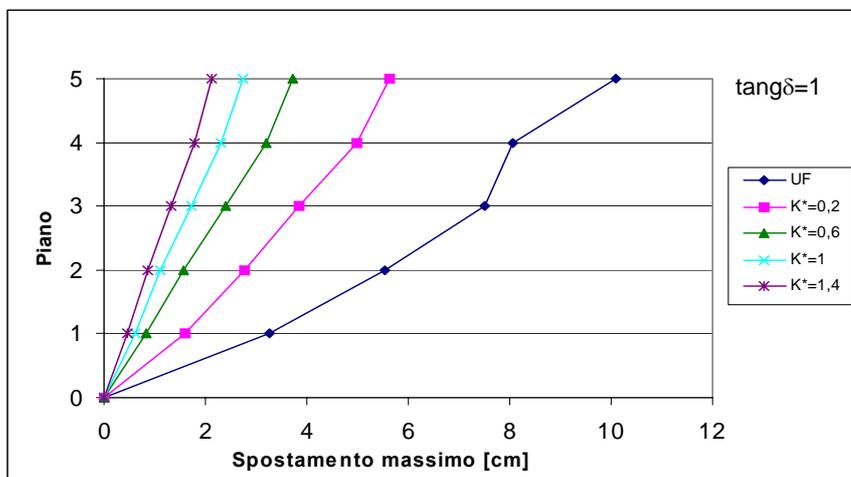
Infine, nelle figure 5.22, 5.23 e 5.24 viene effettuato un confronto più completo fra i risultati ottenuti per i tre modelli di dissipatore viscoelastico: Kelvin (MK), Maxwell (MM) e generalizzato (MG).

Più precisamente, nella figura 5.22 è riportata la richiesta media di duttilità della parte intelaiata, in funzione del coefficiente di struttura ( $q$ ) assunto per il progetto del telaio non controventato: i risultati ottenuti per il telaio senza controventi sono confrontati con quelli per il telaio con controventi dissipativi, ottenuti utilizzando i tre modelli di dissipatore considerati.

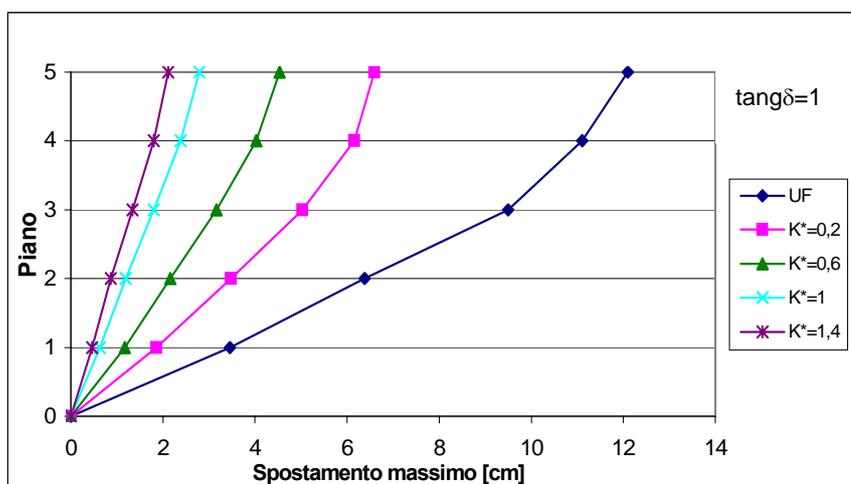
E' interessante osservare che, anche in questo caso, l'efficacia dei controventi provvisti di dissipatori viscoelastici è evidente, pur avendo assunto un valore relativamente basso del rapporto di rigidezza ( $K^*=K_{db}/K_f$ ), valutato con riferimento alla frequenza fondamentale dell'intero sistema strutturale. Infatti, sono stati assunti: un coefficiente di forma,  $A/h=2500\text{mm}$ , con riferimento al quinto piano; proprietà meccaniche del materiale viscoelastico ( $G'$  e  $G''$ ) sulla base dei dati sperimentali ottenuti da Shen e Soong (1995) per la temperatura ambiente più alta (cioè,  $T=38^\circ\text{C}$ ) considerata nelle prove. Conseguentemente, il rapporto di rigidezza  $K^*$  assume valori di circa 0,09 e 0,13, in corrispondenza dei due valori della frequenza considerati in questo studio per la taratura di MK e di MM. Inoltre, come atteso, per valori crescenti del coefficiente di struttura del telaio, cioè per strutture intelaiate sempre meno resistenti, tutte le curve sono crescenti.



(a) Telaio progettato per q=2,5.

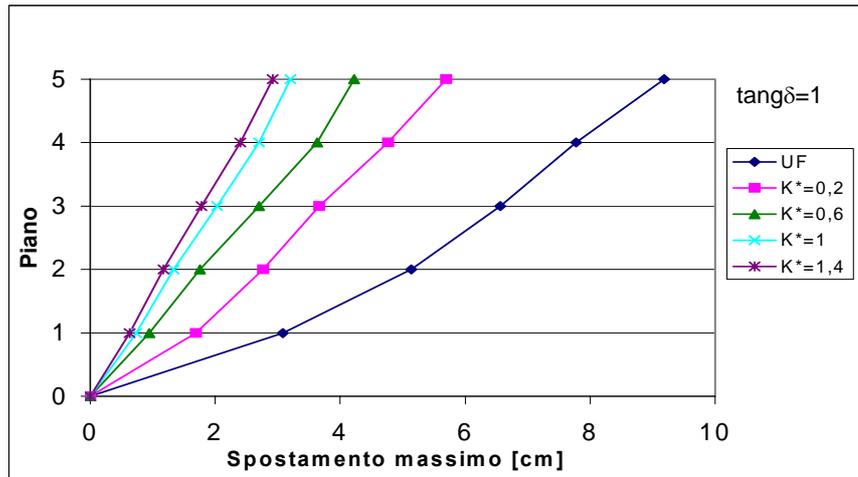


(b) Telaio progettato per q=4.

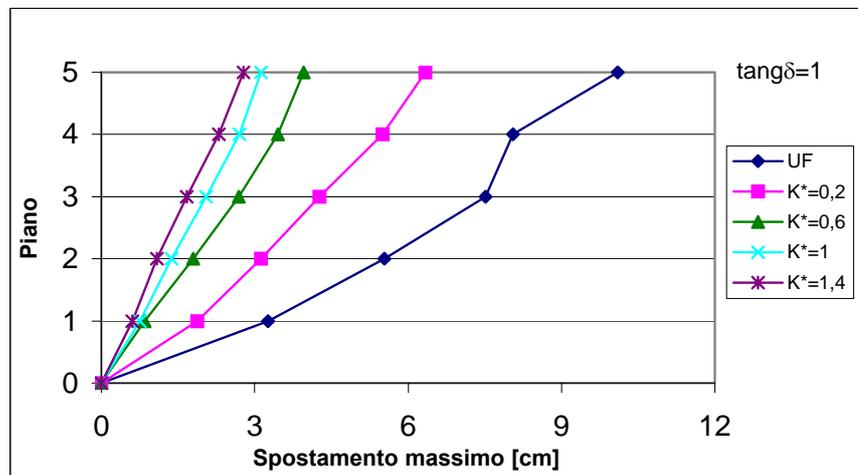


(c) Telaio progettato per q=6.

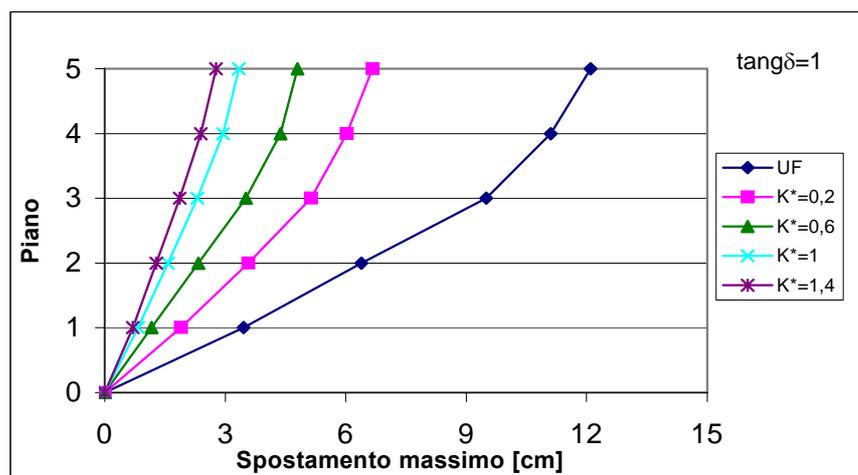
Figura 5.15 : Massimo spostamento di piano per diversi livelli di resistenza del telaio (Modello di Kelvin per i dissipatori VE).



(a) Telaio progettato per q=2,5.

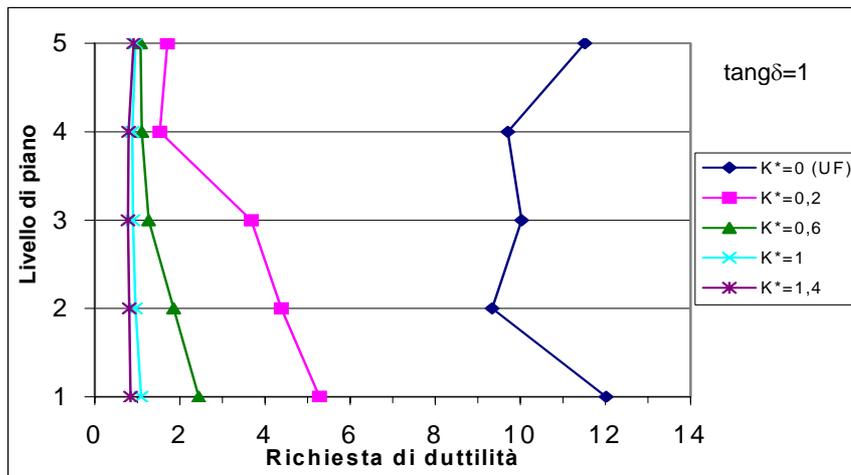


(b) Telaio progettato per q=4.

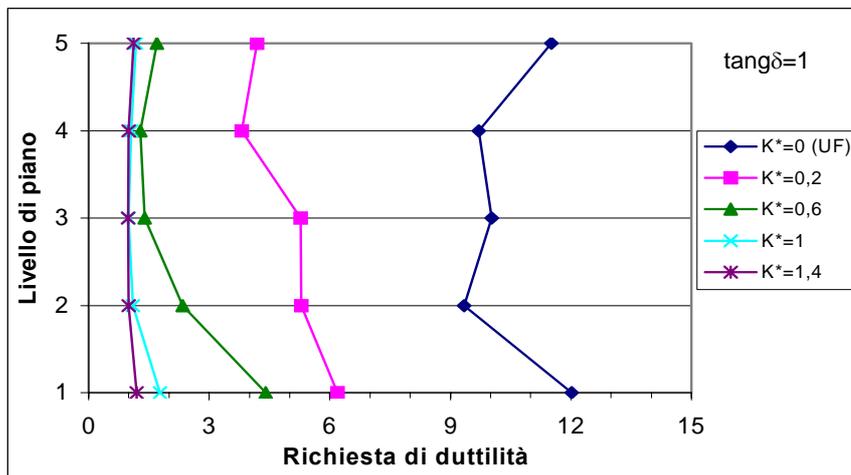


(c) Telaio progettato per q=6.

Figura 5.16 : Massimo spostamento di piano per diversi livelli di resistenza del telaio (Modello di Maxwell per i dissipatori VE).

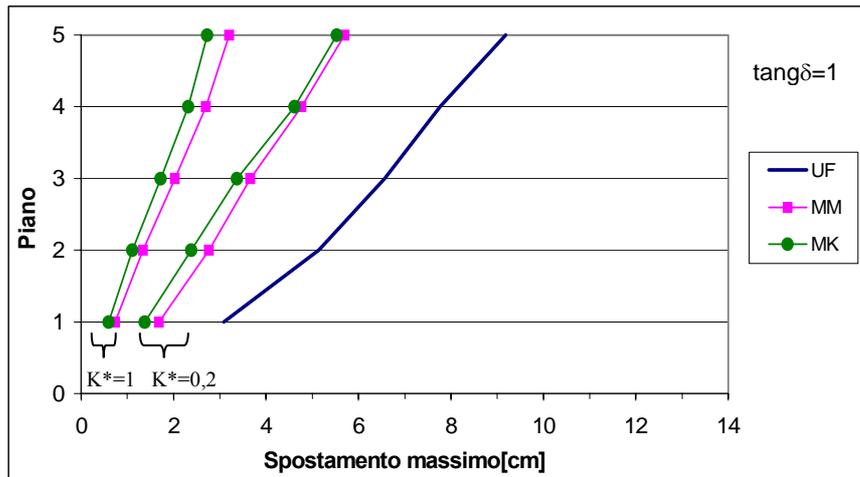


(a) Modello di Kelvin per i dissipatori VE.

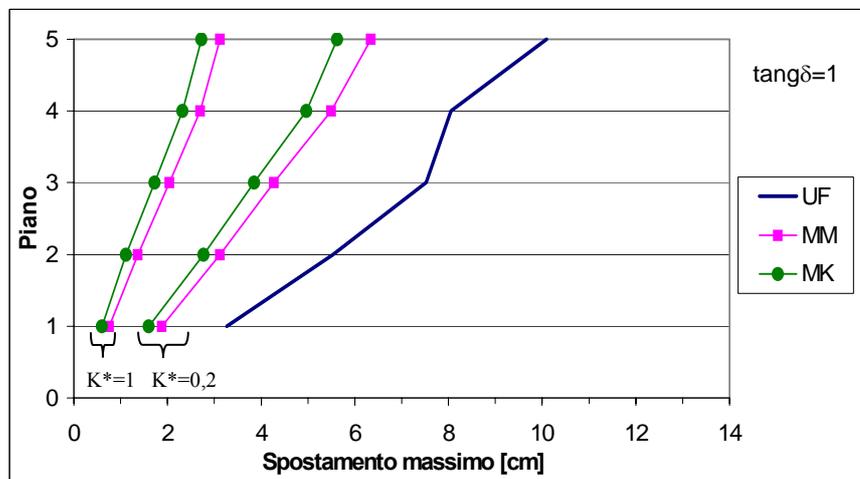


(b) Modello di Maxwell per i dissipatori VE.

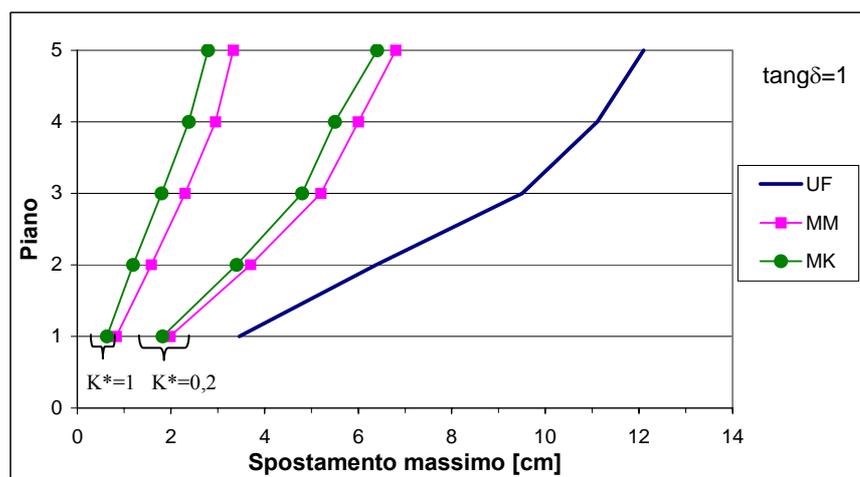
Figura 5.17 : Richiesta di duttilità per le travi ( $q=4$ ).



(a) Telaio progettato per  $q=2,5$ .

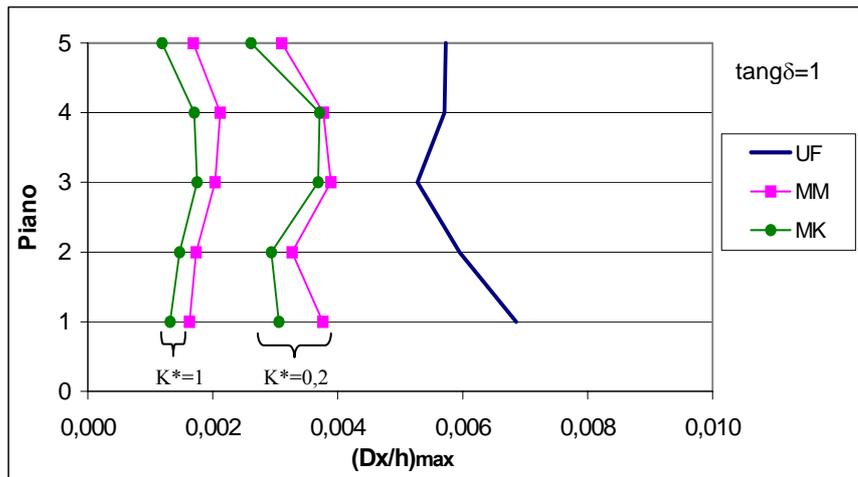


(b) Telaio progettato per  $q=4$ .

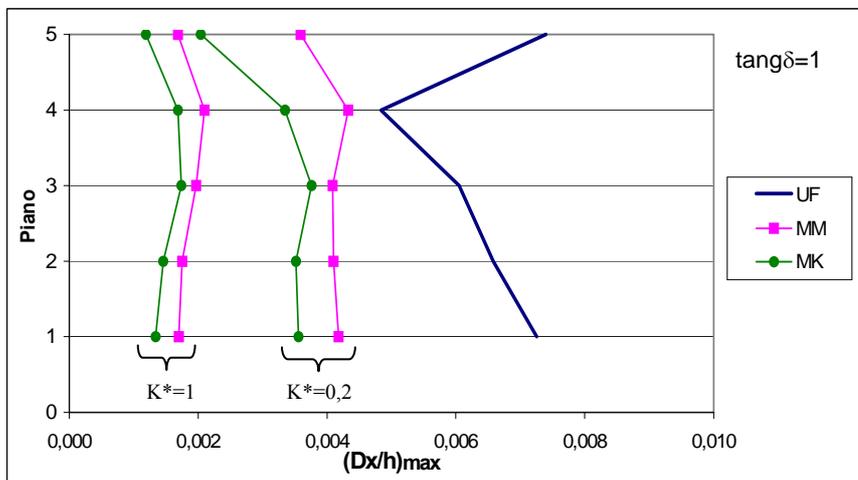


(c) Telaio progettato per  $q=6$ .

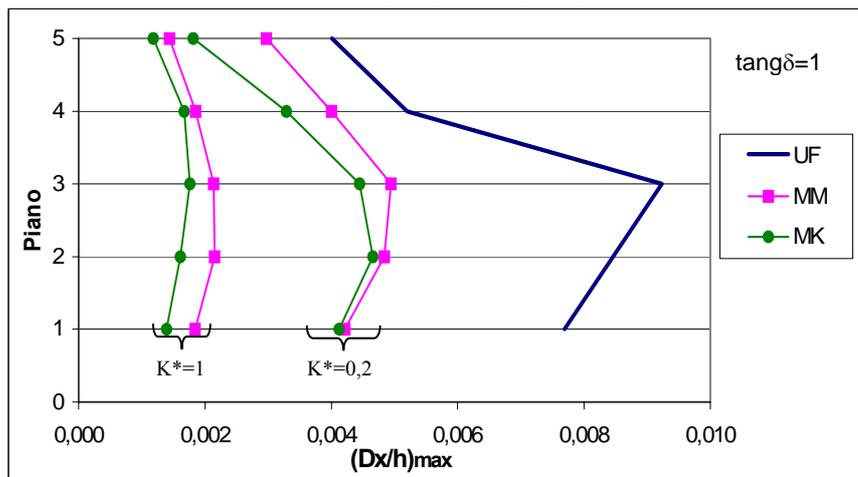
Figura 5.18 : Massimo spostamento di piano.



(a) Telaio progettato per  $q=2.5$ .



(b) Telaio progettato per  $q=4$ .



(d) Telaio progettato per  $q=6$ .

Figura 5.19 : Massimi spostamenti relativi percentuali.

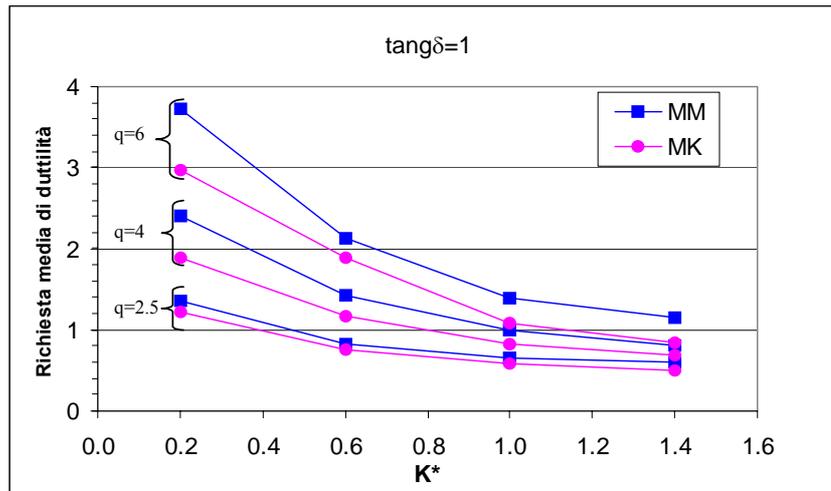
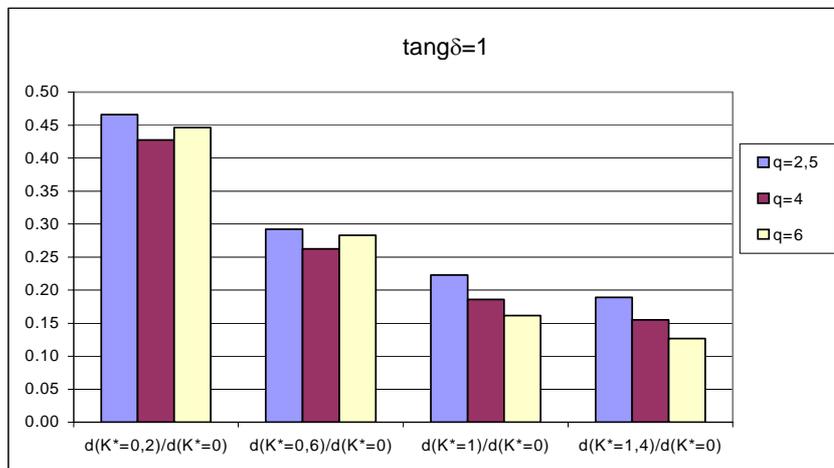
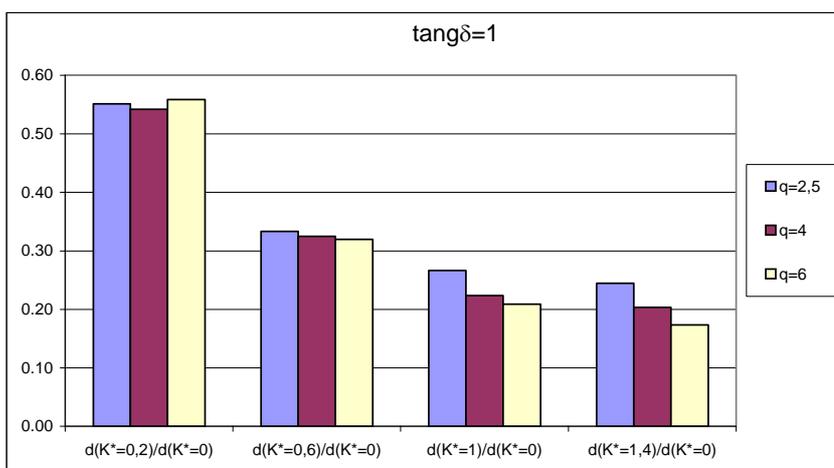


Figura 5.20: Richiesta media di duttilità per il telaio.



(a) Modello di Kelvin per i dissipatori VE.



(b) Modello di Maxwell per i dissipatori VE.

Figura 5.21: Rapporto di riduzione (d) per la duttilità media del telaio.

Riguardo alla modellazione del dissipatore, si può osservare che la curva corrispondente a MG è, in genere, intermedia fra quelle risultanti dall'utilizzo di MK e di MM. Tuttavia, quando il coefficiente di struttura del telaio aumenta, la tendenza di MM e di MK è diversa (più o meno vicina alla curva relativa a MG), in funzione della frequenza considerata per calibrare le costanti dei due modelli. Quest'ultima osservazione sottolinea l'importanza di un'adeguata scelta della frequenza di taratura quando si utilizzano modelli semplificati (per es., MK o MM) per riprodurre il comportamento dei dissipatori viscoelastici.

Inoltre, è interessante notare che, per valori più alti di  $q$  (cioè per strutture meno resistenti), una porzione sempre maggiore dell'energia in ingresso è dissipata per isteresi dalle regioni critiche degli elementi del telaio. Questo fenomeno può portare ad un minor contributo dissipativo dei dispositivi viscoelastici e, di conseguenza, la scelta del modello viscoelastico può diventare meno importante, sempre che le costanti di MK e di MM siano calibrate con riferimento ad un opportuno valore della frequenza.

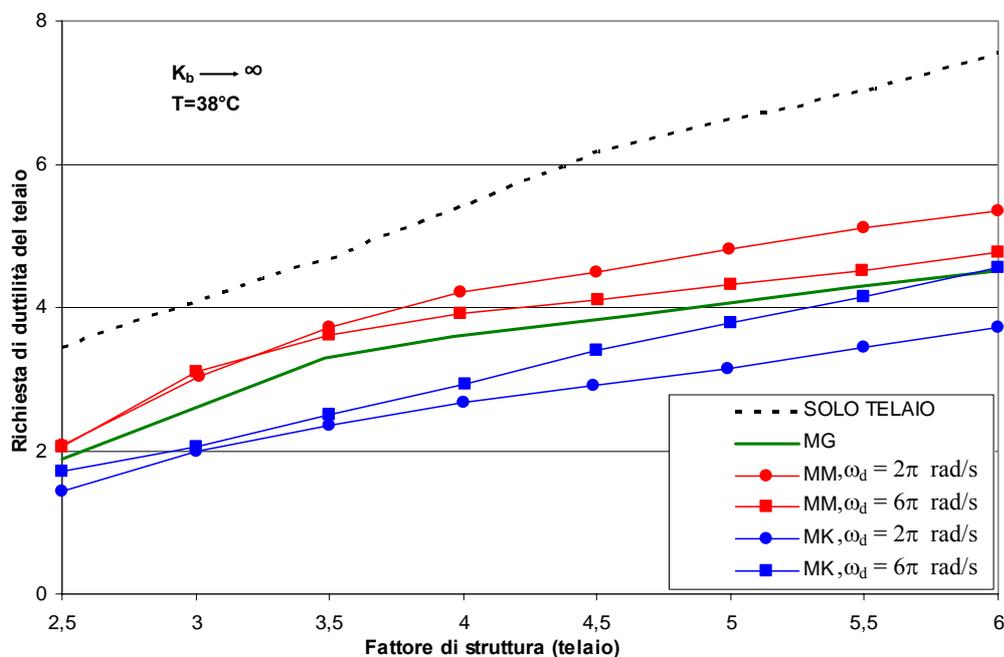


Figura 5.22: Richiesta media di duttilità per la parte intelaiata delle strutture test adottando diversi modelli di dissipatore viscoelastici: Kelvin (MK), Maxwell (MM) e generalizzato (MG).

Per verificare l'efficacia dei dissipatori supplementari nel controllo del danneggiamento non strutturale (per es., quello delle tamponature e dei tramezzi) e del danneggiamento locale subito dalle sezioni critiche degli elementi in c.a. del telaio, nelle figure 5.23 e 5.24 sono rappresentati i valori massimi attinti ai vari piani: dallo spostamento assoluto (fig. 5.23a) e dallo spostamento relativo in termini percentuali (fig. 5.23b); dalla richiesta di duttilità delle travi (fig. 5.24a) e dei pilastri (fig. 5.24b). In particolare, le curve sono state ottenute assumendo per il coefficiente di struttura del telaio il valore  $q=6$ , che, come già detto, corrisponde a considerare una struttura intelaiata di resistenza relativamente bassa.

Dall'esame delle curve è evidente che i dissipatori viscoelastici sono sempre favorevoli per mitigare gli effetti sismici (nel caso esaminato soprattutto ai piani più alti).

Inoltre, riguardo al confronto fra le risposte ottenute mediante i modelli viscoelastici considerati in questo studio (MK, MM e MG), sono confermate le considerazioni fatte in precedenza. Risultati analoghi, omessi per brevità, sono stati ottenuti anche con riferimento alle temperature ambiente di 21°C e di 32°C.

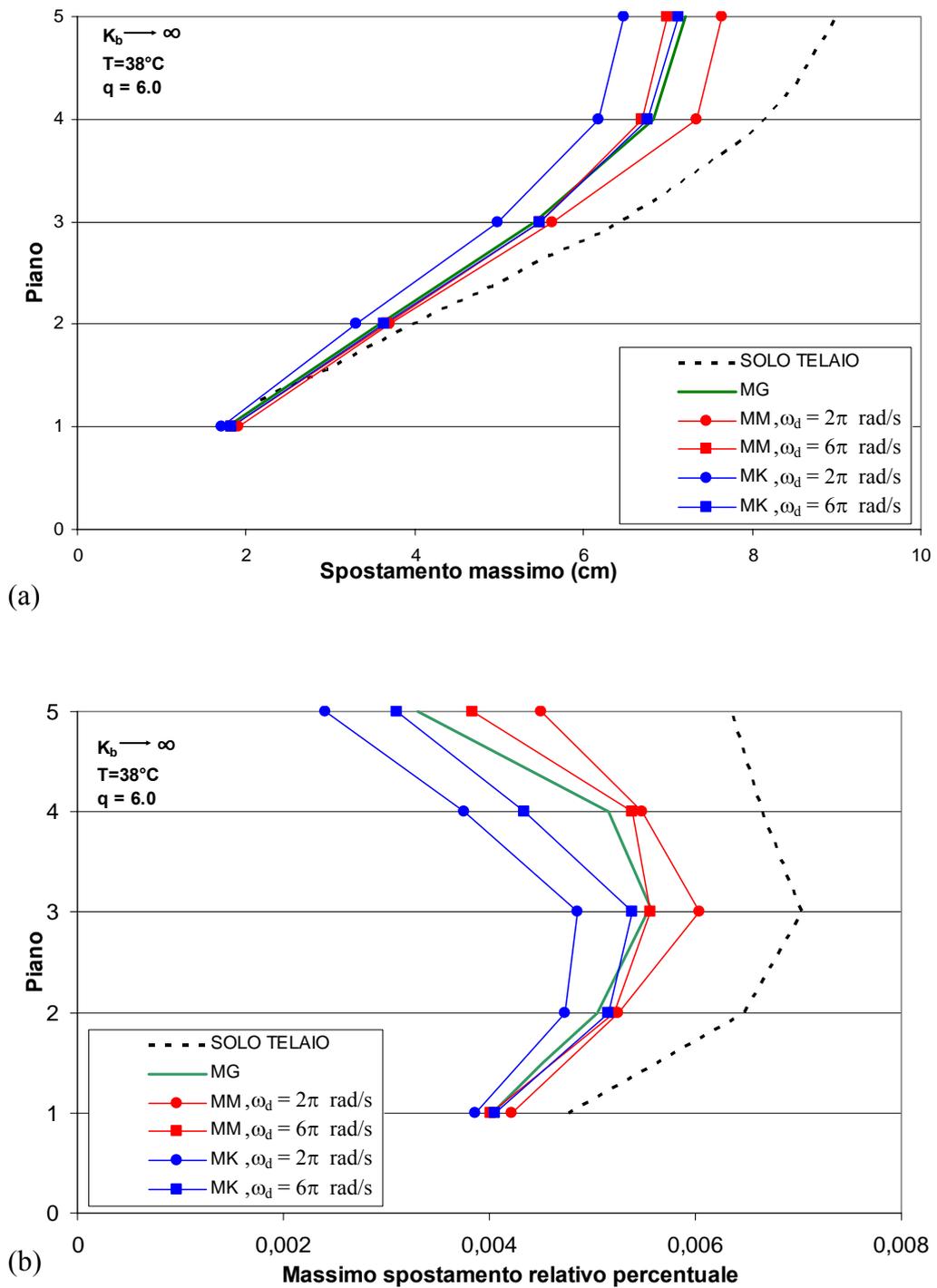


Figura 5.23 : Massimi valori attinti dallo spostamento di piano (a) e dallo spostamento relativo percentuale (b) - Modelli del dissipatore VE : Kelvin (MK), Maxwell (MM) e generalizzato (MG).

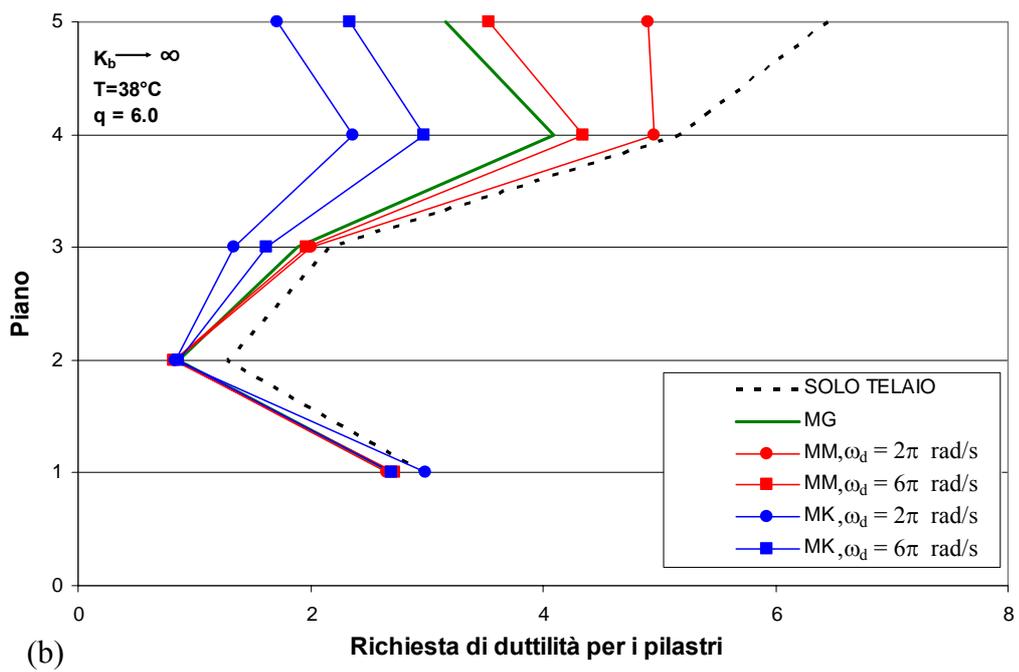
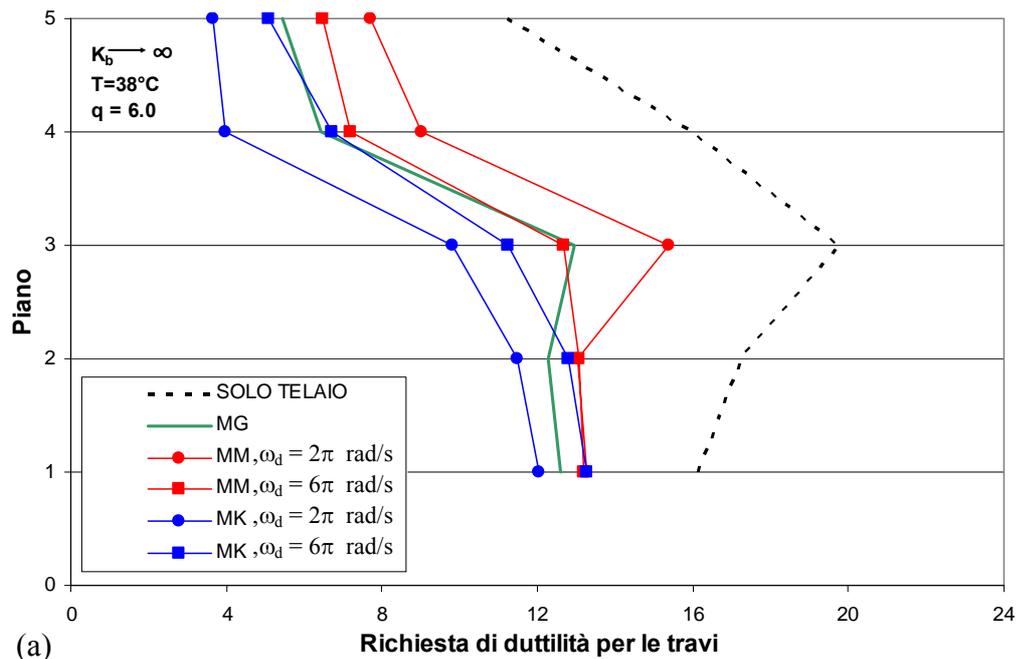


Figura 5.24 : Richiesta di duttilità per le travi (a) e per i pilastri (b) - Modelli del dissipatore VE : Kelvin (MK), Maxwell (MM) e generalizzato (MG).

### 5.3.4.3 DISSIPATORE VISCOSO

In figura 5.25 sono riportati risultati relativi a casi di controventi con dissipatori di tipo viscoso-lineare. Tali risultati, ottenuti assumendo  $K''_d/K_f=2$ , evidenziano la maggiore efficacia dei controventi dissipativi al crescere del rapporto di rigidezza  $K^*_b(=K_b/K_f)$ . In corrispondenza dei valori adottati per tale rapporto, ossia 1, 2 e 5, si hanno i seguenti valori del fattore di smorzamento relativo ai soli controventi dissipativi (cfr. eq. (2.45)): 11%, 25% e 51%, rispettivamente.

Più precisamente, in figura 5.25a è riportato lo spostamento massimo ai vari piani, che, per es., nel caso relativo a  $K^*_b=1$  presenta una riduzione media di circa il 50% rispetto al caso del telaio non controventato (progettato assumendo  $q=6$ ).

Risultati analoghi, mostrati in figura 5.25b, sono stati ottenuti per lo spostamento relativo percentuale, che, sempre nel caso relativo a  $K^*_b=1$ , presenta, in corrispondenza dei due piani superiori, una riduzione un pò più bassa (comunque, dell'ordine del 35%) rispetto a quella relativa ai tre piani inferiori, che risulta essere dello stesso ordine sopra visto per lo spostamento massimo (50% circa).

In figura 5.26 è mostrato, con riferimento ai tre livelli di resistenza della struttura intelaiata ( $q=2,5; 4; 6$ ), l'andamento della richiesta media di duttilità per il telaio, al crescere di  $K^*_b$ . È utile osservare che l'efficacia dei controventi dissipativi non migliora in misura sensibile per valori di  $K^*_b$  abbastanza grandi (es.,  $K^*_b>2$ ).

In figura 5.27 è evidenziata la notevole efficacia dei controventi con dissipatore viscoso, che, già nel caso relativo a  $K^*_b=1$ , consentono (rispetto al caso del telaio senza controventi dissipativi) una riduzione molto consistente della richiesta di duttilità per le travi, superiore al 50% a tutti i piani: in particolare, all'ultimo piano raggiunge il 75% circa.

Infine, in figura 5.28 è mostrato, rispettivamente per i casi in cui si è assunto  $q=2,5$  o  $q=6$ , l'andamento del tagliante massimo di piano (per la struttura intelaiata) al variare del suddetto rapporto di rigidezza ( $K^*_b=0; 1; 2; 5$ ).

E' interessante osservare che, per lo stesso intervallo di variazione di  $K_b^*$ , da 0 a 1 (il valore  $K_b^*=0$  corrisponde al telaio non controventato, UF), il tagliante suddetto presenta a tutti i piani una variazione percentuale (rispetto al valore medio) più marcata nel caso di struttura intelaiata più resistente ( $q=2,5$ ); mentre il maggiore impegno plastico, che si riscontra nel caso in cui detta struttura presenta una minore resistenza ( $q=6$ ), comporta una variazione percentuale più bassa del tagliante medesimo.

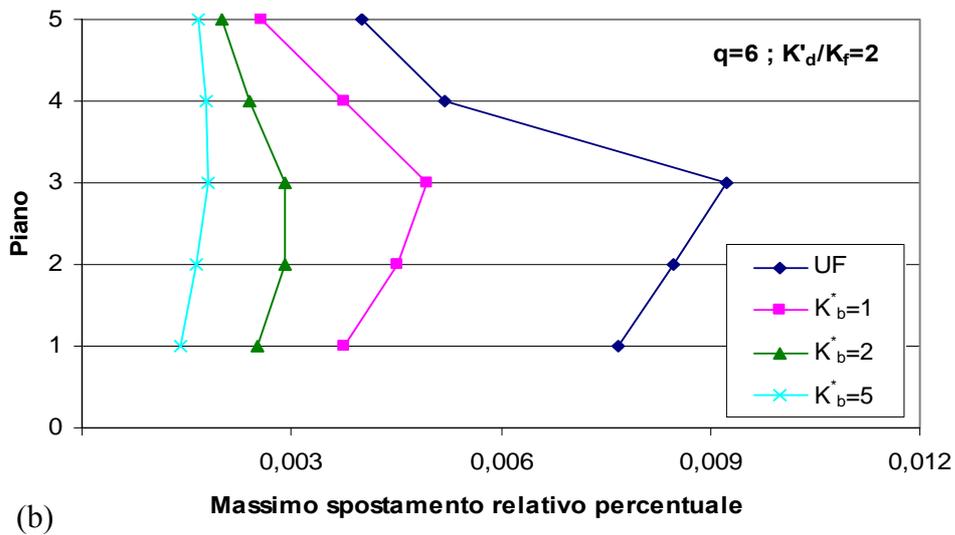
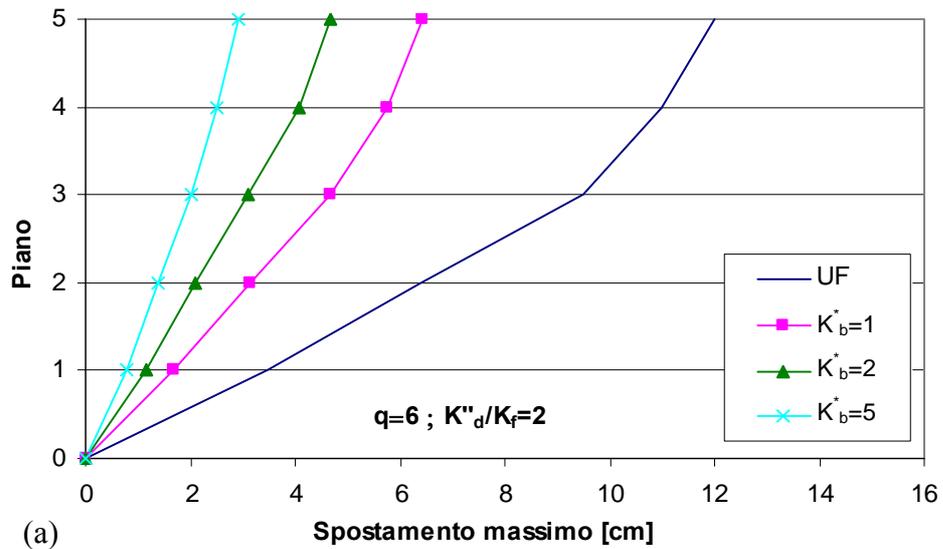


Figura 5.25 : Massimi valori attinti dallo spostamento di piano (a) e dallo spostamento relativo percentuale (b) – Modello viscoso-lineare del dissipatore.

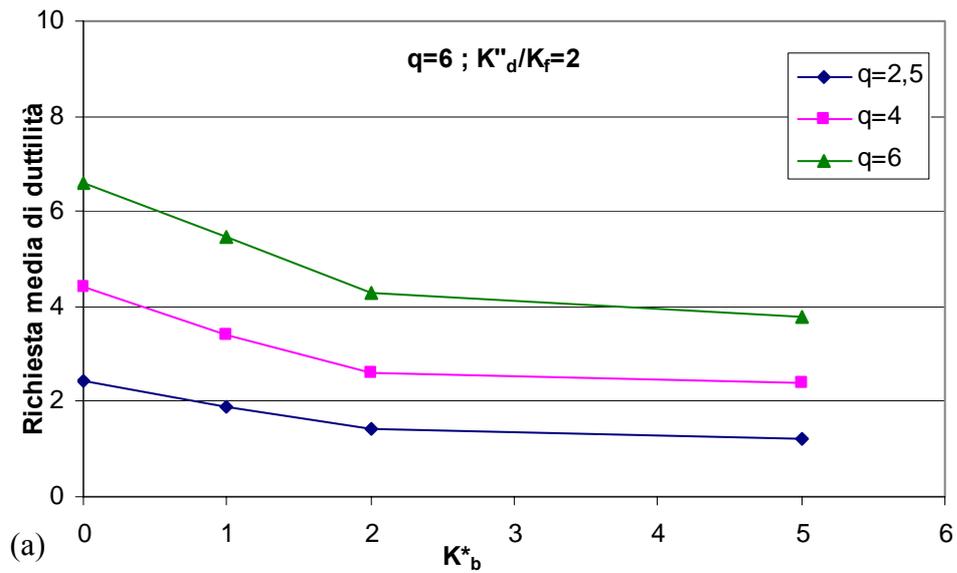


Figura 5.26 : Richiesta media di duttilità per la struttura intelaiata (modello viscoso-lineare del dissipatore).

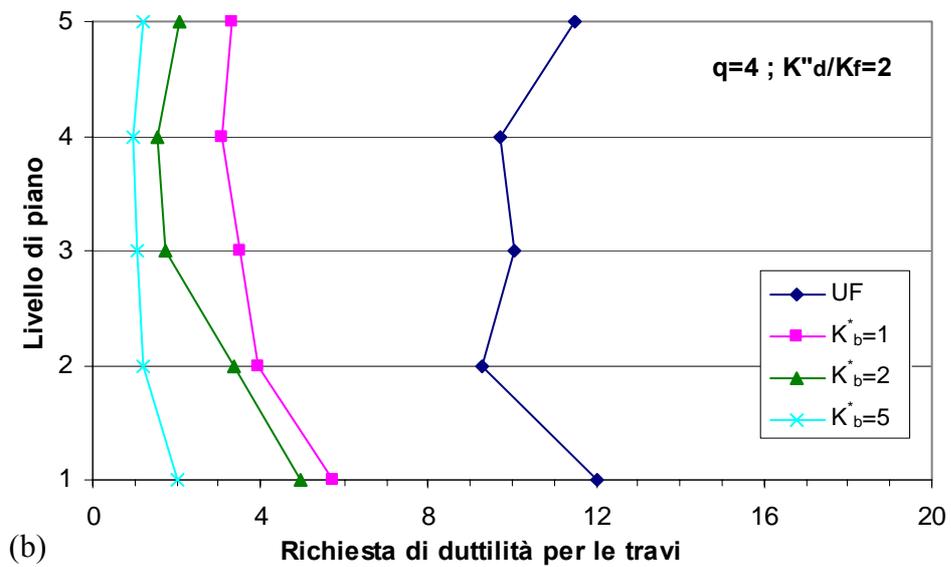


Figura 5.27 : Richiesta media di duttilità per le travi (modello viscoso-lineare del dissipatore).

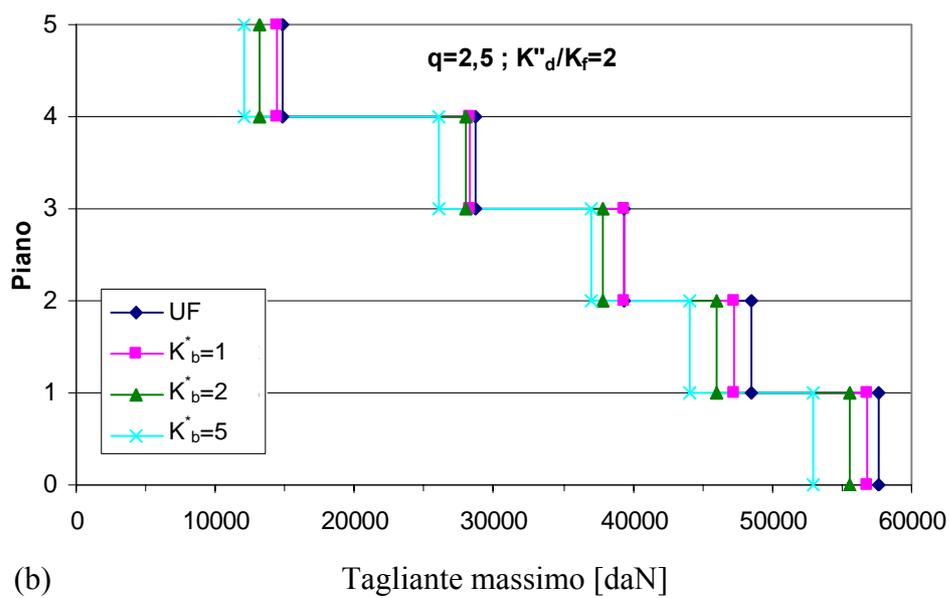
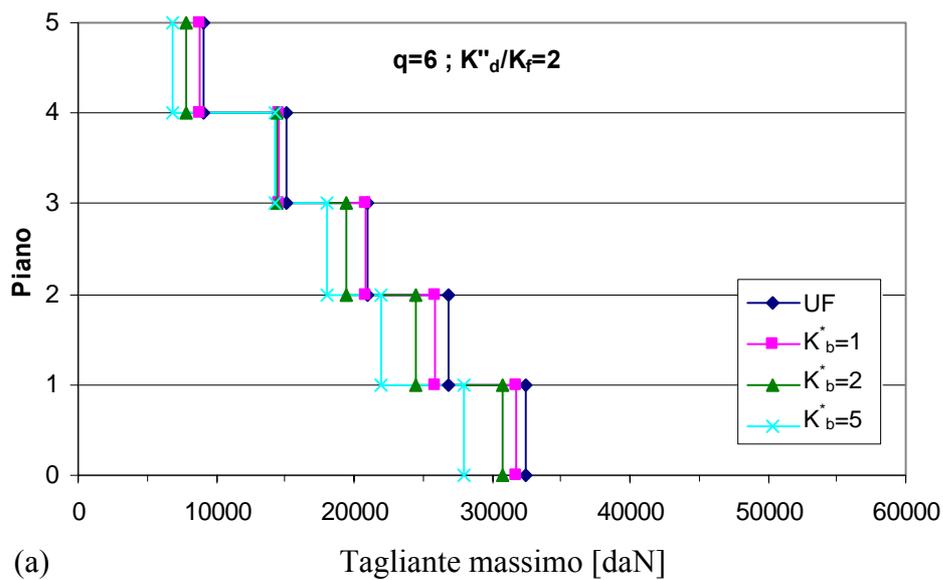


Figura 5.28 : Tagliante massimo di piano per la struttura intelaiata (modello viscoso-lineare del dissipatore).

## CONCLUSIONI

Nel lavoro di tesi sono stati esaminati aspetti relativi alla modellazione ed al comportamento sismico di strutture intelaiate in c.a. in cui sono inseriti controventi dissipativi di diverso tipo. Più precisamente, sono stati considerati dissipatori isteretici (ad attrito ovvero a plasticizzazione di metalli), viscosi e viscoelastici.

Per simulare il comportamento sismico delle strutture provviste dei dispositivi dissipativi, è stato messo a punto un codice di calcolo per l'analisi dinamica in campo non lineare. A tale scopo le equazioni del moto sono state integrate utilizzando una procedura numerica al passo.

La risposta degli elementi della struttura intelaiata è stata simulata mediante un modello di tipo elasto-plastico, controllando le condizioni di plasticità nelle sezioni di estremità del singolo elemento.

La risposta dei dissipatori isteretici è stata simulata da una legge bilineare, mentre per i dissipatori viscosi è stata assunta una legge di tipo viscoso-lineare. Invece, la risposta dei dissipatori viscoelastici è stata simulata, inizialmente, mediante modelli costituiti da una molla elastica e da una cella viscosa agenti in parallelo (modello di Kelvin) o in serie (modello di Maxwell); quindi, è stato introdotto un modello generalizzato a sei elementi, ottenuto attraverso la combinazione in parallelo di due modelli di Maxwell e di un modello di Kelvin.

Sono state esaminate diverse procedure progettuali per dimensionare i controventi dissipativi. L'attenzione è stata focalizzata su una procedura di agevole applicazione, basata sul criterio della rigidezza proporzionale, in base al quale la distribuzione (in elevazione) della rigidezza elastica del sistema di controventamento con dissipatore viene assunta affine a quella del telaio non controventato. Ne è scaturito un rapporto di rigidezza  $K^*$  uguale a tutti i piani e ciò ha comportato che, per la struttura con controventi dissipativi, si sono mantenuti praticamente inalterati i modi di vibrare della sola struttura intelaiata.

In una prima fase l'attenzione è stata incentrata sullo studio della risposta sismica non lineare di un sistema ad un grado di libertà, al fine di indagare i principali aspetti relativi alla modellazione dei dissipatori e di individuare i parametri più rappresentativi per i sistemi dissipativi considerati.

In una seconda fase è stata eseguita la progettazione, per diversi livelli di resistenza e sulla base di quanto prescritto dall'Eurocodice 8, di una struttura intelaiata di cinque piani in c.a., rappresentativa di un edificio regolare a pianta simmetrica. In particolare, sono stati assunti valori del coefficiente di struttura  $q$  nell'intervallo  $2,5 \div 6$ , che può essere considerato abbastanza ampio da includere praticamente la quasi totalità dei casi riscontrabili nella pratica.

Al fine di adeguare sismicamente le strutture test, è stato previsto l'inserimento di controventi dissipativi con caratteristiche meccaniche diverse, prevedendone diverse configurazioni all'interno delle maglie del telaio (a diagonale semplice, a K, a croce di S. Andrea) con riferimento ai diversi tipi di dissipatore considerati.

È stata quindi svolta un'indagine numerica attraverso analisi dinamiche non lineari per le strutture test, con riferimento ad una terna di accelerogrammi generati artificialmente, in grado di riprodurre in media lo spettro di risposta elastico.

L'indagine numerica svolta ha fornito, oltre ad importanti conferme sull'efficacia dei controventi dissipativi, utili indicazioni riguardo alle assunzioni progettuali per gli stessi controventi, soprattutto ai fini dell'adeguamento antisismico.

I risultati dell'indagine condotta possono essere riepilogati nei seguenti punti.

- Si è notato un generale miglioramento del comportamento del sistema strutturale con ciascun tipo di dispositivo adottato, sia in termini di spostamenti che di richieste di duttilità; si è constatato come il danneggiamento dipenda in maniera sostanziale, oltre che dal livello di resistenza del telaio, anche dalla rigidità dei controventi, risultando più limitato nel caso di controventi più rigidi.

- Nell'utilizzare i dispositivi dissipativi di tipo isteretico (ad attrito ed a plasticizzazione di metalli) la scelta dei controventi sempre più rigidi è stata generalmente più favorevole nei riguardi di tutte le grandezze relative alla risposta, mentre la scelta di  $N^*$  (ossia, della legge di distribuzione dello sforzo di scorrimento o di plasticizzazione del dispositivo) si è dimostrata più importante al diminuire del rapporto di rigidezza  $K^*$ .
- Nel caso dei dissipatori viscosi, l'efficacia dei controventi dissipativi è risultata più evidente al crescere del rapporto di rigidezza  $K_b^*$  entro certi limiti, ma si è andata riducendo per valori piuttosto grandi di tale rapporto (per es.,  $K_b^* > 2$ ).
- Quando vengono usati dispositivi di tipo viscoelastico, la variazione del fattore di perdita nell'intervallo di maggiore interesse pratico ( $0,8 \div 1,4$ ) può avere una certa importanza per valori relativamente bassi del rapporto di rigidezza  $K^*$  (per es.,  $K^* < 0,5$ ), mentre risulta meno influente per valori abbastanza alti del rapporto medesimo (per es.,  $K^* > 1$ ). Ciò è molto importante, in quanto da prove sperimentali risulta che il valore di tale parametro può subire una riduzione, anche notevole, all'aumentare della temperatura durante un processo di caricamento ciclico.
- Nel modellare il dispositivo viscoelastico, si è notato che il modello di Maxwell ha comportato sempre valori degli spostamenti massimi e delle richieste di duttilità maggiori di quelli ottenuti utilizzando il modello di Kelvin. Questo risultato è conseguente alla scelta progettuale con cui sono stati dimensionati i dispositivi. Infatti, i due modelli anzidetti sono stati calibrati per fornire la stessa risposta ad una frequenza pari a quella naturale del sistema. Il modello di Kelvin, però, una volta che i parametri che lo caratterizzano sono stati tarati, non risente delle variazioni della frequenza naturale di vibrazione del sistema strutturale in conseguenza di effetti non lineari (per es., la plasticizzazione della parte intelaiata); mentre il modello di Maxwell si è dimostrato in grado di assecondare in qualche modo le variazioni di frequenza anzidette.

L'ulteriore confronto con il modello generalizzato ha evidenziato che tale modello, con un'opportuna scelta delle costanti che lo identificano, consente di descrivere con una buona approssimazione le proprietà di rigidità e di dissipazione del materiale viscoelastico, al variare della frequenza e per un'assegnata temperatura. D'altra parte, i modelli di Kelvin e Maxwell, di più semplice implementazione, forniscono dei risultati accettabili, almeno per frequenze prossime a quella di taratura (per es., quella di risonanza). Si è osservato, inoltre, che il modello generalizzato comporta, generalmente, risultati intermedi fra quelli relativi al modello di Maxwell (il più cautelativo) ed a quello di Kelvin. Tuttavia, anche il modello generalizzato non mette in conto l'incremento di temperatura che si verifica durante il moto sismico. Pertanto, il suo utilizzo è consigliabile quando questo effetto non è molto importante, per esempio in presenza di terremoti che producono una deformazione media a taglio non molto grande, seppure in presenza di qualche deformazione a taglio elevata ma di breve durata.

In conclusione, il presente lavoro ha mostrato che l'introduzione di aste di controventamento provviste di dispositivi per la dissipazione di energia comporta, con una scelta opportuna delle loro caratteristiche, un efficace controllo della risposta sismica di strutture intelaiate (in particolare, si consegue una riduzione degli spostamenti e delle richieste di duttilità). L'indagine numerica svolta ha permesso, inoltre, di validare alcuni principi e criteri generali per un'agevole progettazione del sistema di controventamento con dissipatori di diverso tipo, utilizzando un approccio unitario basato sul criterio della rigidità proporzionale.

**RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

- Abbas, H. & Kelly, J.M. 1993. A methodology for design of viscoelastic dampers in earthquake-resistant structures. *Report n. UCB/EERC-93/09, University of California at Berkeley.*
- Aiken, I.D. & Kelly, J.M. 1991. Earthquake simulator testing of two damping systems for multistory structures. *Proceedings of Damping, San Diego (California), Vol. II.*
- Aiken, I.D. & Whittaker, A.S. 1993. Development and application of passive energy dissipation techniques in the U.S.A.. *Procs. Int. Post-SMIRT Conf. Seminar on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures, Capri, Italia: 511-525.*
- Aprile, A., Inaudi, J.A. & Kelly, J.M. 1997. Evolutionary model of viscoelastic dampers for structural applications. *J. of Struct. Eng., ASCE 123(6): 551-560.*
- Applied Technology Council (ATC), 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, vol.1, Report No. ATC40, Redwood City, CA.
- Arima, F., Miyazaki, M., Tanaka, H. & Yamazaki, Y. 1988. A study on buildings with large damping using viscous damping walls. *Procs. 9<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Tokio (Japan), August, 2-9, V: 821-826.*
- Aristodemo M., Bruno D., Casciaro R. 1980. Un metodo iterativo per l'analisi al passo di strutture elasto-plastiche. III Congresso AIMETA, Palermo, 23-25 ottobre.
- Asano, M., Masahiko, H. & Yamamoto, M. 2000. The experimental study on viscoelastic material dampers and the formulation of analytical model. *Procs. 12<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Auckland (New Zealand), January 30 – February 4, paper n. 1535.*
- Ashour, S.A. & Hanson, R.D. 1987. Elastic seismic response of buildings with supplemental damping. *Report n. UMCE 87-01, University of Michigan.*
- Austin, M.A. & Pister, K.S. 1985. Design of seismic-resistant friction-braced frames, *Journal of Structural Engineering. ASCE, 111(12): 2751-2769.*

- Banon, H. , Biggs, J. & Irvine, H. 1981. Seismic damage of reinforced concrete members and structures. *J. of Struct. Eng.* 107 (9): 1713-1728.
- Banon, H. & Veneziano, D. 1982. Seismic safety of reinforced concrete members. *Earth Eng. And Struct. Dyn.* 10: 179-193.
- Bergman, D.M. & Goel, S.C. 1987. Evaluation of cyclic testing of steel-plate devices for added damping and stiffness. *Report n. UMCE 87-10, University of Michigan, Ann Arbor.*
- Braga, F. & D'Anzi, P. 1994. Steel braces with energy absorbing devices: a design method to retrofit reinforced concrete existing buildings. *Procs. Italian-French Symp. on "Strengthening and repair of structures in seismic area"*, Nice, France, Ouest Éditions.
- Casciaro, R. 1975. Time evolutionary analysis of nonlinear structures. *Meccanica*, X, 156.
- Chang, K.C., Soong, T.T., Oh, S-T. & Lai, M.L. 1992. Effect of ambient temperature on viscoelastically damped structure. *J. of Struct. Eng., ASCE* 118(7): 1955-1973.
- Chang, K.C., Soong, T.T., Lai, M.L. & Nielsen, E.J. 1993. Development of a design procedure for structures with added viscoelastic dampers. *Proc. ATC 17-1 on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control*, 2: 473-484.
- Chang, K.C., Lin, Y.Y. & Lai, M.L. 1996. Seismic design of structures with added viscoelastic dampers. *Procs. 11<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Acapulco (Mexico), June 23-28.*
- Ciampi, V. 1989. Un sistema di controventi dissipativi per strutture antisismiche in acciaio. *Int. Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, Assisi*, n. 17.
- Ciampi, V., Paolone, A. & De Angelis, M. 1992. On the seismic design of dissipative bracings. *Procs. 10th World Conf. on Earth. Eng., Madrid, Spain, VII*: 4133-4138.
- Ciampi, V. 1993. Development of passive energy dissipation techniques for buildings. *Procs. Int. Post-SMiRT Conf. Seminar on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures*, Capri, Italia: 495-510.
- Ciampi, V., De Angelis, M. & Paolacci, F. 1997. Una metodologia di progetto su base energetica per controventi dissipativi viscoelastici. *Atti 8° Convegno Nazionale, L'Ingegneria Sismica in Italia, Taormina, 21-24 settembre*, 1: 653-660.

- Clough, R.W. & Penzien, J. 1975. *Dynamics of structures*. London (UK): McGraw-Hill.
- Constantinou, M.C. & Symans, M.D., 1993a. Seismic response of structures with supplemental damping. *Structural Design Tall Buildings*, 2: 77-92.
- Constantinou, M.C. & Symans, M.D. 1993b. Experimental study on seismic response of buildings with supplemental fluid dampers. *Structural Design Tall Buildings*, 2: 93-132.
- Cosenza E., Manfredi G., Ramasco R., 1989. La caratterizzazione della risposta sismica dell'oscillatore elasto-plastico. *Ingegneria Sismica*, 3.
- Cosenza E., Manfredi G., 1992. Seismic Analysis on Degrading Models by means of Damage Functions Concept. In *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings* (Editors: Fajfar P. and Krawinkler), Elsevier Applied Science, 77-94.
- De Luca A., Muscolino G., Palmeri A., Ricciardelli F. 2001. Un modello meccanico per dispositivi viscoelastici di dissipazione di energia per la protezione sismica dei ponti, *Atti X Congresso L'ingegneria Sismica in Italia*, Potenza-Matera, 9-13 settembre.
- Dumoulin, C., Magonette, G., Taucer, F., Fuller, K.N.G., Goodchild, H.R. & Ahmadi, H.R. 1998. Viscoelastic energy dissipators for earthquake protection of reinforced concrete buildings. *Procs. 11<sup>th</sup> European Conf. On Earth. Engrg., Balkema, Rotterdam, Sept. 6-11*.
- Eurocode 8, 2003. Design of Structures for Earthquake Resistance – part 1 : General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings, C.E.N., European Committee for Standardisation, December, Final Draft.
- Filiatrault, A. & Cherry, S. 1987. Performance evaluation of friction damped braced frames under simulated earthquake loads. *Earthquake Spectra*, 3(1): 57-78.
- Filiatrault, A. & Cherry, S. 1988. Comparative performance of friction damped systems and base isolation systems for earthquake retrofit and aseismic design, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 389-416.
- Filiatrault, A. & Cherry, S. 1990. Seismic design spectra for friction-damped structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE* 116(5): 1334-1355.
- Foutch, D.A., Wood, S.L. & Brady, P.A. 1993. Seismic retrofit of nonductile reinforced concrete frames using viscoelastic dampers. *ATC-17-1 on Seismic Isolation, Passive and Active Control*, 2: 605-616.

- Fu, Y. & Kasai, K. 1998. Comparative study of frames using viscoelastic and viscous dampers. *J. of Struct. Eng., ASCE* 124(5): 513-522.
- Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F. & Yao, T.P. 1997. Structural control: past, present and future. *J. of Eng. Mechanics, ASCE*, 123(9): 899-905.
- Kasai, K., Munshi, J.A., Lai, M.L. & Maison, B.F. 1993. Viscoelastic damper hysteretic model: theory, experiment and application. *Seminar on Seismic isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, San Francisco, California, March 11-12*, 2: 521-532.
- Kasai, K. & Munshi, J.A. 1994. Seismic response of viscoelastic frame with yielding members. *5<sup>th</sup> US National Conference on Earth. Engrg., EERI, Chicago*.
- Kasai, K., Fu, Y. & Watanabe, A. 1998. Passive control systems for seismic damage mitigation. *J. of Struct. Eng., ASCE* 124(5): 501-512.
- Kirekawa, A., Ito, Y. & Asano, K. 1992. A study of structural control using viscoelastic material. *Procs. 10<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Madrid (Spain), July 19-24*, 4: 2047-2054.
- Koh, C.G. & Kelly, J.M. 1990. Application of fractional derivatives to seismic analysis of base-isolated models. *Earth. Engrg. and Struct. Dyn.*, 19: 229-241.
- Johnson, C.D. & Kienholz, D.A. 1982. Finite element prediction of damping in structures with constrained viscoelastic layers. *AIAA Journal*, 20(9): 1284-1290.
- Lai, M.L., Chang, K.C., Soong, T.T., Hao, D.S. & Yeh, Y.C. 1995. Full-scale viscoelastically damped steel frame. *J. of Struct. Eng., ASCE*, 121(10): 1443-1447.
- Lai, M.L., Lu, P., Lunsford, D.A., Kasai, K., Chang, K.C. 1996. Viscoelastic damper: a damper with linear or nonlinear material? *Procs. 11<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Acapulco (Mexico), June 23-28*: paper n. 795.
- Lee, H.H. & Tsai, C.-S. 1994. Analytical model of viscoelastic dampers for seismic mitigation of structures. *Computers & Structures*, 50, 1: 111-121.
- Lin, Chopra 2003. Asymmetric one-storey elastic system with non-linear viscous and viscoelastic dampers: Simplified analysis and supplemental damping system design, *Earth. Engrg. and Struct. Dynamics*, 32: 579-596.

- Mahin S., Bertero V., 1981. An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra. *J. of Struct. Div., ASCE 107 (ST9)*: 1777-1795.
- Makris, N. & Costantinou, M.C. 1991. Fractional-derivative Maxwell model for viscous damper. *J. of Struct. Eng., ASCE 117(9)*: 2708-2724.
- Makris, N. 1997a. Rigidity-plasticity-viscosity: can electrorheological dampers protect base-isolated structures from near-source ground motions? *Earth. Engrg. and Struct. Dynamics*, 26: 571-591.
- Makris, N., Roussos, Y., Whittaker, A.S. & Kelly, J.M. 1997b. Viscous heating of fluid dampers during seismic and wind excitations: analytical solutions and design formulae. *Report UCB/EERC*, 11, University of California at Berkeley (USA).
- Manside Project (Brite Euram) 1999. Memory alloys for new seismic isolation and energy dissipation devices. *Workshop Procs., Roma*.
- Marioni, A., Dumoulin, C., Forni, M., Martelli, A., Bettinali, F., Dusi, A., Castellano, M.G., Medeot, R., Serres, E., Bonacina, G., Azevedo, J.J., Renda, V., Cesari, F., K.N.G. & Ahmadi, H.R. 1997. Development and application of innovative energy dissipation systems in the EC countries: EC project reeds. *Procs. of the Int. Post-SMIRT Conf. Seminar on Isolation, En. Dissip. and Control of Vibrations of Str., Capri*: 311-330.
- Mazza, F. & Vulcano, A. 1999. Analisi sismica di telai in c.a. irrigiditi da controventi con dissipatori viscoelastici o viscosi. *Atti 9° Convegno Nazionale, L'Ingegneria Sismica in Italia, Torino, 20-23 settembre*.
- Mazzolani, F. & Serino, G. 1997. Oleodynamic dampers for seismic protection of a steel frame structure in Naples. *Procs. of the Int. Post-SMIRT Conf. Seminar on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures, Capri*: 495-510.
- Miyazaki, M. & Mitsusaka, Y. 1992. Design of a building with 20% or greater damping. *Procs. 10<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Madrid (Spain), July 19-24*, 8: 4143-4148.
- Pall, A.S. & Marsh, C. 1982. Response of friction damped braced frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 108 (ST6): 1313-1323.

- Palmeri A., Ricciarelli F., De Luca A. & Muscolino G., 2003. State space formulation for linear viscoelastic dynamic systems with memory. *J. of Eng. Mechanics, ASCE*,(129): 715-724.
- Palmeri A., Ricciarelli F., Muscolino G. & De Luca A., 2004. Effects of viscoelastic memory on the buffeting response of tall buildings. *Wind and Structures*, volume 7, No.2.
- Park Y.J., 1984. Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R/C Structures. Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, IL.
- Park Y.J., Ang A.H-S., 1985. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *J. of Struct. Eng., ASCE*, 111 (4): 722-739.
- Park, J.H. Kim, J. Min 2004. Optimal design of added viscoelastic dampers and supporting braces, *Earthquake Engineering Struct. Dyna.* , 33: 465-484.
- Pekcan, G., Mander, J.B. & Chen, S.S. 1995. The seismic response of a 1:3 scale model r.c. structure with elastomeric spring dampers. *Earthquake Spectra*, 11(2): 249-267.
- Reinhorn, A.M., Li, C. & Constantinou, 1995. Experimental and analytical investigation of seismic retrofit with supplemental damping, part I: fluid viscous damping devices. *Technical Report NCEER-95-0001, National Center for Earth. Engin. Research, Buffalo.*
- Samali, B. & Kwok, K.C.S. 1995. Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake- induced motion of building structures. *Engineering Structures*, 17: 639-654.
- SEAOC 1995. Vision 2000 – A Framework for Performance Based Design. *Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee.* Sacramento, California. Vols. I, II, III.
- Shen, K.L., Soong, T.T., Chang, K.C. & Lai, M.L. 1995a. Seismic behaviour of reinforced concrete frame with added viscoelastic dampers. *Engineering Structures*, 17: 372-380.
- Shen, K.L. & Soong, T.T. 1995b. Modeling of viscoelastic dampers for structural applications. *J. of Eng. Mechanics, ASCE*, 121(6): 694-701.
- Shukla, A.K. & Datta, T.K. 1999. Optimal use of viscoelastic dampers in building frames for seismic forces. *J. of Struct. Eng., ASCE* 125(4): 401-409.

- Soda, S. & Takahashi, Y. 2000. Performance based seismic design of building structures with viscoelastic dampers. *Procs. 12<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Auckland (New Zealand), January 30 – February 4*, paper n. 1236.
- Soong, T.T. & Lai, M.L. 1991. Correlation of experimental results with predictions of viscoelastic damping of a model structure. *Procs. of Damping '91, San Diego, California*.
- Soong, T.T. & Dargush, G.F. 1997. *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. England: John Wiley & Sons Ltd.
- Taylor, D.P. 1996. Fluid dampers for applications of seismic energy dissipation and seismic isolation. *Procs. 11<sup>th</sup> World Conf. On Earth. Engrg., Acapulco (Mexico), June 23-28*: paper n. 798.
- Tsai, C.S., Chen, H.W., Hong, C.P. & Su, Y.F. 1993. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra*, 9(3): 505-528.
- Tsopelas, P. & Constantinou, M.C. 1994. Experimental and analytical study of a system consisting of sliding bearings and fluid restoring forces/damping devices. *Technical Report NCEER-94-0014, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY*.
- Vulcano, A. 1981. Analisi sismica di strutture intelaiate piane in campo elasto-plastico. *Cism Courses and Lectures No.271, Springer – Verlag, Wien-New York* : 301-312.
- Vulcano, A. 1991a. Nonlinear seismic response of damped braced frames. *Procs. Int Meeting on Earthquake Protection of Buildings, Ancona*, n. 75/D.
- Vulcano, A. 1991b. Uso di controventi metallici con dispositivi dissipativi nell'adeguamento antisismico di strutture intelaiate. *Costruzioni Metalliche*, 4: 244-261.
- Vulcano, A. & Guzzo-Foliaro, G. 1993. Criteri progettuali di strutture intelaiate con controventi dissipativi. *Atti 6° Convegno "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Perugia, 1: 131-140.
- Vulcano, A. & Mazza, F. 1994. Uso di indici di danneggiamento nella progettazione di strutture intelaiate con controventi dissipativi. *Atti del Workshop "Danneggiamento ciclico e prove pseudodinamiche"*, Napoli: 143-158.

- Vulcano, A. & Mazza, F. 1995. Indagine parametrica sulla risposta sismica non lineare di strutture intelaiate con controventi dissipativi, Vol. 2, *Atti 7° Convegno "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Siena, 2: 729-738.
- Vulcano, A. & Mazza, F. 1997. Coefficiente di struttura per telai in c. a. con controventi dissipativi, Vol. 2, *Atti 8° Convegno "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Taormina, 2: 1193-1200.
- Vulcano, A. & Mazza, F. 2000. Comparative study of the seismic performance of frames using different dissipative braces. *Procs. 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland (New Zealand)*, paper n.1982.
- Vulcano A. 2001. Duttività strutturale, Report n° 140, Dip. di Strutture, Università degli Studi della Calabria.
- Wada, A., Huang, Y.-H. & Iwata, M. 1999. Passive damping technology for buildings in Japan. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(3): 1-15.
- Whittaker, A.S., Bertero, V.V., Thompson, C.L. & Alonso, L.J. 1991. Seismic testing of steel plate energy dissipation devices. *Earthquake Spectra*, 7(4): 563-604.
- Yamada M. et al. 1988. Fracture Ductility of Structural Elements and of Structures, *Procs. IX World Conf. on Earthq. Eng.*, Tokio-Kyoto, paper 6-3-3, vol. IV.
- Zhang, R.-H. & Soong, T.T. 1989. Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers. *Earth. Engrg. and Struct. Dynamics*, 18: 389-396.
- Zhang, R.-H. & Soong, T.T. 1992. Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications. *J. of Struct. Eng., ASCE* 118(5): 1375-1392.

**APPENDICE A**

**Sollecitazioni di calcolo per diversi valori del coefficiente di struttura**

Vengono riportati: per i pilastri, sforzi normali (al centro dell'elemento) in daN e momenti di estremità in daN·m; per le travi i soli momenti di estremità in daN·m.

Pilastri			Travi		
4109	12333	7709	4109	12327	7709
4434	15531	9372		7	
3419	9387	6827		24635	19098
8590	25739	12458	11820	9953	
11459	35100	29591		38372	27350
9344	24688	12770	20580	23244	
11380	37672	14722		44976	36723
14763	55804	54659	28481	29958	
11285	40740	14037		55834	44926
17344	34767	22654	37468	39748	
16449	77870	83907			
18842	39025	23600			
18732	56875	21430			
15389	101615	117665			
23240	77941	24606			

Figura A(a): Sollecitazioni di calcolo per q=2,5.

Pilastri			Travi		
3124	10278	6724	3124	11299	1021
4846	15531	8961			6724
2565	7823	5973		21753	16522
6836	21449	10704	9244	7071	
12970	35100	28080		33237	23356
7501	20557	10927	16586	18109	
9205	31393	12547		38732	31289
18088	55804	51334	23047	23714	
9160	33950	11942		47869	38060
14011	28973	19321	30602	31783	
22071	77870	78286			
15305	32521	20063			
15385	47396	18083			
23912	101615	109142			
19253	64951	20619			

Figura A(b): Sollecitazioni di calcolo per q=3,0.

Pilastri			Travi		
2421	8809	6021	2421	10565 1755	6021
5139	15531	8667			
1955	6705	5363	7403	19694	14681
5583	18385	9451		5012	
14049	35100	27001			
6185	17620	9611	13733	29570	20503
7651	26909	10993		14442	
20462	55804	48960			
7642	29100	10445		34271	27408
11630	24834	16940	19166	19253	
26086	77870	74270			
12779	27875	17537		42179	33155
12995	40625	15693	25697	26093	
30000	101615	103054			
16405	55672	17771			

Figura A(c): Sollecitazioni di calcolo per  $q=3,5$ .

Pilastri			Travi		
1893	7708	5493	1893	10014 2306	5493
5360	15531	8446			
1498	5867	4906	6023	18150	13301
4644	16087	8512		3468	
14859	35100	26191			
5198	15418	8624		26819	18363
6486	23545	9828	11593	11691	
22244	55804	47179			
6503	25463	9323		30926	24497
9844	21729	15154	16255	15908	
29097	77870	71259			
10884	24391	15642		37912	29477
11202	35547	13900	22019	21826	
34566	101615	98488			
14269	48713	15635			

Figura A(d): Sollecitazioni di calcolo per  $q=4,0$ .

Pilastrì			Travi		
1483	6852	5083	1483	9586 2734	5083
5531	15531	8275			
1142	5215	4550	4949	16949	12227
3913	14299	7781		2267	
15488	35100	25562			
4430	13704	7856		24680	16699
5680	20929	8922	9929	9552	
23629	55804	45793			
5618	22633	8450		28324	22233
8456	19315	13766	13991	13306	
31440	77870	68916			
9410	21681	14168		34594	26616
9807	31597	12505	19158	18508	
38117	101615	94937			
12608	43301	13974			

Figura A(e): Sollecitazioni di calcolo per q=4,5.

Pilastrì			Travi		
1155	6167	4755	1155	9244 3077	4755
5669	15531	8138			
858	4694	4266	4091	15988	11369
3328	12870	7196		1306	
15992	35100	25058			
3816	12334	7242		22968	15368
4855	18836	8197	8598	7840	
24737	55804	44685			
4910	20370	7752		26243	20422
7345	17384	12655	12180	11225	
33314	77870	67043			
8232	19513	12990		31939	24328
8692	28438	11390	16870	15853	
40958	101615	92096			
11279	38971	12645			

Figura A(f): Sollecitazioni di calcolo per q=5,0.

Pilastri			Travi		
886	5606	4486	886	8963 3357	4486
5781	15531	8025			
625	4267	4033	15202		10666
2850	11700	6718	3388	520	
16404	35100	24646			
3313	11213	6739	21568		14278
4261	17124	7603	7508	6440	
25644	55804	43778			
4330	18518	7180	24539		18940
6435	15803	11745	10698	9521	
34847	77870	65509			
7267	17739	12025	29766		22455
7779	25852	10477	14997	13680	
43282	101615	89772			
10191	35428	11557			

Figura A(g): Sollecitazioni di calcolo per q=5,5.

Pilastri			Travi		
662	5139	4262	662	8730 3590	4262
5874	15531	7932			
431	3911	3839	14547		10080
2451	10725	6319	2802	135	
16748	35100	24303			
2894	10278	6320	20401		13370
3767	15697	7109	6600	5273	
26399	55804	43023			
3847	16975	6704	23120		17705
5678	14486	10988	9463	8102	
36124	77870	64232			
6463	16260	11221	27956		20894
7018	23698	9716	13436	11870	
45220	101615	87835			
9285	32475	10651			

Figura A(h): Sollecitazioni di calcolo per q=6,0.

**APPENDICE B**

**Domini plastici dei pilastri (punti caratteristici)  
per diversi valori del coefficiente di struttura**

Domini plastici pilastri :  $q=2.5$

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho=As/B\cdot H ; \omega=As\cdot f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega= 0.2$ $\rho= 0.0081$ $M_0= 6636$ $M_B= 11799$ $N_T= -55745$ $N_B= 67111$ $N_C= 195807$	$\omega= 0.16$ $\rho= 0.0065$ $M_0= 9881$ $M_B= 19180$ $N_T= -59386$ $N_B= 91966$ $N_C= 246136$
$\omega= 0.217$ $\rho= 0.0088$ $M_0= 9627$ $M_B= 16539$ $N_T= -81049$ $N_B= 89481$ $N_C= 267799$	$\omega= 0.193$ $\rho= 0.0079$ $M_0= 19166$ $M_B= 34099$ $N_T= -90107$ $N_B= 116822$ $N_C= 323544$
$\omega= 0.173$ $\rho= 0.007$ $M_0= 9651$ $M_B= 18208$ $N_T= -80769$ $N_B= 111851$ $N_C= 314207$	$\omega= 0.196$ $\rho= 0.008$ $M_0= 28497$ $M_B= 50060$ $N_T= -109809$ $N_B= 141678$ $N_C= 389934$
$\omega= 0.156$ $\rho= 0.0063$ $M_0= 16178$ $M_B= 31650$ $N_T= -97110$ $N_B= 153277$ $N_C= 408360$	$\omega= 0.113$ $\rho= 0.0046$ $M_0= 22084$ $M_B= 50006$ $N_T= -84411$ $N_B= 188904$ $N_C= 457911$
$\omega= 0.166$ $\rho= 0.0068$ $M_0= 20633$ $M_B= 39250$ $N_T= -124002$ $N_B= 183933$ $N_C= 497502$	$\omega= 0.2$ $\rho= 0.008$ $M_0= 52641$ $M_B= 91957$ $N_T= -171685$ $N_B= 222045$ $N_C= 607435$

Domini plastici pilastri : q=3.0

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho = A_s/B\cdot H ; \omega = A_s\cdot f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega = 0.17$ $\rho = 0.0069$ $M_0 = 5692$ $M_B = 10824$ $N_T = -47621$ $N_B = 67111$ $N_C = 187684$	$\omega = 0.125$ $\rho = 0.0051$ $M_0 = 7811$ $M_B = 17022$ $N_T = -46687$ $N_B = 91966$ $N_C = 233437$
$\omega = 0.178$ $\rho = 0.0072$ $M_0 = 7938$ $M_B = 14791$ $N_T = -66483$ $N_B = 89481$ $N_C = 254233$	$\omega = 0.149$ $\rho = 0.0061$ $M_0 = 14846$ $M_B = 29489$ $N_T = -69564$ $N_B = 116822$ $N_C = 303002$
$\omega = 0.131$ $\rho = 0.0053$ $M_0 = 7369$ $M_B = 15855$ $N_T = -61161$ $N_B = 111851$ $N_C = 294598$	$\omega = 0.149$ $\rho = 0.0061$ $M_0 = 21737$ $M_B = 42950$ $N_T = -83477$ $N_B = 141678$ $N_C = 363602$
$\omega = 0.112$ $\rho = 0.0046$ $M_0 = 11702$ $M_B = 26993$ $N_T = -69720$ $N_B = 153277$ $N_C = 380970$	$\omega = 0.08$ $\rho = 0.0033$ $M_0 = 15738$ $M_B = 43351$ $N_T = -59760$ $N_B = 188904$ $N_C = 433260$
$\omega = 0.123$ $\rho = 0.005$ $M_0 = 15389$ $M_B = 33789$ $N_T = -91881$ $N_B = 183933$ $N_C = 465381$	$\omega = 0.148$ $\rho = 0.006$ $M_0 = 39661$ $M_B = 78292$ $N_T = -128982$ $N_B = 222045$ $N_C = 564732$

Domini plastici pilastri : q=3.5

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho=As/B\cdot H ; \omega=As\cdot f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega= 0.149$ $\rho= 0.0061$ $M_0= 5006$ $M_B= 10118$ $N_T= -41739$ $N_B= 67111$ $N_C= 181801$	$\omega= 0.101$ $\rho= 0.0041$ $M_0= 6341$ $M_B= 15498$ $N_T= -37723$ $N_B= 91966$ $N_C= 224473$
$\omega= 0.149$ $\rho= 0.0061$ $M_0= 6674$ $M_B= 13491$ $N_T= -55651$ $N_B= 89481$ $N_C= 242401$	$\omega= 0.117$ $\rho= 0.0048$ $M_0= 11709$ $M_B= 26203$ $N_T= -54624$ $N_B= 116822$ $N_C= 288062$
$\omega= 0.106$ $\rho= 0.0043$ $M_0= 5999$ $M_B= 14455$ $N_T= -49489$ $N_B= 111851$ $N_C= 282926$	$\omega= 0.115$ $\rho= 0.0047$ $M_0= 16847$ $M_B= 37807$ $N_T= -64429$ $N_B= 141678$ $N_C= 344554$
$\omega= 0.082$ $\rho= 0.0033$ $M_0= 8631$ $M_B= 23819$ $N_T= -51045$ $N_B= 153277$ $N_C= 362295$	$\omega= 0.074$ $\rho= 0.003$ $M_0= 14524$ $M_B= 42091$ $N_T= -55096$ $N_B= 188904$ $N_C= 428596$
$\omega= 0.092$ $\rho= 0.0037$ $M_0= 11589$ $M_B= 29852$ $N_T= -68724$ $N_B= 183933$ $N_C= 442224$	$\omega= 0.113$ $\rho= 0.0046$ $M_0= 30385$ $M_B= 68531$ $N_T= -98479$ $N_B= 222045$ $N_C= 534229$

Domini plastici pilastri : q=4.0

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho = A_s/B\cdot H ; \omega = A_s f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega = 0.132$ $\rho = 0.0054$ $M_0 = 4448$ $M_B = 9547$ $N_T = -36976$ $N_B = 67111$ $N_C = 177039$	$\omega = 0.083$ $\rho = 0.0034$ $M_0 = 5234$ $M_B = 14335$ $N_T = -31000$ $N_B = 91966$ $N_C = 217750$
$\omega = 0.128$ $\rho = 0.0052$ $M_0 = 5760$ $M_B = 12550$ $N_T = -47808$ $N_B = 89481$ $N_C = 234558$	$\omega = 0.094$ $\rho = 0.0038$ $M_0 = 9450$ $M_B = 23840$ $N_T = -43886$ $N_B = 116822$ $N_C = 277324$
$\omega = 0.087$ $\rho = 0.0035$ $M_0 = 4958$ $M_B = 133390$ $N_T = -40618$ $N_B = 111851$ $N_C = 274056$	$\omega = 0.090$ $\rho = 0.0037$ $M_0 = 13243$ $M_B = 34026$ $N_T = -50422$ $N_B = 141678$ $N_C = 330547$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7784$ $M_B = 22946$ $N_T = -45913$ $N_B = 153277$ $N_C = 357163$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 14524$ $M_B = 42091$ $N_T = -55096$ $N_B = 188904$ $N_C = 428596$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 9341$ $M_B = 27536$ $N_T = -55096$ $N_B = 183933$ $N_C = 428596$	$\omega = 0.087$ $\rho = 0.0035$ $M_0 = 23495$ $M_B = 61280$ $N_T = -75820$ $N_B = 222045$ $N_C = 511570$

Domini plastici pilastri : q=4.5

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho = A_s/B\cdot H ; \omega = A_s f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega = 0.122$ $\rho = 0.0050$ $M_0 = 4119$ $M_B = 9211$ $N_T = -34175$ $N_B = 67111$ $N_C = 174238$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4665$ $M_B = 13768$ $N_T = -27548$ $N_B = 91966$ $N_C = 214298$
$\omega = 0.112$ $\rho = 0.0046$ $M_0 = 5063$ $M_B = 11833$ $N_T = -41832$ $N_B = 89481$ $N_C = 228582$	$\omega = 0.076$ $\rho = 0.0031$ $M_0 = 7671$ $M_B = 21991$ $N_T = -35482$ $N_B = 116822$ $N_C = 268920$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4221$ $M_B = 12648$ $N_T = -34435$ $N_B = 111851$ $N_C = 267872$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 10893$ $M_B = 31568$ $N_T = -41322$ $N_B = 141678$ $N_C = 321447$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7784$ $M_B = 22946$ $N_T = -45913$ $N_B = 153277$ $N_C = 357163$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 14524$ $M_B = 42091$ $N_T = -55096$ $N_B = 188904$ $N_C = 428596$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 9341$ $M_B = 27536$ $N_T = -55096$ $N_B = 183933$ $N_C = 428596$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 19979$ $M_B = 57587$ $N_T = -64278$ $N_B = 222045$ $N_C = 500028$

Domini plastici pilastri : q=5.0

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho = A_s/B\cdot H ; \omega = A_s f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega = 0.112$ $\rho = 0.0046$ $M_0 = 3793$ $M_B = 8875$ $N_T = -31374$ $N_B = 67111$ $N_C = 171436$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4665$ $M_B = 13768$ $N_T = -27548$ $N_B = 91966$ $N_C = 214298$
$\omega = 0.1$ $\rho = 0.004$ $M_0 = 4488$ $M_B = 11250$ $N_T = -36976$ $N_B = 89481$ $N_C = 223726$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7463$ $M_B = 21761$ $N_T = -34435$ $N_B = 116822$ $N_C = 267872$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4221$ $M_B = 12648$ $N_T = -34435$ $N_B = 111851$ $N_C = 267872$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 10893$ $M_B = 31568$ $N_T = -41322$ $N_B = 141678$ $N_C = 321447$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7784$ $M_B = 22946$ $N_T = -45913$ $N_B = 153277$ $N_C = 357163$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 14524$ $M_B = 42091$ $N_T = -55096$ $N_B = 188904$ $N_C = 428596$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 9341$ $M_B = 27536$ $N_T = -55096$ $N_B = 183933$ $N_C = 428596$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 19979$ $M_B = 57587$ $N_T = -64278$ $N_B = 222045$ $N_C = 500028$

Domini plastici pilastri : q=5.5

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho = A_s/B\cdot H ; \omega = A_s f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega = 0.104$ $\rho = 0.0042$ $M_0 = 3530$ $M_B = 8606$ $N_T = -29133$ $N_B = 67111$ $N_C = 169195$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4665$ $M_B = 13768$ $N_T = -27548$ $N_B = 91966$ $N_C = 214298$
$\omega = 0.088$ $\rho = 0.0036$ $M_0 = 4004$ $M_B = 10757$ $N_T = -32868$ $N_B = 89481$ $N_C = 219618$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7463$ $M_B = 21761$ $N_T = -34435$ $N_B = 116822$ $N_C = 267872$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4221$ $M_B = 12648$ $N_T = -34435$ $N_B = 111851$ $N_C = 267872$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 10893$ $M_B = 31568$ $N_T = -41322$ $N_B = 141678$ $N_C = 321447$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7784$ $M_B = 22946$ $N_T = -45913$ $N_B = 153277$ $N_C = 357163$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 14524$ $M_B = 42091$ $N_T = -55096$ $N_B = 188904$ $N_C = 428596$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 9341$ $M_B = 27536$ $N_T = -55096$ $N_B = 183933$ $N_C = 428596$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 19979$ $M_B = 57587$ $N_T = -64278$ $N_B = 222045$ $N_C = 500028$

Domini plastici pilastri : q=6.0

$N[\text{daN}] ; M[\text{daN}\cdot\text{m}] ; \rho = A_s/B\cdot H ; \omega = A_s f_{yd}/B\cdot H\cdot f_{cd}$

$\omega = 0.1$ $\rho = 0.004$ $M_0 = 3332$ $M_B = 8404$ $N_T = -27452$ $N_B = 67111$ $N_C = 167515$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4665$ $M_B = 13768$ $N_T = -27548$ $N_B = 91966$ $N_C = 214298$
$\omega = 0.079$ $\rho = 0.0032$ $M_0 = 3607$ $M_B = 10354$ $N_T = -29506$ $N_B = 89481$ $N_C = 216256$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7463$ $M_B = 21761$ $N_T = -34435$ $N_B = 116822$ $N_C = 267872$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 4221$ $M_B = 12648$ $N_T = -34435$ $N_B = 111851$ $N_C = 267872$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 10893$ $M_B = 31568$ $N_T = -41322$ $N_B = 141678$ $N_C = 321447$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 7784$ $M_B = 22946$ $N_T = -45913$ $N_B = 153277$ $N_C = 357163$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 14524$ $M_B = 42091$ $N_T = -55096$ $N_B = 188904$ $N_C = 428596$
$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 9341$ $M_B = 27536$ $N_T = -55096$ $N_B = 183933$ $N_C = 428596$	$\omega = 0.074$ $\rho = 0.003$ $M_0 = 19979$ $M_B = 57587$ $N_T = -64278$ $N_B = 222045$ $N_C = 500028$

**APPENDICE C**

**Momenti plastici delle travi per diversi valori del coefficiente di struttura.**

I momenti sono espressi in daN·m

Momenti plastici travi (q=2,5)				Momenti plastici travi (q=3,0)			
7709	12327	12327	7709	6724	11299	11299	6724
4109	6164	6164	4109	3658	5650	5650	3658
19098	24635	24635	19098	16522	21753	21753	16522
11820	12318	12318	11820	9244	10877	10877	9244
27350	38372	38372	27350	23356	33237	33237	23356
20580	23244	23244	20580	16586	18109	18109	16586
36723	44976	44976	36723	31289	38732	38732	31289
28481	29958	29958	28481	23047	23714	23714	23047
44926	55834	55834	44926	38060	47869	47869	38060
37468	39748	39748	37468	30602	31783	31783	30602
Momenti plastici travi (q=3,5)				Momenti plastici travi (q=4,0)			
6021	10565	10565	6021	5493	10014	10014	5493
3658	5283	5283	3658	3658	5007	5007	3658
14681	19694	19694	14681	13301	18150	18150	13301
7403	9847	9847	7403	6651	9075	9075	6651
20503	29570	29570	20503	18363	26819	26819	18363
13733	14785	14785	13733	11593	13410	13410	11593
27408	34271	34271	27408	24497	30926	30926	24497
19166	19253	19253	19166	16255	15908	15908	16255
33155	42179	42179	33155	29477	37912	37912	29477
25697	26093	26093	25697	22019	21826	21826	22019

Momenti plastici travi (q=4,5)				Momenti plastici travi (q=5,0)			
5083	9586	9586	5083	4755	9244	9244	4755
3658	4793	4793	3658	3658	4622	4622	3658
12227	16949	16949	12227	11369	15988	15988	11369
6114	8475	8475	6114	5685	7994	7994	5685
16699	24680	24680	16699	15368	22968	22968	15368
9929	12340	12340	9929	8598	11484	11484	8598
22233	28324	28324	22233	20422	26243	26243	20422
13991	14162	14162	13991	12180	13122	13122	12180
26616	34594	34594	26616	24328	31939	31939	24328
19158	18508	18508	19158	16870	15970	15970	16870
Momenti plastici travi (q=5,5)				Momenti plastici travi (q=6,0)			
4486	8963	8963	4486	4262	8730	8730	4262
3658	4482	4482	3658	3658	4365	4365	3658
10666	15202	15202	10666	10080	14547	14547	10080
5333	7601	7601	5333	5040	7274	7274	5040
14278	21568	21568	14278	13370	20401	20401	13370
7508	10784	10784	7508	6685	10201	10201	6685
18940	24539	24539	18940	17705	23120	23120	17705
10698	12270	12270	10698	9463	11560	11560	9463
22455	29766	29766	22455	20894	27956	27956	20894
14997	14883	14883	14997	13436	13978	13978	13436

## APPENDICE D

### Parametri considerati nell'analisi (sistemi a più gradi di libertà)

#### Massimi spostamenti assoluti di piano

Nell'ipotesi di deformabilità assiale delle travi gli spostamenti assoluti di piano sono dati come media degli spostamenti dei nodi del singolo piano rispetto alla base del telaio in esame:

$$S_{\max Pi} = \frac{\sum_{i=1}^{n_p} S_{\max Pi}}{n_p}$$

dove:

$S_{\max Pi}$  : spostamento massimo del nodo  $i$  del piano  $p$  rispetto alla base;

$n_p$ : numero dei nodi del piano.

#### Massimi spostamenti relativi percentuali di piano

Nell'ipotesi di deformabilità assiale delle travi, gli spostamenti relativi di piano sono dati dal rapporto della media degli spostamenti relativi fra i nodi del livello superiore ( $S_{Pi}$ ) rispetto ai nodi del livello inferiore ( $S_{P-1,i}$ ), diviso l'altezza d'interpiano:

$$S_{i \max} = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^{n_p} S_{Pi} - \sum_{i=1}^{n_p} S_{P-1,i}}{h_{p,p-1} \cdot n_p} \right\}_{\max}$$

dove si è indicato con:

- $S_{i \max}$  : massimo spostamento relativo di piano percentuale;
- $i$ : generico nodo del piano  $i$ -esimo;
- $n_p$ : numero dei pilastri del piano;
- $h$ : altezza di interpiano.

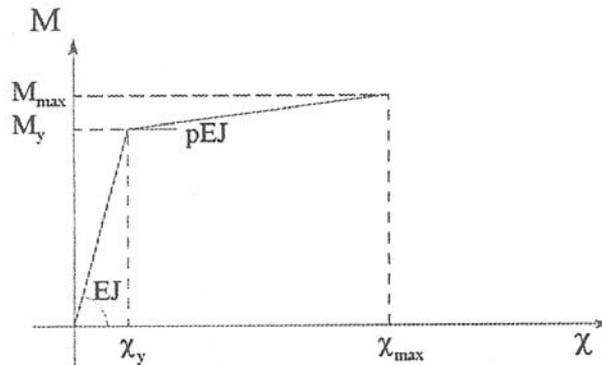
Richieste di duttilità

Le richieste di duttilità sono state definite a livello di sezione, d'elemento e di struttura.

**Sezione**

Una misura della duttilità della sezione può essere introdotta attraverso il rapporto  $\mu_\chi$ , tra la curvatura ultima  $\mu_{\max}$  e la curvatura allo snervamento  $\mu_y$ .

Si osservi che per una sezione duttile lo stato ultimo, ossia quello corrispondente all'attingersi della massima capacità portante della sezione, non è univocamente definito. Nell'ipotesi di comportamento bilineare si assumono convenzionalmente come ultimi il momento e la curvatura corrispondenti al raggiungimento della deformazione di rottura nel bordo compresso del calcestruzzo. In base alla legge di comportamento assunta, il momento ultimo  $M_{\max}$  è maggiore di quello corrispondente allo snervamento dell'acciaio teso  $M_y$ , come indicato in figura.



Con riferimento ad un elemento di trave, detto fattore è calcolato per le due sezioni d'estremità, per ognuna delle due direzioni di carico (diverso verso del momento flettente). Per ogni direzione di carico la richiesta di duttilità della sezione è calcolata come:

$$\mu_\chi = \frac{\chi_{\max}}{\chi_y} = 1 + \frac{M_{\max}}{p \cdot M_y}$$

in cui  $\chi_{\max}$  rappresenta la curvatura massima raggiunta dalla sezione,

$\chi_y = \frac{M_y}{EJ}$  è il valore della curvatura di snervamento, corrispondente al momento plastico  $M_y$  ed alla rigidezza flessionale  $EJ$  (assunta pari a quella della sezione geometrica del solo calcestruzzo, eventualmente ridotto per tener conto della fessurazione), mentre  $M_{\max}$  è il massimo valore assoluto dal momento flettente (nella direzione di carico considerata). In definitiva, nelle due sezioni d'estremità di ogni elemento vengono calcolate le richieste di duttilità con riferimento alle fibre tese, ossia quelle della parte superiore ("top") ovvero della parte inferiore ("bottom") della sezione.

***Elemento di trave***

Dalle richieste locali massime di duttilità sono state quindi calcolate per ogni elemento le seguenti grandezze caratteristiche:

- richiesta media di duttilità travi esterne;
- richiesta media di duttilità travi interne;
- richiesta media di duttilità pilastri esterni;
- richiesta media di duttilità pilastri interni;

definite come media sugli elementi, considerando le richieste di duttilità “top” e “bottom” nelle sezioni d'estremità:

$$\mu_e = \frac{\sum_{n_e} (\mu_{\text{top}}^i + \mu_{\text{bottom}}^i + \mu_{\text{top}}^j + \mu_{\text{bottom}}^j)}{4 \cdot n_e}$$

dove si è indicato con:

$\sum_{n_e}$  : sommatoria sul numero  $n_e$  di elementi considerati;

$\mu_{\text{top}}^i$  : richiesta di duttilità “top” della sezione  $i^{\text{esima}}$ ,

$\mu_{\text{bottom}}^i$  : richiesta di duttilità "bottom" della sezione  $i^{\text{esima}}$ ,

$\mu_{\text{top}}^j$  : richiesta di duttilità “top” della sezione  $j^{\text{esima}}$ ,

$\mu_{\text{bottom}}^j$  : richiesta di duttilità "bottom" della sezione  $j^{\text{esima}}$ .

**Struttura**

La richiesta globale di duttilità viene calcolata separatamente nei seguenti casi:

## 1) Travi

Viene calcolata la media su tutte le sezioni delle  $n_t$  travi della struttura:

$$\mu_T = \frac{\sum (\mu_{top}^i + \mu_{bottom}^i + \mu_{top}^j + \mu_{bottom}^j)}{n_t \cdot 4}$$

## 2) Pilastri

Viene calcolata la media su tutte le sezioni degli  $n_p$  pilastri della struttura ("top" e "bottom" si riferiscono alle due direzioni di carico):

$$\mu_p = \frac{\sum (\mu_{top}^i + \mu_{bottom}^i + \mu_{top}^j + \mu_{bottom}^j)}{n_p \cdot 4}$$

## 3) Telaio

Si è inteso a questo punto riportare per mezzo di un solo valore la media su tutti gli elementi della struttura, espressa come media pesata delle richieste medie di duttilità ottenute per le travi e per i pilastri:

$$\mu_f = \frac{\mu_p \cdot n_p + \mu_T \cdot n_t}{n_p + n_t}$$