



**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE**

*Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture e del  
Recupero Edilizio ed Urbano*

**VIII Ciclo Nuova Serie (a.a. 2006-2009)**

**INFLUENZA DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE  
SULL'AFFIDABILITA' SISMICA  
DEI CONTROVENTI CONCENTRICI**

*Maria Teresa Giugliano*

**Il Tutor**

*Dott. Ing. Rosario Montuori*

**Il Coordinatore**

*Prof. Ing. Ciro Faella*

**Il Co-tutor**

*Prof. Ing. Vincenzo Piluso*



*A te Mamma,  
per l'amore immenso che ci hai dato,  
e perché senza di te  
non sarei arrivata fin qui  
e non sarei diventata ciò che sono.  
Da lassù continuerai ad essere  
ciò che sei stata per ventotto anni  
senza che me ne accorgessi:  
il mio Angelo.*



*Mentre questa esperienza volge al termine voglio ringraziare tutte le persone che mi sono state vicine...*

*Francesco, per non avermi abbandonata neanche un istante, perché senza il suo amorevole sostegno non avrei trovato la forza per rialzarmi e continuare a lottare;*

*il mio piccolo Davide, per la serenità e la gioia che tante volte, in questi mesi difficili, inconsapevolmente mi ha donato;*

*il Professore Vincenzo Piluso, che stimo profondamente per la sua umanità oltre che per la straordinaria genialità, per le conoscenze che mi ha trasferito, per la comprensione e per la fiducia che ha riposto in me;*

*l'Ingegnere Rosario Montuori, guida sapiente e paziente di questi anni, per l'entusiasmo che mi ha trasmesso, la costante disponibilità e la simpatia e l'affetto che mi ha dimostrato;*

*l'Ingegnere Alessandra Longo, per l'aiuto che mi ha sempre offerto, professionale ed umano, e per l'affetto e l'amicizia dimostrati;*

*i colleghi ed amici, dottorandi e non, per l'allegria e i tanti sorrisi che mi hanno saputo regalare.*

*... A tutti grazie per aver reso questa stimolante esperienza formativa un'indimenticabile esperienza di vita.*

*Maria Teresa*







# INDICE

<b>INTRODUZIONE</b>	<b>1</b>
<b>CAPITOLO I</b>	
<b>TIPOLOGIE STRUTTURALI SISMO-RESISTENTI</b>	
<i>1.1 – Considerazioni introduttive</i>	<b>7</b>
<i>1.2 – Tipologie strutturali sismo-resistenti per edifici in acciaio</i>	<b>8</b>
<i>1.3 – Risposta non lineare delle membrature di controvento</i>	<b>12</b>
<i>1.3.1 – Influenza della snellezza</i>	<b>13</b>
<i>1.3.2 – Influenza delle condizioni vincolari</i>	<b>16</b>
<i>1.3.3 – Influenza della sezione trasversale del profilo</i>	<b>18</b>
<i>1.4 – Resistenza assiale in compressione delle membrature di controvento per cicli successivi al primo</i>	<b>20</b>
<i>1.5 – Limite di duttilità delle diagonali</i>	<b>23</b>
<i>1.6 – Modellazione del comportamento ciclico delle zone dissipative</i>	<b>24</b>
<i>1.6.1 – Premessa</i>	<b>24</b>
<i>1.6.2 – Comportamento ciclico dell'asta caricata assialmente</i>	<b>25</b>
<i>1.6.3 – Modello di Georgescu</i>	<b>28</b>
<i>1.6.4 – Modello di Ikeda-Mahin</i>	<b>35</b>
<i>1.6.5 – Modello elaborato per la caratterizzazione del comportamento ciclico delle diagonali nell'OpenSEES</i>	<b>38</b>
<i>1.6.5.1 – Calibrazione del modello: simulazione prove sperimentali</i>	<b>46</b>

## **CAPITOLO II CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI CONTROVENTI CONCENTRICI**

<b>2.1 - Considerazioni introduttive</b>	<b>53</b>
<b>2.2 - Progettazione secondo le normative vigenti: Eurocodice 8 e Tecniche per le Costruzioni (NTC)</b>	<b>56</b>
2.2.1 - Premessa	56
2.2.2 - Requisiti di prestazione e definizione delle azioni sismiche	58
2.2.3 - Criterio di progettazione per controventi concentrici	63
<b>2.3 - Criterio di progettazione a collasso controllato</b>	<b>67</b>
<b>2.4 - Applicazione</b>	<b>70</b>
2.4.1 - Dimensionamento delle strutture di riferimento	71
2.4.1.1 - Geometria dell'edificio	71
2.4.1.2 - Dimensionamento a carichi verticali	72
2.4.1.3 - Dimensionamento per azioni orizzontali secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8	73
2.4.1.4 - Applicazione della procedura di progettazione a collasso controllato	76
2.4.2 - Analisi dinamiche e confronto delle prestazioni	78
2.4.3 - Analisi comparativa in termini di peso strutturale e costo dell'opera	90
<b>2.5 - Considerazioni conclusive</b>	<b>95</b>

## **CAPITOLO III METODI PER LA VALUTAZIONE DELL'AFFIDABILITA' SISMICA**

<b>3.1 - Considerazioni introduttive</b>	<b>97</b>
<b>3.2 - Metodi di I, II e III livello per la valutazione dell'affidabilità strutturale</b>	<b>99</b>
<b>3.3 - Approccio di Jalayer e Cornell</b>	<b>110</b>
3.3.1 - Strategia risolutiva	111
3.3.1.1 - Sulla scelta della misura dell'intensità dell'azione sismica	114
3.3.2 - Ipotesi semplificative	115

3.3.3 – Frequenza annua media di superamento della demand ( $\lambda_{DM}(dm)$ )	118
3.3.4 – Frequenza annua media di superamento di uno stato limite ( $\lambda_{LS}$ )	120
<b>3.4 – Analisi probabilistica della pericolosità sismica: metodi semplificati per l'individuazione della curva di pericolosità</b>	<b>122</b>
<b>3.5 – Metodi per l'analisi probabilistica della risposta strutturale</b>	<b>124</b>
3.5.1 – Considerazioni di carattere generale	124
3.5.2 – Metodi a banda stretta	125
3.5.2.1 – Metodi per la sintesi dei risultati di analisi dinamiche non lineari	127
3.5.3 – Metodi a banda larga	130
<b>3.6 – Ipotesi di omoschedasticità e metodi per la valutazione della dispersione della demand</b>	<b>133</b>
<b>3.7 – Demand and Capacity Factor Design (DCFD)</b>	<b>135</b>
<b>3.8 – Incertezze di carattere epistemologico nel metodo di Jalayer e Cornell</b>	<b>139</b>
<b>3.9 – Disposizioni delle direttive FEMA 350</b>	<b>146</b>

## CAPITOLO IV

### INFLUENZA DELL'IPOTESI DI OMOSCHEDASTICITA': APPLICAZIONE AD UN CASO STUDIO

<b>4.1 – Introduzione</b>	<b>151</b>
<b>4.2 – Struttura di riferimento</b>	<b>152</b>
<b>4.3 – Applicazione del metodo di Jalayer e Cornell per la valutazione dell'affidabilità sismica della struttura in esame</b>	<b>153</b>
4.3.1 – Analisi probabilistica della pericolosità sismica	153
4.3.2 – Analisi probabilistica della risposta strutturale	154
4.3.3 – Analisi probabilistica della capacità strutturale	170
4.3.4 – Determinazione della frequenza annua media di superamento dello stato limite ( $\lambda_{LS}$ )	171
<b>4.4 – Integrazione numerica dell'equazione del PEER: confronto con i risultati dell'approccio di Jalayer e Cornell</b>	<b>175</b>

<b>4.5 – Sintesi e conclusioni</b>	<b>180</b>
------------------------------------	------------

**CAPITOLO V**  
**APPLICAZIONI: AFFIDABILITA' DI CONTROVENTI AL**  
**VARIARE DEL NUMERO DI PIANI E DEL CRITERIO DI**  
**PROGETTAZIONE**

<b>5.1 – Introduzione</b>	<b>183</b>
<b>5.2 – Dimensionamento dei controventi</b>	<b>184</b>
5.2.1 – Controventi a 4 piani	184
5.2.2 – Controventi a 6 piani	189
5.2.3 – Controventi a 8 piani	191
5.2.4 – Controventi a 12 piani	193
<b>5.3 – Analisi delle prestazioni sismiche dei controventi dimensionati</b>	<b>196</b>
5.3.1 – Analisi probabilistica della pericolosità sismica	196
5.3.2 – Analisi probabilistica della risposta strutturale	199
5.3.3 – Analisi probabilistica della capacità strutturale	203
5.3.4 – Determinazione delle prestazioni sismiche dei controventi analizzati	203
<b>5.4 – Analisi condotta dal punto di vista economico</b>	<b>216</b>
<b>5.5 – Conclusioni</b>	<b>219</b>

<b>CONCLUSIONI</b>	<b>221</b>
--------------------	------------

<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>227</b>
---------------------	------------

<b>APPENDICE A</b>	<b>A1</b>
--------------------	-----------

<b>APPENDICE B</b>	<b>B1</b>
--------------------	-----------

## INTRODUZIONE

Gli eventi sismici che hanno colpito la nostra penisola nell'ultimo decennio hanno riaperto i riflettori sull'importanza di una corretta progettazione delle strutture in zona sismica. In particolare, l'impatto sociale e mediatico delle conseguenze catastrofiche di tali eventi, connesse fundamentalmente all'estrema vulnerabilità del costruito, hanno accompagnato e spinto l'entrata in vigore delle moderne norme in materia di progettazione e verifica di strutture in zona sismica. In seguito alle conseguenze del sisma che ha colpito l'Abruzzo il 6 Aprile 2009, infatti, è stata fissata al 30 giugno 2009 l'entrata in vigore del Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", già posticipata al 30 giugno 2010 dal Decreto Milleproroghe 2009.

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni ha segnato definitivamente l'abbandono delle tradizionali procedure di progettazione delle strutture in zona sismica, basate sulla verifica della capacità locale dei singoli elementi, e l'introduzione della moderna filosofia di progettazione prestazionale ispirata ai principi del Performance Based Design, finalizzata, invece, ad una verifica organica del comportamento del sistema. Tale procedura mira a fornire uno strumento per la progettazione di strutture che siano capaci di esibire, con una data probabilità, determinate prestazioni (livelli di performance) quando soggette ad azioni sismiche di diversa intensità, espressa quest'ultima generalmente in termini di probabilità di superamento in un certo numero di anni, o in maniera equivalente, di periodo di ritorno. I livelli prestazionali, intesi come combinazione di prestazioni strutturali e non strutturali, definiscono livelli di danneggiamento ritenuti accettabili in relazione alla severità dell'evento sismico. Nella sua formulazione classica, la teoria del Performance Based Design individua cinque livelli prestazionali fondamentali:

- completa operatività: nessuna interruzione delle attività e danni trascurabili;

- operatività: nessuna interruzione delle attività e danni marginali alle componenti non strutturali;
- riparabilità: occorrenza di danni tali da comportare l'interruzione delle attività ma di entità tale da risultare comunque riparabili;
- salvaguardia della vita: occorrenza di danni ingenti, talvolta anche irreparabili, con interruzione delle attività ma senza pericolo per la vita umana;
- collasso: occorrenza di danni consistenti tali da mettere a rischio la stabilità della struttura e la vita umana.

Nelle prestazioni elencate è facile riconoscere i livelli di performance richiesti negli stati limite introdotti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, in particolare l'obiettivo di "completa operatività" associato allo stato limite di operatività (SLO), l'obiettivo di "operatività" associato allo stato limite di danno (SLD), e gli obiettivi di "salvaguardia della vita" e di "collasso" associati agli omonimi stati limite (SLV ed SLC).

Benché l'esperienza abbia dunque mostrato che, in occorrenza di terremoti, i rischi maggiori di perdite di vite umane e risorse economiche provengano dal danno e dal collasso di vecchi edifici inadeguati, nel campo dell'ingegneria sismica molte ricerche sono focalizzate sulle nuove costruzioni. Tra le ragioni ci sono sicuramente anche fattori economici, quali i costi elevati degli interventi di consolidamento su un patrimonio edilizio composto da edifici che in molti casi hanno ampiamente superato la loro vita utile, o che sono stati dimensionati per sole azioni verticali, o che non soddisfano le disposizioni vigenti a causa delle intervenute ri-classificazioni sismiche. Il tutto a fronte di un mercato poco incline a riconoscere il valore di una maggiore sicurezza strutturale data la scarsa sensibilità della popolazione nei confronti di tali problematiche.

In questo ambito si colloca la ricerca svolta. Il presente lavoro è infatti finalizzato all'esame delle procedure di progettazione, tradizionali ed innovative, dei controventi concentrici, e all'analisi, nonché al confronto, delle prestazioni sismiche esibite da strutture dimensionate secondo tali criteri, dove le prestazioni sismiche, in applicazione della teoria del Performance Based Seismic Design, sono valutate secondo approcci probabilistici.

I controventi concentrici sono ampiamente impiegati quali elementi resistenti alle azioni orizzontali negli edifici in acciaio in zona sismica, data la semplicità di progettazione, fabbricazione ed esecuzione. I criteri di progettazione confrontati nel presente lavoro, ed illustrati in dettaglio nel Capitolo II, sono: il criterio di progettazione tradizionale prescritto dalle normative vigenti (CEN 2004a, D.M. 14/01/08) e il criterio di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003), basato su una rigorosa applicazione dei principi del Capacity Design. Secondo quest'ultima metodologia le diagonali, che costituiscono per i controventi concentrici le zone dissipative, sono dimensionate secondo le sollecitazioni di progetto (derivanti dall'analisi della struttura sotto le azioni sismiche); al contrario travi e colonne (elementi non dissipativi) sono dimensionate in funzione delle massime sollecitazioni che le zone dissipative, al limite della loro resistenza, plasticizzate e incrudite, sono in grado di trasmettere, considerando oltre al contributo delle diagonali tese plasticizzate anche quello delle diagonali compresse instabilizzate. Il criterio a controllo di meccanismo si pone chiaramente come obiettivo quello di proteggere travi e colonne dall'occorrenza di meccanismi di collasso prematuri, favorendo nel contempo lo sviluppo del comportamento isteretico delle zone dissipative allo scopo di tendere alla formazione di un meccanismo altamente dissipativo e quindi di garantire una sufficiente duttilità alla struttura. La duttilità in particolare rappresenta una risorsa importante nell'ambito della progettazione in zona sismica. Alla luce dei principi del Performance Based Design, adottati dalle vigenti normative in materia sismica, le strutture devono infatti essere dotate di:

- una sufficiente rigidezza tale da consentire il contenimento delle deformazioni laterali, e quindi del danneggiamento strutturale, in occasione di eventi sismici frequenti senza causare interruzione delle funzioni;
- una sufficiente resistenza tale da garantire un comportamento strutturale sostanzialmente elastico in occasione di eventi sismici moderati, limitando così i danneggiamenti strutturali e non strutturali in modo da rendere la riparazione economicamente conveniente;
- una sufficiente duttilità tale da garantire la prevenzione del collasso, e quindi la salvaguardia delle vite umane, in occasione di eventi

sismici rari, anche a prezzo di un notevole danneggiamento alle parti strutturali e non strutturali.

In definitiva, in occasione di eventi sismici rari la struttura può esibire anche forti danneggiamenti strutturali, purché questi siano confinati alle sole zone dissipative e che la richiesta di duttilità, cioè la duttilità domandata per sopportare il sisma, sia inferiore alla capacità. Lo sviluppo del comportamento ciclico delle zone dissipative determina la dissipazione dell'energia sismica in ingresso. Affinché però sia garantita una sufficiente duttilità strutturale, alla duttilità locale deve accompagnarsi la formazione di un meccanismo che tenda verso quello di tipo globale (caratterizzato, nel caso dei controventi concentrici, dalla contemporanea plasticizzazione di tutte le diagonali tese e dall'instabilizzazione di quelle compresse). Ciò, infatti, consente di coinvolgere il maggior numero di elementi dissipativi evitandone il prematuro esaurimento delle risorse di duttilità.

I controventi concentrici, data la presenza degli elementi diagonali, sono dotati di un'elevata rigidezza laterale che consente di soddisfare agevolmente le verifiche in occasione di sismi frequenti. Al contrario, essi non possono fare affidamento su cicli isteretici ampi e stabili, dato il comportamento ciclico non ottimale delle diagonali. Come discusso in dettaglio nel Capitolo I, infatti, le aste caricate assialmente sono caratterizzate da cicli di isteresi non lineari, per effetto dell'occorrenza di fenomeni di instabilità in compressione, e rapidamente degradanti per cicli successivi al primo, a causa del degrado della resistenza in compressione dovuto alle deformazioni plastiche accumulate. Ne consegue che per questa tipologia strutturale qualche problema si verifica riguardo alla capacità di soddisfare le verifiche in occasione di eventi sismici rari. Allo scopo di indagare il comportamento dei controventi dimensionati secondo le due metodologie di progettazione analizzate, nel Capitolo II sono riportati i risultati di analisi dinamiche non lineari condotte su due controventi a quattro piani del tipo a diagonale singola accoppiati. Le analisi sono state condotte con riferimento a cinque registrazioni storiche e per livelli crescenti dall'intensità dell'azione sismica fino al raggiungimento delle condizioni di collasso.

Le prestazioni dei controventi al variare del criterio di progettazione e del numero di piani (4, 6, 8 e 12) sono state, inoltre, indagate anche da un punto di vista probabilistico. I metodi impiegati per

la determinazione delle prestazioni, descritti nel Capitolo III, sono: metodo di Jalayer e Cornell (2003) e metodo riportato dalle direttive FEMA 350 (2000).

La determinazione dell'affidabilità sismica di una struttura è ottenuta attraverso la convoluzione dei risultati dell'analisi probabilistica della pericolosità sismica (PSHA), dell'analisi probabilistica della risposta strutturale (PSDA) e dell'analisi probabilistica della capacità strutturale (PSCA) (Cornell e Krawinkler, 2000).

Attraverso alcune ipotesi semplificative riguardo alla forma della curva di pericolosità sismica (*hazard curve*), e alle leggi di distribuzione di demand e capacity, Jalayer e Cornell (2003) forniscono un'espressione in forma chiusa per la valutazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite. La stima di tale valore è ovviamente affetta da un grado di approssimazione connesso all'importanza delle ipotesi semplificative alla base del modello. Tra queste, come mostrano le analisi riportate nel Capitolo IV, risulta particolarmente rilevante l'ipotesi di omoschedasticità, ossia di dispersione costante della demand con la pseudo-accelerazione spettrale (in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura), assunta quale misura dell'intensità dell'azione sismica per le sue caratteristiche di sufficienza, efficienza e reperibilità della curva di pericolosità (Giovenale, 2002). La dispersione della demand risulta, infatti, fortemente variabile con l'intensità dell'azione sismica per effetto sia dell'influenza dei modi di vibrare superiori al primo che del grado di danneggiamento strutturale, risultando in particolare crescente con la  $S_a$ . Ciò determina un'incertezza nella valutazione del parametro di dispersione da inserire nell'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell. Con l'obiettivo di fornire un criterio che restituisca una stima attendibile dell'affidabilità strutturale, nel Capitolo IV, con riferimento ad un controvento a quattro piani del tipo a diagonale singola contrapposta, dimensionato secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a), sono stati confrontati i risultati derivanti dall'applicazione della procedura di Jalayer e Cornell, al variare del criterio impiegato per la valutazione della dispersione, con quelli desunti dalla risoluzione numerica dell'integrale di convoluzione.

La procedura per la valutazione dell'affidabilità suggerita dalle direttive FEMA 350 (2000) è, invece, finalizzata alla stima del livello di confidenza con il quale una struttura è in grado di esibire le prestazioni

connesse ad un dato stato limite. Tale procedura si basa sulla formulazione completa di Jalayer e Cornell, nella quale vengono considerate sia le incertezze di carattere naturale, connesse per esempio alla natura degli eventi sismici, che quelle di carattere epistemologico, rappresentative delle conoscenze limitate. In accordo con tale assunzione la stima dell'affidabilità della struttura è essa stessa affetta da un certo grado di approssimazione, quantificato appunto dal livello di confidenza.

I risultati delle analisi di affidabilità condotte sui controventi a 4, 6, 8 e 12 piani, dimensionati secondo le due procedure descritte, sono riportate in dettaglio in Appendice B e discusse nel Capitolo V. Inoltre, nello stesso capitolo, è riportata un'analisi condotta dal punto di vista economico finalizzata alla stima dell'incremento di costo complessivo delle opere determinato dall'applicazione dell'innovativa procedura di progettazione a controllo di meccanismo rispetto alla soluzione secondo normativa. Questo consente di condurre dei confronti incrociati in termini di variazione delle prestazioni – variazione di costo, utili per esprimere un giudizio sull'efficacia della metodologia di progettazione a collasso controllato.

# CAPITOLO I

## TIPOLOGIE STRUTTURALI SISMO-RESISTENTI

### *1.1 – Considerazioni introduttive*

Le strutture in acciaio sono da anni ampiamente impiegate in zone ad alta sismicità per le loro caratteristiche di resistenza, duttilità e peso contenuto. In particolare, nel dimensionamento secondo i moderni codici in materia di progettazione sotto azioni sismiche, resistenza e duttilità rappresentano due concetti complementari. La duttilità esprime la capacità di una struttura di esibire deformazioni in campo plastico prima di raggiungere la condizione di collasso strutturale, ossia  $\mu = \delta_u / \delta_y$  in cui  $\delta_u$  rappresenta lo spostamento ultimo esibito al collasso mentre  $\delta_y$  lo spostamento che segna l'abbandono del campo elastico. La capacità di esibire deformazioni inelastiche è rappresentativa della capacità della struttura di dissipare l'energia sismica in ingresso, e quindi di sopravvivere al terremoto. Essa è funzione non solo della duttilità del materiale e degli elementi (*duttilità locale*), che costituiscono condizione necessaria ma non sufficiente per garantire un'adeguata duttilità della struttura (*duttilità globale*). Affinché tale condizione si verifichi è necessario operare un controllo sul meccanismo di collasso, ossia dimensionare la struttura in modo tale da distribuire le deformazioni inelastiche nel maggior numero possibile di elementi, tendendo alla formazione del cosiddetto meccanismo di collasso di tipo globale. Le zone verso le quali la progettazione indirizza la concentrazione delle deformazioni inelastiche sono dette *zone dissipative*; si tratta di componenti a comportamento duttile adeguatamente dimensionati affinché la domanda di duttilità, cioè la duttilità necessaria alla struttura affinché possa sopravvivere all'evento sismico, sia non superiore della

duttilità disponibile (capacità). Al contrario, le *zone non dissipative*, vanno adeguatamente protette affinché possano essere scongiurati meccanismi di collasso indesiderati (meccanismi di piano). Allo scopo di indirizzare le deformazioni inelastiche verso le zone dissipative, le attuali normative ricorrono a criteri semplificati (*criterio di gerarchia*) che se da un lato consentono di scongiurare la formazione di meccanismi di piano, dall'altro non sono in grado di garantire lo sviluppo di un meccanismo altamente dissipativo. A questo proposito possono essere applicate metodologie di progettazione più sofisticate (Mazzolani e Piluso, 1997a; Longo et al., 2003; Conti et al., 2006; Giugliano et al., 2009).

Qualora, come comunemente accade, la progettazione strutturale venga condotta attraverso analisi semplificate di tipo elastico (statiche o dinamiche), il comportamento strutturale viene approssimato attraverso un legame lineare in cui la capacità dissipativa viene portata in conto per mezzo della riduzione dell'azione sismica, operata mediante il fattore di struttura. Ne consegue che strutture altamente duttili possono essere progettate riducendo notevolmente le azioni sismiche di progetto, e quindi con contenuta resistenza, a prezzo però di assicurare il rispetto delle prescrizioni relative ai dettagli costruttivi finalizzate a garantire la duttilità locale richiesta alle zone dissipative; al contrario, strutture poco duttili vengono dimensionate per azioni sismiche più elevate, e quindi con maggiore resistenza, senza però la necessità di rispettare particolari prescrizioni riguardo ai dettagli costruttivi.

Nel seguito sarà presentata una breve rassegna delle comuni tipologie di strutture sismo-resistenti in acciaio. In dettaglio saranno poi analizzate le strutture di controvento concentriche e saranno discussi gli aspetti essenziali che influenzano il comportamento delle diagonali (elementi dissipativi). Infine saranno presentati e discussi i modelli per la caratterizzazione del comportamento isteretico degli elementi di controvento.

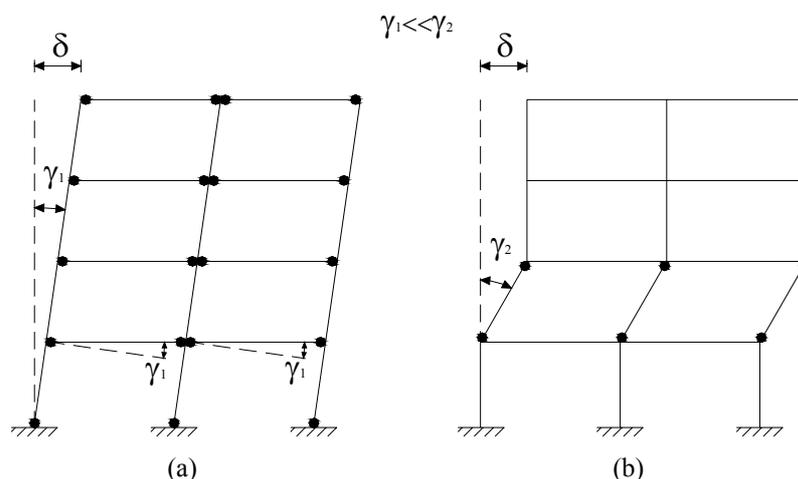
## ***1.2 – Tipologie strutturali sismo-resistenti per edifici in acciaio***

La resistenza alle azioni orizzontali nelle strutture in acciaio può essere affidata a diverse tipologie di strutture sismo-resistenti:

- telai sismo-resistenti;
- controventi concentrici;

- controventi eccentrici.

I telai sono caratterizzati da una limitata rigidezza e da una consistente duttilità legata alla possibilità di formare un elevato numero di cerniere plastiche. Le zone dissipative sono costituite dalle sezioni di estremità delle travi per cui la dissipazione dell'energia sismica è affidata al comportamento flessionale di detti elementi, e dunque ai cicli momento-rotazione. Al fine di garantire un adeguato livello di duttilità globale è necessario scongiurare le formazione di meccanismi locali, quali i meccanismi di piano (Fig. 1.1b), che coinvolgendo pochi elementi dissipativi portano rapidamente all'esaurimento delle risorse di duttilità locali, e sono pertanto accompagnati da una contenuta dissipazione energetica.



**Fig. 1.1:** Meccanismi di collasso per telai sismo-resistenti: a) meccanismo globale; b) meccanismo di piano.

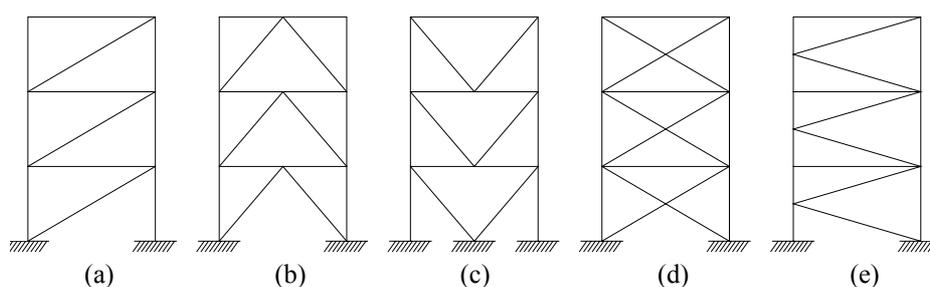
A tale proposito, il criterio di gerarchia fornito dalle attuali normative (CEN 2004a, D.M. 14/01/08), tende a favorire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi garantendo un'adeguata sovrarigidità delle colonne. Tale criterio, tuttavia, non riesce ad assicurare lo sviluppo di un meccanismo altamente dissipativo (meccanismo di collasso globale del tipo riportato in Fig. 1.1a), obiettivo invece perseguibile attraverso l'applicazione di più sofisticate procedure di progettazione (Mazzolani e Piluso, 1997a).

Inoltre la progettazione prestazionale implementata dagli attuali codici sismici si basa sul soddisfacimento di due obiettivi: stato limite di danno (SLD), cioè contenimento del danneggiamento strutturale (drift d'interpiano) in occasione di eventi sismici con periodo di ritorno paragonabile con la vita utile della struttura, e stato limite di salvaguardia della vita (SLV), che consiste nello scongiurare il collasso strutturale, anche a prezzo di notevoli danneggiamenti della struttura (purché le deformazioni inelastiche siano compatibili con le risorse di duttilità locale), in occasione di eventi sismici con periodo di ritorno maggiore della vita utile della struttura. Evidentemente condizione necessaria per soddisfare lo SLD è che struttura posseda un'adeguata rigidità; al contrario, affinché siano soddisfatti i requisiti allo SLV è necessario disporre di un'adeguata duttilità. I telai presentano un'elevata capacità dissipativa, e pertanto consentono agevolmente di soddisfare le verifiche allo SLV; di contro sono dotati di una rigidità contenuta per cui le verifiche di deformabilità rappresentano generalmente il requisito che governa il progetto.

I controventi concentrici assorbono le azioni laterali sulla struttura chiamando in causa la resistenza assiale delle membrature; pertanto sono caratterizzati da un'elevata rigidità laterale, che consente di soddisfare agevolmente le verifiche allo stato limite di danno. Gli elementi dissipativi sono sostanzialmente le diagonali. Tuttavia il comportamento ciclico dell'asta caricata assialmente è dissimetrico e non lineare, a causa dell'insorgenza del fenomeno di instabilità in compressione, oltre che rapidamente degradante. Per questo motivo la soluzione a diagonale singola (Fig. 1.2a) non è contemplata nelle attuali normative, ma è necessario accoppiare tali strutture in modo da avere, per ogni direzione dell'azione sismica, almeno una diagonale tesa. Tale soluzione è di fatto equivalente a quella del controvento ad X (Fig. 1.2d). In entrambi i casi, infatti, l'energia sismica in ingresso viene dissipata in misura prevalente dalle diagonali tese, potendosi generalmente prescindere dal contributo delle diagonali compresse in ragione della loro snellezza.

I controventi a V e V invertita (Fig. 1.2b e c) sono caratterizzati, come i precedenti, dalla presenza di diagonali in entrambe le direzioni che assicurano la presenza di almeno una membratura tesa per ogni direzione dell'azione sismica. Tuttavia, a causa dello squilibrio tra le azioni nelle diagonali tesa e compressa (in considerazione del

comportamento post-critico), si genera un'azione concentrata in corrispondenza della trave che ne determina forti spostamenti verticali. Affinché la struttura abbia un discreto comportamento ciclico è necessario, dunque, che la trave sia continua. In ogni caso il comportamento post-critico del sistema è caratterizzato da un rapido deterioramento a causa l'incapacità della diagonale instabilizzata di recuperare la configurazione rettilinea iniziale. Lo schema è quindi caratterizzato da una capacità dissipativa minore rispetto allo schema ad X o a diagonale singola accoppiata; le attuali normative (CEN 2004a, D.M. 14/01/08), infatti, prevedono per tali sistemi fattori di struttura pari a 2 e 2.5 in classe di duttilità bassa ed alta, rispettivamente, mentre per schemi ad X il fattore di struttura va assunto pari a 4 in entrambe le situazioni.



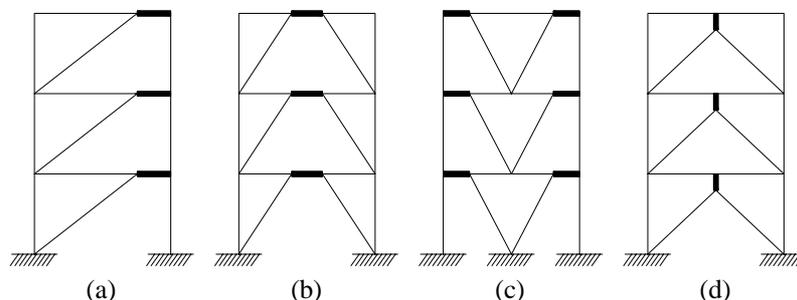
**Fig. 1.2:** Configurazioni di controventi concentrici: a) a diagonale singola; b) a V inversa; c) a V; d) ad X o croce di S. Andrea; e) a K.

Infine, i controventi a K (Fig. 1.2e) sono caratterizzati da problematiche legate all'instabilità delle colonne per effetto degli spostamenti laterali inevitabilmente indotti, in corrispondenza delle sezioni di mezzera, dalle azioni trasferite dalle diagonali. Per questo motivo gli attuali codici sismici classificano questa tipologia tra le strutture non dissipative, per le quali cioè il progetto va condotto assicurando che le membrature rimangano in campo elastico (fattore di struttura pari a 1).

In definitiva i controventi concentrici se da un lato consentono di soddisfare agevolmente le verifiche di limitazione del danno, dall'altro, a causa del comportamento non lineare e rapidamente degradante delle diagonali, e quindi della limitata capacità dissipativa sotto carichi ciclici,

mal si prestano al soddisfacimento dei requisiti allo stato limite di salvaguardia della vita in occasione di eventi distruttivi.

Un buon compromesso tra resistenza e duttilità è raggiunto, invece, nei controventi eccentrici. In questa tipologia di controvento le diagonali sono disposte in maniera eccentrica rispetto ai nodi della struttura e dividono le travi in più parti, a seconda dello schema geometrico adottato (Fig. 1.3). Le porzioni di minore lunghezza in cui le travi sono suddivise prendono il nome di *link*; tali elementi dissipano energia plasticizzandosi a taglio o flessione. Il comportamento ciclico dei *link* è influenzato principalmente dalla loro lunghezza ma complessivamente i cicli di isteresi sono ampi e stabili. Ciò garantisce una notevole capacità di dissipazione dell'energia in ingresso e conferisce, a questo tipo di controventi, un'elevata duttilità che consente di soddisfare agevolmente le verifiche allo stato limite di collasso. D'altronde la presenza delle diagonali in posizione eccentrica conferisce una rigidità laterale tale da poter soddisfare le verifiche alla deformazione laterale. Infine queste tipologie forniscono, da un punto di vista architettonico, una maggiore libertà nel posizionamento delle aperture rispetto ai controventi concentrici.

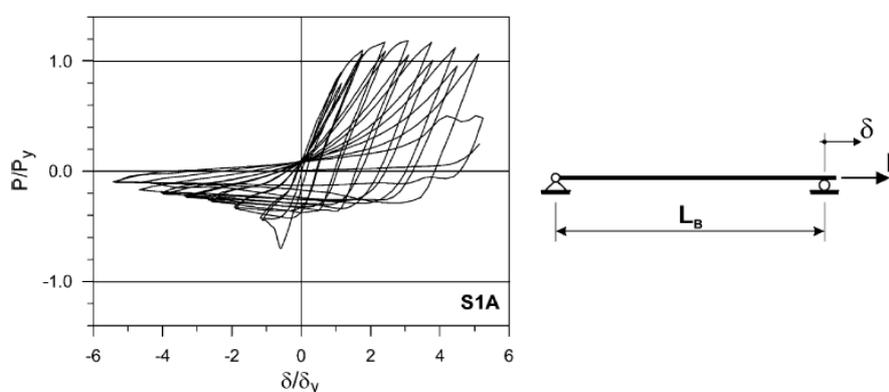


**Fig. 1.3:** Configurazioni di controventi eccentrici: a) a D; b) split-K; c) a V; d) ad Y.

### 1.3 – Risposta non lineare delle membrature di controvento

Il comportamento in ambito sismico dei controventi concentrici è, ovviamente, governato dal comportamento ciclico delle membrature di controvento, che ne costituiscono gli elementi dissipativi.

Il comportamento ciclico delle diagonali di controvento è caratterizzato da un andamento fortemente non lineare, dovuto all'attingimento di condizioni di instabilizzazione in compressione, e rapidamente degradante per cicli successivi al primo, a causa sia della presenza delle deformazioni residue accumulate che dell'effetto Baushinger. Il tipico andamento dei cicli di isteresi per storia di carico simmetrica è riportato in Fig. 1.4 (Tremblay, 2002), dove  $P_y$  e  $\delta_y$  sono, rispettivamente, la resistenza plastica dell'asta in trazione e la deformazione assiale plastica corrispondente.



**Fig. 1.4:** Tipico comportamento isteretico di un'asta caricata assialmente con storia di carico simmetrica (tratto da Tremblay, 2002).

I numerosi studi condotti sul comportamento ciclico delle aste caricate di punta hanno evidenziato la dipendenza delle capacità dissipative delle diagonali da tre parametri fondamentali:

- rapporto di snellezza;
- condizioni vincolari di estremità dell'asta;
- sezione trasversale del profilo.

### 1.3.1 – Influenza della snellezza

La risposta ciclica delle membrature caricate assialmente dipende essenzialmente dalla snellezza  $\lambda$ , espressa dal rapporto  $\beta \cdot L / \rho$  tra lunghezza libera di inflessione e raggio di inerzia (riferito al piano di inflessione).

In funzione della snellezza, le membrature si possono suddividere in *snelle*, *intermedie* e *tozze*.

Un'asta può essere definita *snella* se la tensione critica elastica di instabilizzazione è minore o al massimo uguale alla metà della tensione di snervamento (Bruneau et al., 1998):

$$\sigma_{cr} \leq 0.5 \cdot \sigma_y \quad (1.1)$$

Tale relazione si basa sull'assunzione che la massima tensione applicabile in presenza di tensioni residue è pari al più a  $0.5 \sigma_y$ . Tuttavia la tensione critica elastica di instabilizzazione è espressa dalla formula di Eulero:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad (1.2)$$

per cui, combinando le (1.1) e (1.2), si ottiene che un'asta può essere definita snella se la snellezza rispetta la seguente limitazione:

$$\lambda_{slender} \geq \frac{\pi \sqrt{E / 0.5}}{\sqrt{f_y}} \quad (1.3)$$

con  $f_y$  espressa in  $\text{N/mm}^2$ . Sostituendo nella (1.3) il valore del modulo elastico si ottiene:

$$\lambda_{slender} \geq 2036 / \sqrt{f_y} \quad (1.4)$$

L'eq. (1.4) fornisce un valore limite della snellezza pari a 133 per l'acciaio S235 e 108 per l'acciaio S355. Rapporti di snellezza delle diagonali troppo alti, come è facile intuire, producono un peggioramento del comportamento complessivo della struttura. Le membrature molto snelle hanno infatti una rigidità ridotta nella configurazione instabile che tende ad aumentare rapidamente in seguito al raddrizzamento parziale generato da un'inversione di carico. Tuttavia tale raddrizzamento, se rapido, può portare anche al collasso delle connessioni alle estremità delle diagonali stesse.

Un'asta è invece definita *tozza* quando la risposta è governata dall'instabilità locale della sezione, che determina la diminuzione della capacità flessionale delle cerniere plastiche. Il valore limite della snellezza delle aste tozze varia in funzione del legame  $\sigma$ - $\epsilon$ , dei rapporti ampiezza spessore delle parti che compongono la sezione, delle

deformazioni residue e della deformazione iniziale dell'asta. Tale valore può assumersi, per membrature a sezione compatta in acciaio S235, pari a (Jain et al., 1978):

$$\lambda_{stocky} \cong 60 \quad (1.5)$$

mentre per acciaio S355:

$$\lambda_{stocky} \cong 50 \quad (1.6)$$

Le aste *intermedie* sono quelle per cui il fenomeno dell'instabilità locale interagisce con quello dell'instabilità globale. Per quanto detto in precedenza, dunque, aste in acciaio S235 sono dette intermedie quando la snellezza risulta compresa nell'intervallo:

$$60 < \lambda_{int} < 133 \quad (1.7)$$

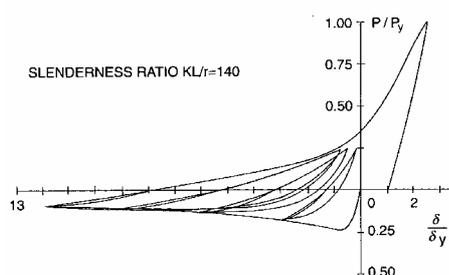
mentre per acciaio S355:

$$50 < \lambda_{int} < 108 \quad (1.8)$$

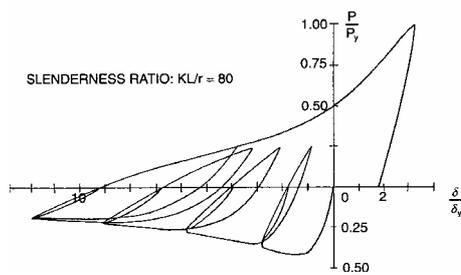
Nelle figure 1.5, 1.6 e 1.7 sono riportati i cicli isteretici di aste con differente rapporto di snellezza tratti da Jain et al. (1978). Secondo la classificazione discussa, queste aste possono essere definite come snella, intermedia e tozza, rispettivamente. Come è possibile osservare, il comportamento ciclico varia sensibilmente con la snellezza. In particolare, siccome l'area racchiusa da ciascun ciclo è rappresentativa della capacità dissipativa della membratura, al variare della snellezza varia, quindi, l'energia che ciascuna diagonale è capace di dissipare durante la propria deformazione. Pertanto si conclude che al crescere della snellezza tali capacità diminuiscono.

Un altro parametro che dipende dalla snellezza è il rapporto tra la capacità di resistenza in trazione e in compressione delle membrature. La capacità di resistenza in trazione dipende esclusivamente dal materiale e dall'area della sezione trasversale, per cui non varia con la snellezza dell'asta. Al contrario, la resistenza in compressione diminuisce, evidentemente, all'aumentare della snellezza. Ne consegue che il rapporto tra capacità di resistenza in trazione e compressione tende ad aumentare con la snellezza. Tale aspetto è evidenziato in Fig. 1.8, dove viene riportato il legame tra inviluppo degli spostamenti assiali

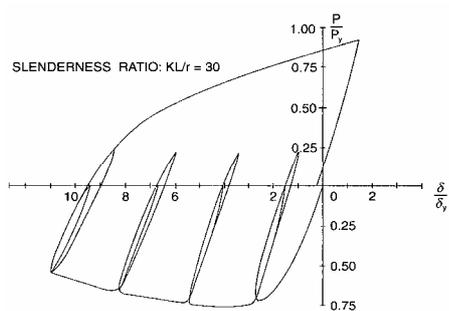
normalizzati e sforzi assiali normalizzati al variare della snellezza dell'asta.



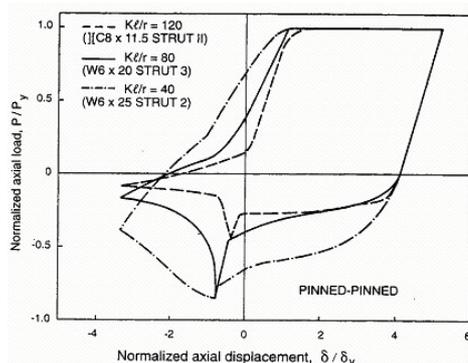
**Fig. 1.5:** Ciclo di isteresi per un'asta snella (Jain et al., 1978).



**Fig. 1.6:** Ciclo di isteresi per un'asta intermedia (Jain et al., 1978).



**Fig. 1.7:** Ciclo di isteresi per un'asta tozza (Jain et al., 1978).



**Fig. 1.8:** Legame tra involucro di spostamenti e sforzi assiali normalizzati (Black et al., 1980).

### 1.3.2 – Influenza delle condizioni vincolari

I primi studi sull'influenza delle condizioni vincolari delle membrature sulle modalità di instabilizzazione furono incentrati principalmente sulla risposta delle membrature in campo elastico. Successivamente Black et al. (1980) estesero questi studi al comportamento ciclico inelastico delle membrature. In Fig. 1.9a e b vengono confrontate le modalità di instabilizzazione elastica e inelastica (deformazione trasversale in funzione della lunghezza normalizzata) per

aste con sezione a doppio T dotate di differente snellezza e con diverse condizioni vincolari. In particolare in Fig. 1.9a viene riportato il confronto tra modalità di instabilizzazione elastica ed inelastica per un'asta semplicemente appoggiata con rapporto di snellezza  $\lambda=80$ , mentre la Fig. 1.9b si riferisce ad un'asta appoggiata-incastata con rapporto di snellezza  $\lambda=40$ . Dal confronto si deduce che la modalità di instabilizzazione nel caso di comportamento inelastico della membratura è poco dissimile da quella che si verifica nel caso di comportamento elastico.

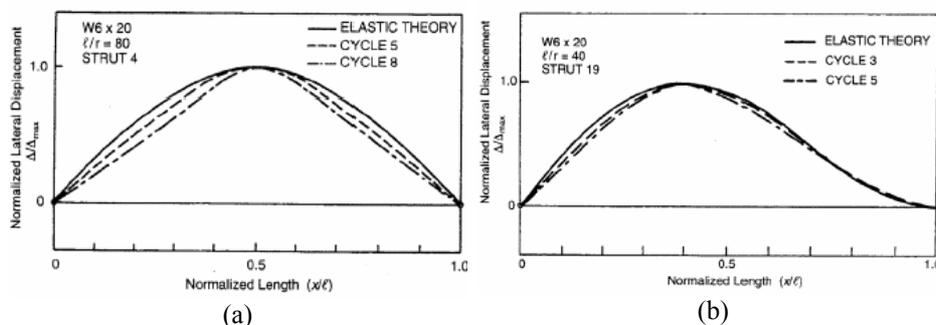


Fig. 1.9: Modalità di instabilizzazione in fase elastica ed inelastica per condizioni di vincolo: a) appoggio-appoggio; b) appoggio-incastro (Black et al., 1980).

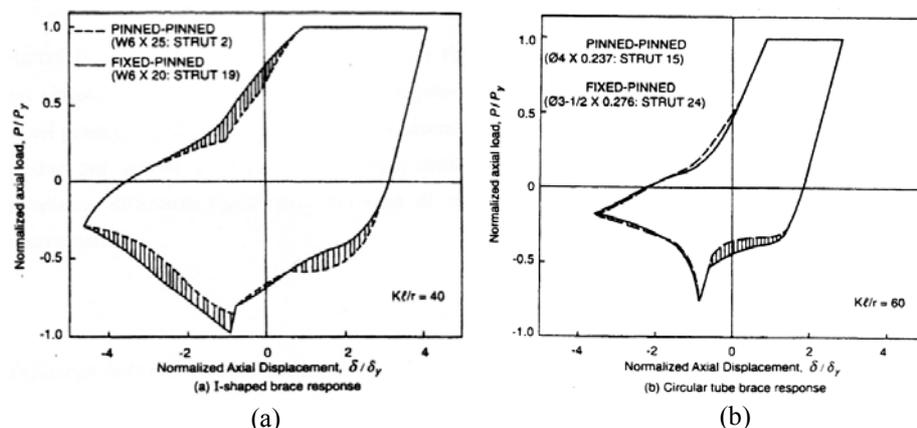


Fig. 1.10: Curve isteretiche relative a diverse condizioni vincolari per aste con sezione trasversale: a) a doppio T; b) tubolare (Black et al., 1980).

Gli effetti delle condizioni vincolari sul comportamento isteretico delle membrature caricate assialmente sono stati analizzati dallo stesso Black et al. (1980). In Fig. 1.10a e b sono riportati i diagrammi di involucro forza-spostamento normalizzati per aste con sezioni a doppio T e tubolare, rispettivamente, a parità di snellezza e per condizioni vincolari del tipo appoggio-appoggio e appoggio-incastro. I risultati mostrano, in entrambi i casi, nel passaggio dalla prima condizione di vincolo alla seconda, un lieve miglioramento del comportamento isteretico (incremento dell'area racchiusa dal diagramma involucro).

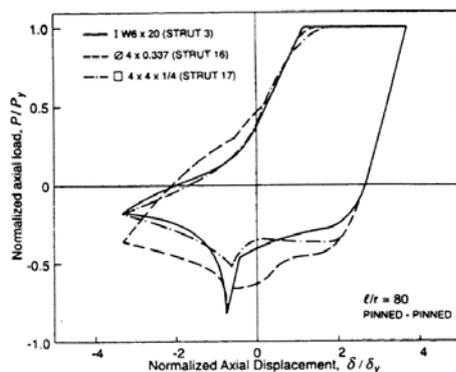
### *1.3.3 – Influenza della sezione trasversale del profilo*

Lo studio dell'effetto del tipo di sezione trasversale sulla risposta isteretica delle membrature caricate assialmente è stato condotto dallo stesso Black et al. (1980). Il lavoro si basa sull'analisi del comportamento isteretico di sei aste semplicemente appoggiate, una con sezione a doppio T, una a T, due tubolari, una scatolare e infine una con angolari accoppiati. Le sei membrature analizzate hanno tutte lo stesso rapporto di snellezza  $\lambda=80$ .

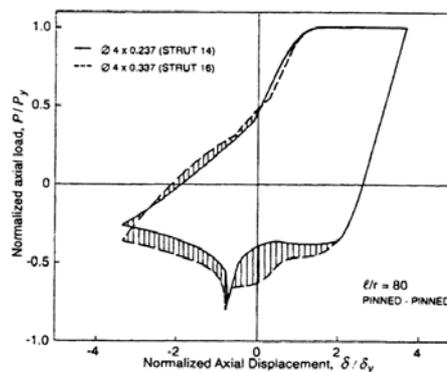
I risultati hanno portato all'individuazione di due modalità di collasso delle membrature:

- 1) collasso dovuto all'instabilità locale;
- 2) collasso dovuto alla instabilità latero-torsionale.

In Fig. 1.11 sono riportate le curve isteretiche (involucro deformazioni assiali normalizzate - sforzi assiali normalizzati) relative a sezioni a doppio T, tubolare e scatolare. Il confronto suggerisce che le membrature più efficienti sono quelle tubolari con piccolo rapporto di snellezza  $KL/r$ . Il miglioramento delle capacità dissipative delle aste si può ottenere riducendo il rapporto  $b/t$  (larghezza/spessore) per sezioni scatolari, oppure  $d/t$  (diametro/spessore) per sezioni tubolari e  $b_f/2t_f$  (ampiezza/spessore della flangia) per sezioni a doppio T. Questa tendenza è chiaramente mostrata in Fig. 1.12 dove vengono riportate le curve isteretiche relative a due aste tubolari con medesima snellezza ma diverso rapporto  $d/t$ . Il confronto mostra evidentemente un aumento dell'area sottesa al ciclo isteretico, e quindi dell'energia dissipata, per effetto della riduzione del rapporto diametro-spessore.



**Fig. 1.11:** Confronto curve isteretiche per aste con diversa sezione trasversale (doppio T, tubolare e scatolare) (Black et al.,1980).



**Fig. 1.12:** Confronto curve isteretiche per aste tubolari con diverso rapporto diametro/spessore (Black et al.,1980).

In definitiva sulla base dei risultati ottenuti, Black et al. (1980) classificano le sezioni analizzate in ordine discendente in funzione della capacità dissipativa per un dato valore di snellezza globale:

- membratura tubolare;
- membratura scatolare;
- membratura a doppio T;
- membratura a T;
- membratura con angolari accoppiati.

Le sezioni scatolari vengono comunemente utilizzate nella progettazione di diagonali di controvento in zona sismica poiché, come tutte le sezioni chiuse, hanno un'elevata efficienza grazie alla resistenza all'instabilità globale. Comunque la tipologia di collasso più comune per tali membrature è il sopraggiungere dell'instabilità locale e la conseguente frattura del materiale. Tale fenomeno riduce il momento plastico e conseguentemente la resistenza a compressione assiale. Inoltre il grado e l'estensione del fenomeno dell'instabilità locale influenzano principalmente la resistenza a fatica oligociclica delle membrature.

Ne consegue che prevenire il fenomeno dell'instabilità locale è la chiave per precludere il prematuro collasso della membratura. Ciò è possibile, come mostrano i risultati degli studi presentati, attraverso il contenimento del rapporto ampiezza/spessore della sezione trasversale della membratura.

#### 1.4 – Resistenza assiale in compressione delle membrature di controvento per cicli successivi al primo

Il comportamento ciclico delle aste caricate assialmente è caratterizzato dal degrado del carico massimo in compressione per cicli successivi al primo a causa delle deformazioni residue accumulate e dell'effetto Baushinger (Fig. 1.4). Questo fenomeno è stato indagato da molti ricercatori, tra cui Tremblay (2002). Lo studio si basa sui risultati di una campagna di prove sperimentali ed indagata la resistenza post-critica in compressione con riferimento a tre livelli di duttilità, ovvero  $C'_{u2}$ ,  $C'_{u3}$  e  $C'_{u5}$  per  $\mu = \delta/\delta_y$  pari a 2, 3 e 5, rispettivamente (Fig. 1.13).

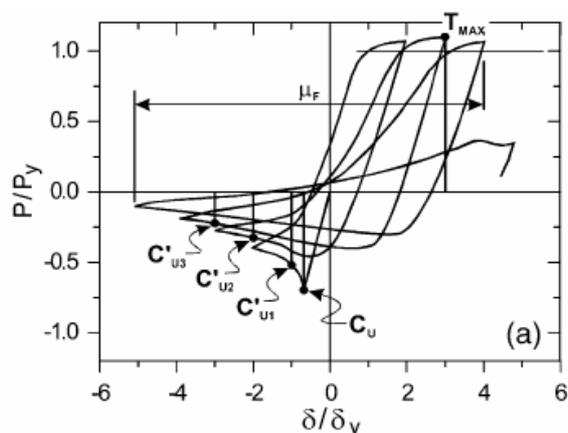


Fig. 1.13: Carico post-critico per diversi livelli di duttilità (tratto da Tremblay, 2002).

I risultati delle prove sperimentali sono sintetizzati nelle figure 1.14, 1.15 e 1.16. Le figure riportano, per duttilità pari a 2.0, 3.0 e 5.0, rispettivamente, il rapporto tra il carico post-critico corrispondente misurato e lo sforzo normale plastico della sezione al variare della snellezza dell'elemento, distinguendo tra aste caricate simmetricamente e non. Dall'esame dei risultati si deduce che le aste con snellezza intermedia (0.5-1.5) esibiscono il massimo degrado della resistenza, e che questo effetto è maggiore per le aste caricate simmetricamente. Inoltre si osserva che per livelli crescenti di duttilità, il che implica un maggiore impegno plastico degli elementi, si ha una dispersione decrescente dei valori misurati della resistenza post-critica.

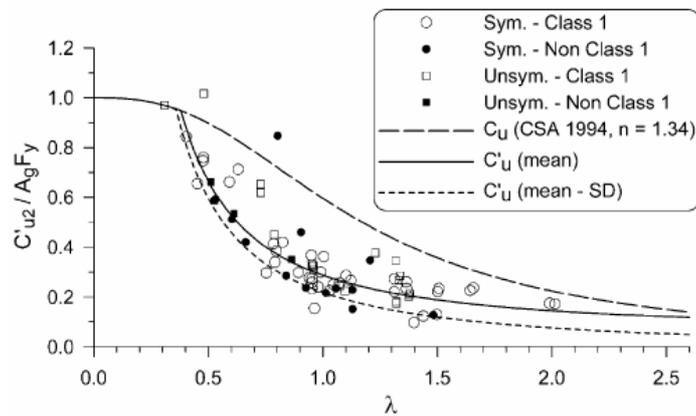


Fig. 1.14: Resistenza post-critica per duttilità 2.0 (tratto da Tremblay, 2002).

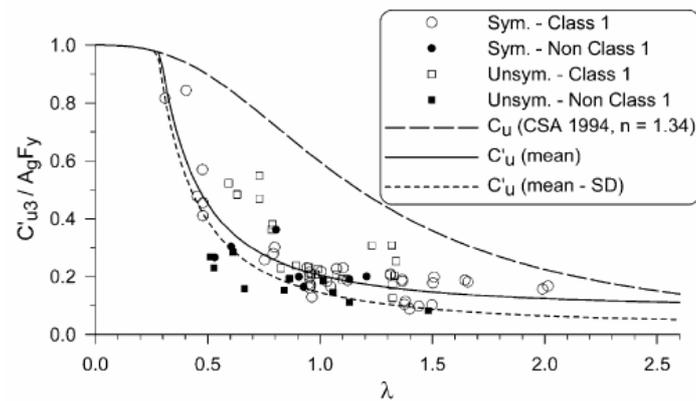


Fig. 1.15: Resistenza post-critica per duttilità 3.0 (tratto da Tremblay, 2002).

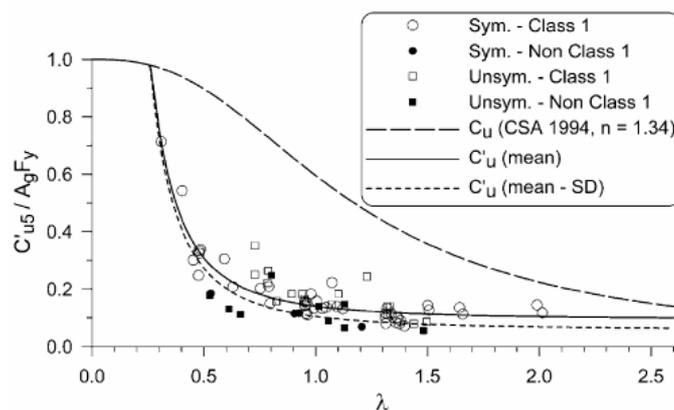


Fig. 1.16: Resistenza post-critica per duttilità 5.0 (tratto da Tremblay, 2002).

Inoltre, attraverso una regressione non lineare sui dati sperimentali, Tremblay fornisce una formulazione analitica per la stima del carico post-critico per i livelli considerati di duttilità:

$$C'_u = A_g \cdot f_y \cdot (a + b \cdot \lambda^{-c}) \leq C_u \quad (1.9)$$

dove i valori dei coefficienti  $a$ ,  $b$  e  $c$  sono riassunti in Tabella 1.1.

Le curve medie della resistenza post-critica desunte dall'applicazione della (1.9) sono riportate nelle figure 1.14, 1.15 e 1.16. Si osserva che tale relazione approssima bene i risultati sperimentali, in particolare per  $\mu=5$ , valore di duttilità in corrispondenza del quale si ottiene la minima dispersione dei risultati (Tabella 1.1).

**Tabella 1.1:** Dati della regressione non lineare della resistenza post-critica.

Duttilità	a	b	c	Deviazione Standard
2,0	0,058	0,230	1,40	0,070
3,0	0,084	0,120	1,61	0,060
5,0	0,095	0,046	2,22	0,036

Alcune indicazioni riguardo alla resistenza post-critica possono trovarsi anche in ambito normativo. Per esempio le norme SEAOC del 1990, come le norme CSA del 1994, suggeriscono le seguenti relazioni per la stima della resistenza post-critica ( $P'_{cr}$ ) in funzione della snellezza della membratura:

$$[SEAOC,1990]: \quad P'_{cr} = \frac{P_{cr}}{1 + 0.50 \left( \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{0.5f_y}{E}} \right)} \quad (1.10)$$

$$[CSA,1994]: \quad P'_{cr} = \frac{P_{cr}}{1 + 0.35 \left( \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{0.5f_y}{E}} \right)} \quad (1.11)$$

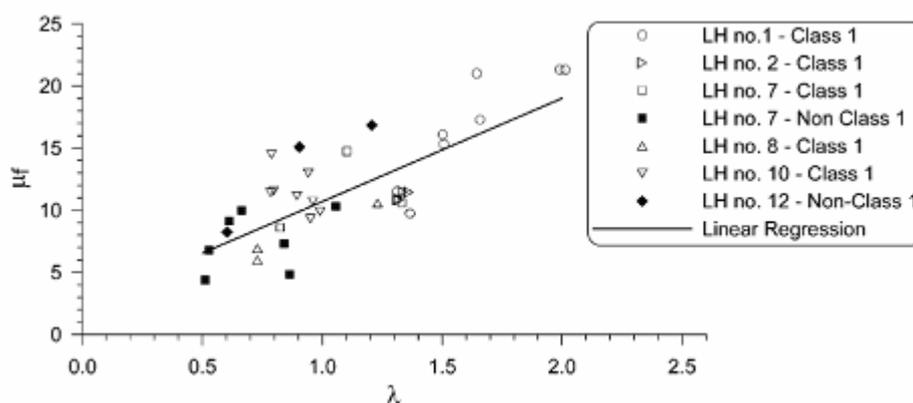
in cui  $k$  è il coefficiente funzione delle condizioni vincolari che fornisce la lunghezza libera di inflessione,  $L$  è la lunghezza dell'asta,  $r$  il raggio di inerzia minimo e  $P_{cr}$  il carico critico al primo ciclo.

Vale la pena, infine, di citare le norme AISC del 1992 che suggeriscono l'utilizzo di una resistenza di progetto per le membrature

diagonali pari all'80% della resistenza di calcolo, e ciò allo scopo di tener conto, già in fase di progettazione, del degrado di resistenza che la diagonale subisce per cicli di carico successivi al primo.

### 1.5 – Limite di duttilità delle diagonali

L'analisi della rottura delle diagonali sotto carichi ciclici è stata condotta da Tremblay (2002). In Fig. 1.17 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti da prove condotte su aste con sezione scatolare rettangolare (*RHS - rectangular hollow section*). Il grafico riporta i valori misurati della duttilità ciclica in corrispondenza della frattura delle diagonali ( $\mu_f$ ) in funzione snellezza adimensionalizzata, dove la duttilità ciclica esprime il rapporto tra la massima escursione plastica in un ciclo (somma di quella in trazione e in compressione) e la deformazione al limite elastico  $\delta_y$  (Fig. 1.13).



**Fig. 1.17:** Duttilità ciclica in corrispondenza della frattura delle diagonali (tratto da Tremblay, 2002).

Dall'esame della Fig. 1.17 si osserva che esiste una dispersione notevole dei risultati sperimentali e che il comportamento delle aste soggette a carichi ciclici simmetrici (LH n° 1 e 12) risulta migliore rispetto a quello delle aste caricate con cicli non simmetrici caratterizzati da escursioni maggiori in compressione.

Nella stessa figura è riportata inoltre la regressione lineare sui dati sperimentali che conduce alla seguente relazione:

$$\mu_f = a + b \cdot \bar{\lambda} \quad (1.12)$$

dove  $a$  e  $b$  valgono rispettivamente 2.4 e 8.3. Dalla (1.12) emerge che la duttilità ciclica aumenta all'aumentare della snellezza; questo significa che aste snelle sono in grado di sopportare escursioni plastiche più significative rispetto a quelle tozze (per le quali si manifestano i fenomeni di instabilità locale) e quindi che, allo scopo di assicurare un certo livello di duttilità dell'elemento, è necessario imporre una snellezza minima.

## **1.6 – Modellazione del comportamento ciclico delle zone dissipative**

### **1.6.1 – Premessa**

Come discusso nei paragrafi precedenti ed evidenziato in Fig. 1.4, le membrature di controvento sono caratterizzate da un comportamento ciclico non lineare e rapidamente degradante.

Proprio il comportamento non ideale delle diagonali è uno dei fattori responsabili della limitata capacità dissipativa dei sistemi di controvento che si traduce, nella progettazione secondo le attuali normative per strutture in zona sismica (CEN 2004a; D.M. 14/01/08), nell'adozione di un contenuto fattore di struttura, e quindi in valori più elevati delle azioni statiche equivalenti di progetto. Diversi dispositivi, quali per esempio i *BRB* (*Buckling Restrained Braces*), ossia diagonali ad instabilità impedita (Black et al., 2008; D'Aniello et al., 2008; Iwata et al., 2000; Watanabe et al., 1988), consentono, in sostituzione delle diagonali classiche, di incrementare notevolmente le capacità dissipative dei controventi in virtù del loro migliore comportamento isteretico. Lo studio di tali sistemi, tuttavia, esula dagli obiettivi del presente lavoro.

Di seguito sarà illustrato il modello di Georgescu (1992) per la caratterizzazione del comportamento isteretico delle aste caricate assialmente.

Allo scopo di indagare le prestazioni sismiche di controventi concentrici, risulta però indispensabile disporre di uno strumento di analisi che consenta di riprodurre fedelmente il comportamento delle

diagonali. A questo proposito è stato inizialmente impiegato il programma di analisi PC-ANSR (Maison, 1992) il quale dispone di un elemento di libreria specifico per la modellazione del comportamento non lineare delle aste caricate assialmente. Tale elemento è basato sull'implementazione del modello Ikeda-Mahin (1984), del quale si discuterà nel seguito, che consiste in un legame lineare a tratti capace di riprodurre i cicli isteretici delle diagonali. Tuttavia, tale programma consente di effettuare analisi dinamiche per un limitato numero di aste, e quindi per un limitato numero di piani. Per questo motivo le analisi dinamiche su strutture di media ed elevata altezza sono state condotte mediante l'impiego del programma di analisi OpenSEES (1999). A differenza del PC-ANSR esso non dispone di uno specifico elemento atto a rappresentare il comportamento non lineare delle diagonali, per cui è stato necessario sviluppare un opportuno modello che sarà illustrato in seguito.

1.6.2 – Comportamento ciclico dell'asta caricata assialmente

Il comportamento dell'asta caricata assialmente è descritto attraverso tre parametri: lo sforzo assiale  $P$ , la deformazione assiale  $\delta$ , e la deformazione trasversale  $\Delta$ . In Fig. 1.18 è riportata la schematizzazione del primo ciclo isteretico (Bruneau et al., 1998).

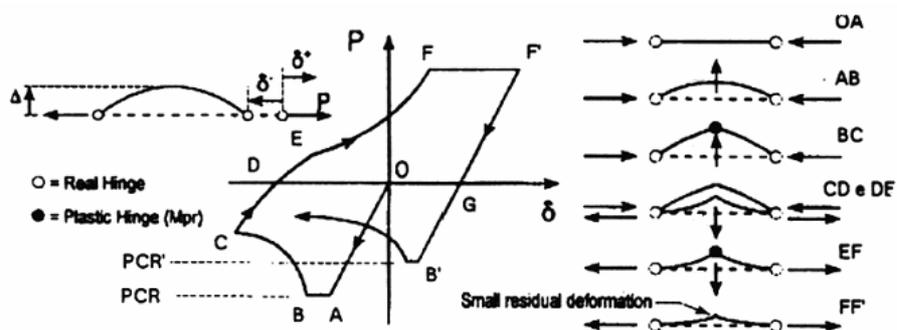


Fig. 1.18: Comportamento ciclico di un'asta soggetta a forza assiale (tratto da Bruneau et al, 1998).

Comunemente tale ciclo viene suddiviso in un insieme di zone corrispondenti a diversi comportamenti caratteristici, la cui definizione è strettamente legata all'interpretazione fisica del comportamento ciclico inelastico. Una prima distinzione riguarda:

- zona elastica;
- zona plastica;
- zona di snervamento;
- zona di instabilizzazione;

dove i termini “elastico” e “plastico” fanno riferimento allo stato della sezione di mezzeria, mentre “snervamento” è associato allo stato dei segmenti di trave adiacenti la cerniera plastica di mezzeria. Inoltre, la zona elastica può essere ulteriormente suddivisa in:

- zona di allungamento elastico;
- zona di accorciamento elastico;

dove la zona di allungamento elastico è caratterizzata da sforzo assiale e lunghezza dell'asta entrambi crescenti, mentre quella di accorciamento da sforzo assiale e lunghezza dell'asta entrambi decrescenti. Infine la zona plastica viene suddivisa ulteriormente in:

- zona di trazione;
- zona di compressione.

La schematizzazione del ciclo isteretico dell'asta caricata assialmente, riportata in Fig. 1.18, identifica diversi tratti cui viene associato il seguente significato:

- **tratto O-A** di *accorciamento elastico in compressione*: l'asta subisce, per effetto della compressione assiale, un progressivo accorciamento che termina nel punto A con il raggiungimento della condizione di instabilizzazione, cui corrisponde il valore del carico resistente in compressione  $P_{cr}$ .
- **tratto A-B**: raggiunta la condizione di instabilizzazione l'asta comincia a sbandare lateralmente. Di conseguenza nasce un momento flettente del secondo ordine variabile lungo la trave pari a  $P \cdot f(z)$ , dove  $f(z)$  rappresenta la deformata della linea d'asse. Lo spostamento laterale cresce dunque sotto carico costante fino al punto B, in corrispondenza del quale, per gli effetti del secondo ordine, si ha la formazione della cerniera plastica nella sezione di mezzeria. In questa zona quindi l'accorciamento dell'asta è sostanzialmente legato all'inflessione laterale.

- 
- **tratto B-C**: rappresenta la curva di equilibrio del meccanismo nel quale l'asta si è trasformata. In conseguenza alla formazione della cerniera plastica, il momento flettente nella sezione di mezzeria rimane costante; per cui l'incremento di deformazione assiale, e quindi trasversale, deve essere necessariamente accompagnato da una riduzione del carico. La cerniera plastica, dunque, continua a ruotare fino al raggiungimento del punto C in corrispondenza del quale si ha l'inversione del carico. Il tratto è caratterizzato da un andamento non lineare per effetto dell'interazione sforzo normale-momento flettente.
  - **tratto C-D** di *allungamento elastico in compressione*: per effetto dell'inversione del carico, alla riduzione dello sforzo normale si accompagna un progressivo allungamento dell'asta. Tale tratto è analogo al tratto OA, ma è ovviamente caratterizzato da una rigidità, e quindi da una pendenza, minore rispetto al tratto precedente per effetto del livello di deformazione raggiunto nel punto C. Inoltre al punto D è associato un carico assiale nullo ma deformazione assiale e spostamento laterale non nulli (deformazioni residue).
  - **tratto D-E** di *allungamento elastico in trazione o fase di raddrizzamento*: per effetto dell'incremento del carico di trazione, si ha un progressivo allungamento e quindi il contemporaneo raddrizzamento dell'asta. Per effetto della deformazione laterale esistente si genera un momento flettente variabile lungo l'asta; quando questo uguaglia il momento resistente nella sezione di mezzeria, in corrispondenza del punto E, si ottiene la formazione di una cerniera plastica.
  - **tratto E-F**: analogamente al tratto B-C, rappresenta la curva di equilibrio del meccanismo cinematico in cui l'asta si è trasformata; pertanto il legame  $P-\delta$  è ancora non lineare. Tuttavia in questo tratto la rotazione della cerniera plastica riduce lo spostamento laterale, cui si accompagna una progressiva riduzione della deformazione assiale dell'asta, senza però la possibilità di recuperare totalmente lo spostamento trasversale. In corrispondenza del punto F viene raggiunto il carico di snervamento  $P_y$  a cui, per quanto detto, è associato uno spostamento trasversale residuo.
  - **tratto F-F'** o *zona di snervamento*: il carico si mantiene costante, pari allo sforzo plastico (nell'ipotesi di assenza di incrudimento), mentre,

per effetto dello snervamento del materiale, si ha un progressivo allungamento dell'asta;

- **tratto F'-G** o di accorciamento elastico in trazione: a partire dal punto F' l'asta viene scaricata gradualmente fino a raggiungere il punto G caratterizzato da un carico assiale nullo e deformazione assiale residua diversa da zero.

I cicli successivi al primo possono essere schematizzati in maniera analoga a quanto finora descritto a meno di considerare una traslazione del sistema di riferimento poiché il punto iniziale dell' $i$ -esimo ciclo corrisponde a quello finale del ciclo  $i-1$ . Così, per esempio, il secondo ciclo partirà dal punto G anziché da O. Tuttavia, per cicli successivi al primo, è necessario portare in conto la riduzione della soglia di resistenza in compressione, dovuta alle deformazioni residue accumulate (paragrafo 1.4).

### 1.6.3 – Modello di Georgescu

Il modello di Georgescu (1992) fornisce una formulazione analitica della schematizzazione del comportamento isteretico delle diagonali. A tale proposito è necessario innanzitutto indagare l'effetto delle deformazioni iniziali sul comportamento dell'asta caricata assialmente.

Si considera un'asta con imperfezione geometrica iniziale  $f_0$ , equivalente alle imperfezioni compressive geometriche e meccaniche, detta anche "asta industriale" (Fig. 1.19).

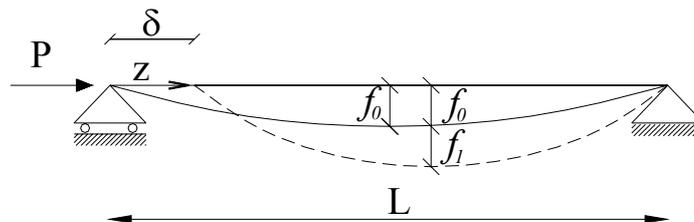


Fig. 1.19: Asta con imperfezione iniziale.

La configurazione deformata iniziale può essere espressa attraverso l'equazione di una senoide:

$$f_0(z) = f_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot z}{L} \quad (1.13)$$

dove  $L$  è la lunghezza dell'asta e  $z$  la generica ascissa computata secondo il sistema di riferimento indicato in Fig. 1.19. Alla generica ascissa  $z$ , per l'equilibrio tra il momento interno e quello esterno, deve risultare:

$$M(z) = P \cdot (f_0(z) + f_1(z)) \quad (1.14)$$

dove  $f_0$  è l'imperfezione iniziale e  $f_1$  è l'incremento di deformazione rispetto a quella iniziale (Fig. 1.19). Tenendo conto della relazione che sussiste tra abbassamento elastico della trave ( $f_1(z)$ ) e momento flettente, la (1.14) fornisce la relazione:

$$\frac{d^2 f_1(z)}{dz^2} + \frac{P}{E \cdot I} \cdot f_1(z) = -\frac{P}{E \cdot I} \cdot f_0(z) \quad (1.15)$$

da cui, posto  $K^2 = P/EI$ , si ottiene l'equazione della linea elastica dell'asta industriale soggetta a carico assiale  $P$ :

$$\frac{d^2 f_1(z)}{dz^2} + K^2 \cdot f_1(z) = -K^2 \cdot f_0(z) \quad (1.16)$$

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale non omogenea (1.16) si perviene all'espressione della variazione della configurazione deformata della trave a partire da una configurazione iniziale già deformata:

$$f_1(z) = \left( \frac{P / P_{Eul}}{1 - P / P_{Eul}} \right) \cdot f_0 \sin \left( \frac{\pi \cdot z}{L} \right) \quad (1.17)$$

dove  $P_{Eul}$  rappresenta il carico critico Euleriano, pari a  $\pi^2 EI/L^2$  per un'asta semplicemente appoggiata (nella (1.17) lo sforzo normale va espresso in valore assoluto).

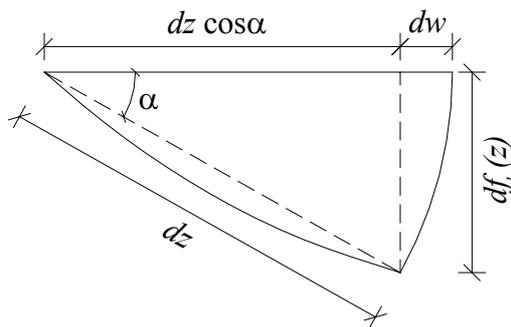


Fig. 1.20: Elemento infinitesimo posto in prossimità dell'appoggio.

Al fine di determinare la deformazione assiale corrispondente all'inflessione laterale si fa riferimento all'elemento infinitesimo di trave posto in prossimità dell'appoggio, riportato in Fig. 1.20.

Per piccoli spostamenti è possibile confondere la deformata curvilinea con un'approssimazione lineare. Di conseguenza l'accorciamento assiale dell'elemento infinitesimo, legato alla deformazione trasversale, può essere espresso come:

$$dw = dz - dz \cos \alpha = dz \cdot (1 - \cos \alpha) \quad (1.18)$$

L'accorciamento complessivo dell'asta si ottiene invece integrando la (1.18) su tutta la lunghezza della trave:

$$w = \int_0^L (1 - \cos \alpha) \cdot dz \quad (1.19)$$

Sviluppando il  $\cos \alpha$  in serie di Taylor con punto iniziale nullo arrestato al secondo termine ( $\cos \alpha = 1 - \alpha^2/2$ ) e sostituendo tale espressione nell'integrale precedente, si ottiene:

$$w = \int_0^L \left(1 - 1 + \frac{\alpha^2}{2}\right) \cdot dz = \frac{1}{2} \int_0^L \alpha^2 \cdot dz \quad (1.20)$$

D'altronde l'angolo  $\alpha$  può essere espresso attraverso la derivata della deformata trasversale:

$$\alpha = \frac{dy}{dz} \Rightarrow \frac{dy}{dz} = \frac{\pi}{L} \cdot f \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{L}\right) \quad (1.21)$$

dove  $f$  rappresenta l'inflessione totale della sezione di mezzzeria. Sostituendo la (1.21) nella (1.20) si ottiene:

$$w = \frac{1}{2} \int_0^L \left[ \frac{\pi}{L} \cdot f \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{L}\right) \right]^2 \cdot dz \quad (1.22)$$

la cui soluzione fornisce l'accorciamento dell'asta corrispondente alla deformazione trasversale con freccia  $f$ :

$$w = \frac{\pi^2}{4} \frac{f^2}{L} \cong 2 \cdot \frac{f^2}{L} \quad (1.23)$$

In definitiva l'accorciamento complessivo dell'asta può essere espresso come somma del contributo elastico, dovuto al carico assiale agente, e del contributo della deformazione flessionale fornito dalla (1.23), cioè:

$$\delta = \delta_i - 2 \cdot \frac{\Delta^2}{L} + \frac{P \cdot L}{E \cdot A} \quad (1.24)$$

in cui  $\delta_i$  rappresenta la deformazione assiale iniziale, mentre  $\Delta$  rappresenta la deformata flessionale complessiva. Si precisa che nella (1.24) il carico assiale  $P$  va assunto in segno, dove per convenzione si definiscono negativi gli sforzi di compressione. In questo modo lo sforzo normale in compressione e la deformazione trasversale forniscono contributi concordi, cioè deformazioni assiali negative che identificano l'accorciamento dell'asta.

Con riferimento all'asta industriale (Fig. 1.19) la deformata trasversale complessiva  $\Delta$  nella (1.24) è fornita dalla somma della deformazione iniziale  $f_0$  (imperfezione dell'asta) e della variazione della deformazione trasversale rispetto alla configurazione iniziale  $f$ , espressa a sua volta attraverso la (1.17):

$$\Delta = \left( \frac{P/P_{Eul}}{1 - P/P_{Eul}} \right) \cdot f_0 + f_0 = \frac{1}{\left( 1 - \frac{P}{P_{Eul}} \right)} f_0 \quad (1.25)$$

dove  $P$ , coerentemente con la convenzione assunta nella (1.17), va assunto in valore assoluto.

Infine, esprimendo la deformazione assiale iniziale  $\delta_i$  in funzione dell'imperfezione iniziale  $f_0$  attraverso la (1.23), la relazione (1.24) può essere riscritta nella forma:

$$\delta = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} - 2 \cdot \frac{(\Delta^2 - f_0^2)}{L} \quad (1.26)$$

dove il significato dei simboli è quello discusso in precedenza.

Nota la relazione tra deformazione trasversale ed accorciamento assiale, è possibile formulare le equazioni che definiscono i diversi tratti nel modello di Georgescu, rappresentato in Fig. 1.21.

Il tratto O-A è governato dalla relazione (1.26), dove la deformazione trasversale  $\Delta$  è espressa dalla (1.25) in funzione dello sforzo normale  $P$ . Noto dunque il valore dello sforzo resistente in compressione  $P_{cr}$ , il tratto risulta compiutamente definito.

Per la caratterizzazione del tratto A-B è invece sufficiente definire la deformazione corrispondente al punto finale B. Tale punto è caratterizzato dalla formazione della cerniera plastica nella sezione di

mezzeria, per cui può essere definito ricorrendo alla condizione di uguaglianza tra momento interno e momento esterno (opportunamente corretto per la presenza dello sforzo normale):

$$P \cdot \Delta = M_{pl,P} = \gamma \cdot M_{pl} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (1.27)$$

in cui  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$  è il momento di completa plasticizzazione in assenza di sforzo normale;  $P_y$  è lo sforzo normale plastico della sezione;  $P$  è lo sforzo normale agente assunto in valore assoluto;  $\gamma$  è un coefficiente correttivo pari a 1.18 per profili a L o a U, e 1.10 per profili IPE o HE inflessi secondo l'asse forte. Assunto  $P = P_{cr}$ , dall'inversione della (1.27) risulta nota la deformazione trasversale  $\Delta_B$ , da cui successivamente attraverso la (1.26) si determina il valore della deformazione assiale  $\delta_B$  che definisce il tratto A-B.

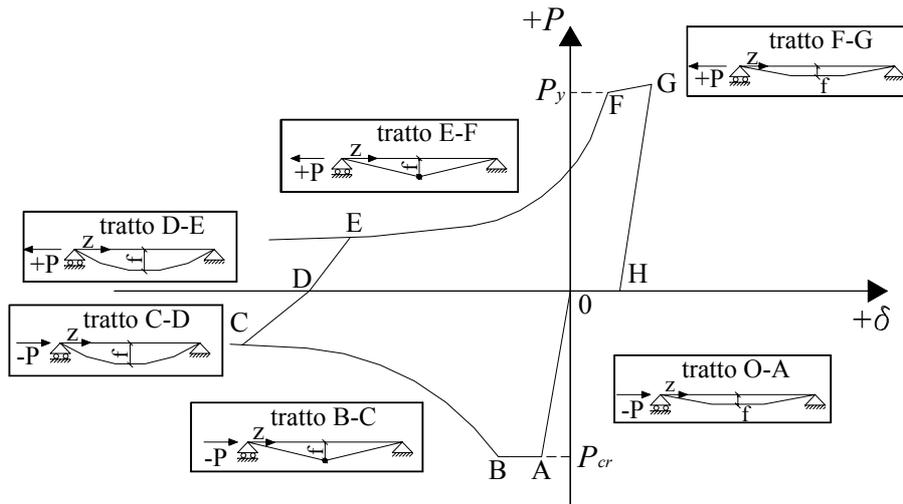


Fig. 1.21: Modello di Georgescu.

L'equazione (1.27) rappresenta inoltre la curva di equilibrio del cinematiso in cui l'asta si è trasformata, ossia insieme alla (1.26) definisce compiutamente il tratto B-C.

Il tratto C-D ha un andamento lineare e risulta analogo al tratto O-A. È dunque possibile impiegare le stesse formulazioni operando una

opportuna traslazione degli assi nel punto D. In particolare, dalla (1.25) posto  $f_{\theta}=\Delta_D$  si ottiene la relazione che esprime l'andamento della deformazione trasversale nel tratto C-D, e quindi l'espressione di  $\Delta_C$  per  $P=P_C$ . Tuttavia, essendo noto il valore di  $\Delta_C$  dalla definizione del tratto precedente, per inversione si ricava la deformazione trasversale incognita nel punto D:

$$\Delta_D = \Delta_C \cdot \left( 1 - \frac{P_C}{P_{Eul}} \right) \quad (1.28)$$

La (1.26) fornisce, invece, per  $P=P_C$ ,  $\Delta=\Delta_C$  e  $f_{\theta}=\Delta_D$  la deformazione assiale relativa al punto C nel nuovo sistema di riferimento ( $\delta_C'$ ) da cui è possibile infine ricavare la deformazione assiale nel punto D attraverso la relazione:

$$\delta_D = \delta_C - \delta_C' \quad (1.29)$$

Il tratto D-E è ancora caratterizzato da un andamento lineare. È ancora possibile quindi adottare le stesse formulazioni del tratto O-A. In particolare, assunto un sistema di riferimento locale con origine in D, la deformazione trasversale è esprimibile attraverso la (1.25) sostituendo all'imperfezione iniziale la deformazione trasversale  $\Delta_D$ :

$$\Delta = \frac{1}{\left( 1 + \frac{P}{P_{Eul}} \right)} \Delta_D \quad (1.30)$$

Nella (1.30) si è operata l'inversione del segno al denominatore rispetto alla (1.25) in modo tale che per valori crescenti del carico assiale in trazione si abbia una riduzione della deformazione trasversale rispetto a quella corrispondente al punto D.

In analogia, la deformazione assiale del tratto D-E, relativa al sistema di riferimento locale, sarà espressa dalla relazione (1.26), cui va sommata la deformazione assiale nell'origine ( $\delta_D$ ):

$$\delta = \delta_D + \frac{P \cdot L}{E \cdot A} - 2 \cdot \frac{(\Delta^2 - \Delta_D^2)}{L} \quad (1.31)$$

Tuttavia, il tratto D-E risulta compiutamente definito solo una volta determinato il carico assiale nel punto finale E. Tale valore viene stimato considerando l'equazione del tratto E-F che, in analogia al tratto B-C, è espressa attraverso la curva di equilibrio del meccanismo (1.27).

Dall'inversione della (1.27) si ricava, in particolare, il carico assiale in corrispondenza del punto E:

$$P_E = \frac{\gamma \cdot M_{Pl}}{\left( \Delta_E + \gamma \cdot \frac{M_{Pl}}{P_y} \right)} \quad (1.32)$$

da cui, sostituendo l'espressione della deformazione trasversale (1.30), si perviene all'espressione finale di  $P_E$ :

$$P_E^2 + B \cdot P_E - P_y \cdot P_{Eul} = 0 \quad (1.33)$$

dove si è posto  $B = (\Delta_D \cdot P_{Eul} \cdot P_y / \gamma M_{pl}) + P_{Eul} - P_y$ .

Nota il valore del carico assiale  $P_E$  risultano compiutamente definiti sia il tratto D-E che quello E-F. Infatti le deformazioni trasversale e assiale nel tratto E-F sono fornite dalle relazioni (1.27) ed (1.26), rispettivamente, e risulta noto il valore finale del carico  $P_F$  pari al carico di snervamento.

Il tratto F-G è definito dal carico finale  $P_G$ , corrispondente al punto di inversione del carico, e dal rapporto di snervamento del materiale.

Il tratto G-H ha ancora un andamento lineare, per cui, come nei casi precedenti, fissando nel punto H il sistema di riferimento locale, l'andamento della deformazione trasversale è descritto dalla (1.25) assunto  $f_0 = \Delta_H$ . In particolare invertendo la relazione per  $P = P_G$  e quindi  $\Delta = \Delta_G$ , si desume il valore incognito della deformazione trasversale  $\Delta_H$ :

$$\Delta_H = \Delta_G \cdot \left( 1 + \frac{P_G}{P_{Eul}} \right) \quad (1.34)$$

L'equazione (1.26) fornisce invece la deformazione assiale nel punto G relativa al sistema di riferimento locale ( $\delta_G'$ ), da cui si ricava infine la deformazione assiale incognita nel punto H:

$$\delta_H = \delta_G - \delta_G' \quad (1.35)$$

Le espressioni riportate del modello di Georgescu consentono di caratterizzare compiutamente il primo ciclo di isteresi di una membratura caricata assialmente. Tuttavia esse possono essere impiegate per la caratterizzazione dei cicli successivi a patto, ovviamente, di sostituire alla deformata flessionale iniziale  $f_0$  quella residua del ciclo precedente, cioè

corrispondente al punto G ( $\Delta_G$ ) in Fig. 1.21, e di stimare il degrado del carico resistente in compressione.

A titolo d'esempio in Fig. 1.22 è rappresentato il primo ciclo del comportamento isteretico di una diagonale con sezione trasversale HEA 220, lunghezza 721 cm e acciaio tipo S235, ottenuto con riferimento al modello di Georgescu.

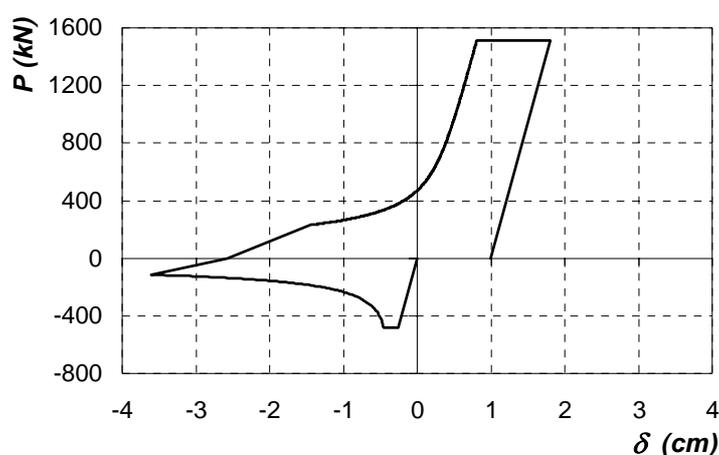


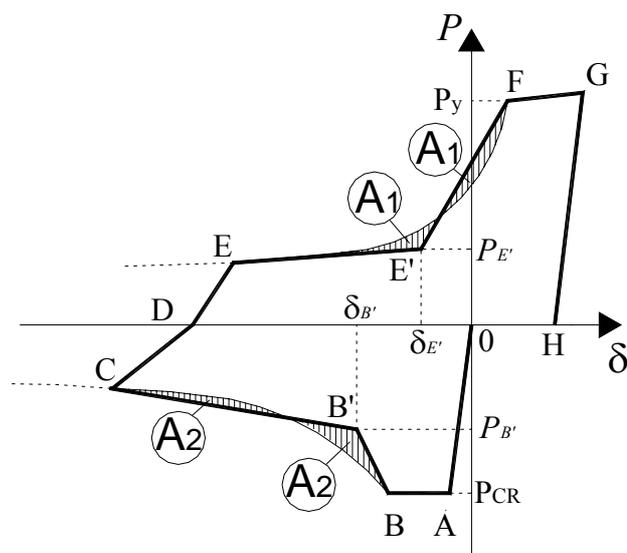
Fig. 1.22: Modello di Georgescu per diagonale HEA 220 ( $L=721$  cm,  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup>).

#### 1.6.4 – Modello di Ikeda-Mahin

Il modello di Georgescu (1992) riesce a fornire una stima sufficientemente accurata del comportamento ciclico delle diagonali. Allo scopo di condurre analisi delle prestazioni sismiche esibite dai controventi, è necessario disporre di strumenti in grado di riprodurre tale modello nei programmi di analisi strutturale disponibili.

Uno dei programmi impiegati per l'analisi dinamica dei controventi è il PC-ANSR, sviluppato da Maison (1992) presso l'Università di Berkeley. Tale programma dispone di una libreria di elementi finiti che consente di riprodurre fedelmente il comportamento sismico delle componenti strutturali. Tuttavia il vantaggio offerto dall'impiego di questo programma rispetto ad altri disponibili, quali per esempio il DRAIN-2DX (Prakash et al., 1993) o il più recente ZEUS-NL (Elnashai et al., 2006), sta nell'introduzione di uno specifico elemento di libreria,

che va sotto il nome di “*non-linear brace element*”, atto alla modellazione del legame ciclico isteretico delle aste caricate assialmente. Questo elemento è basato su un modello lineare a tratti, sviluppato da Ikeda-Mahin (1984), e si caratterizza attraverso la definizione di alcuni punti caratteristici per la modellazione del generico ciclo, e di alcuni parametri caratteristici utili alla definizione dei cicli successivi al primo, quale per esempio il fattore di riduzione dello sforzo normale resistente in compressione. Data l'approssimazione lineare a tratti del ciclo isteretico dell'asta, l'elemento “*non-linear brace element*” del PC-ANSR non può implementare a rigore il modello di Georgescu data la presenza dei due tratti ad andamento iperbolico (curve di equilibrio dei meccanismi, tratti BC ed EF in Fig. 1.21). Per questo motivo, nell'ambito delle applicazioni, si ricorre ad una semplificazione riconducendo il modello di Georgescu ad un legame lineare a tratti attraverso l'introduzione di due punti caratteristici aggiuntivi (punti B' ed E' in Fig. 1.23).



**Fig. 1.23:** Criterio di uguaglianza delle aree per la calibrazione del modello di Ikeda-Mahin (1984) al modello di Georgescu (1992).

La calibrazione del modello di Ikeda-Mahin a quello di Georgescu viene effettuata imponendo il criterio di uguaglianza delle aree (Fig.

1.23), cioè imponendo che, nonostante la semplificazione operata, sia garantita l'uguaglianza dell'energia dissipata nel generico ciclo.

Si ribadisce che l'elemento “*non-linear brace element*”, presente nel PC-ANSR, basato sul modello di Ikeda-Mahin, consente di modellare anche il degrado di resistenza nei cicli successivi al primo attraverso l'introduzione del fattore di riduzione della resistenza in compressione. Per mezzo di questo fattore, infatti, la resistenza a compressione per cicli successivi al primo viene fornita come aliquota della resistenza iniziale. Tenendo conto del fatto che il programma di analisi PC-ANSR considera tale valore costante dal secondo ciclo in poi, nelle applicazioni il fattore di riduzione è stato posto pari al 50% come consigliato in lavori specialistici (Medhekar et al., 1998).

A titolo d'esempio in Fig. 1.24, si riporta il confronto tra il modello di Georgescu e quello di Ikeda-Mahin, ottenuto per calibrazione attraverso il criterio di uguaglianza delle aree, con riferimento ad una diagonale con sezione trasversale HEA 220, lunghezza pari a 721 cm e acciaio S235.

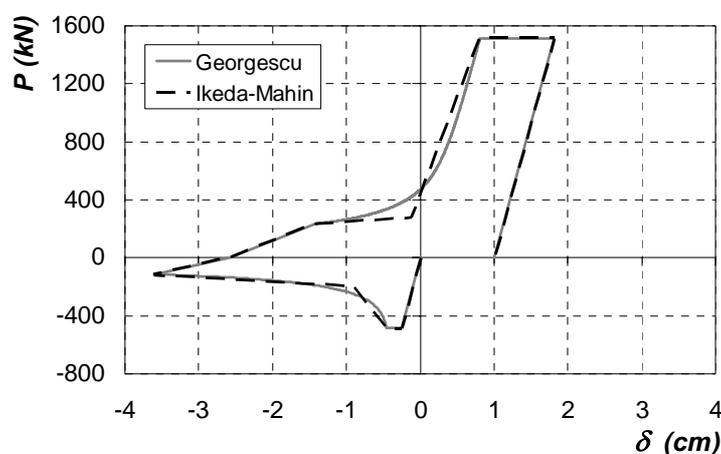


Fig. 1.24: Confronto tra modello di Georgescu e di Ikeda-Mahin per diagonale HEA 220 ( $L=721$  cm,  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup>).

### 1.6.5 – Modello elaborato per la caratterizzazione del comportamento ciclico delle diagonali nell'OpenSEES

Il programma di analisi OpenSEES – Open System for Earthquake Engineering Simulation, sviluppato presso l'Università di Berkeley, è uno strumento di analisi per la simulazione di problemi di ingegneria sismica basato sull'applicazione del metodo degli elementi finiti. La modellazione del comportamento non lineare delle membrature è stata condotta mediante l'impiego degli elementi a plasticità diffusa “*nonlinear Beam Column*” sfruttando una discretizzazione delle sezioni del tipo a fibre.

Un discorso a parte merita la modellazione degli elementi di controvento. A differenza del PC-ANSR, infatti, l'OpenSEES non dispone di uno specifico elemento di libreria in grado di riprodurre con sufficiente accuratezza il comportamento ciclico delle aste caricate assialmente. È stato pertanto necessario sviluppare un apposito modello che consentisse di rappresentare il comportamento non lineare in compressione (per effetto dell'instabilizzazione) e degradante per cicli successivi al primo.

Come descritto al paragrafo 1.6.2 a proposito della modellazione del comportamento ciclico delle aste caricate di punta, il fenomeno dell'instabilizzazione in compressione è accompagnato dalla formazione della cerniera plastica in corrispondenza della sezione di mezzeria (punto B in Fig. 1.18) dovuta al momento del secondo ordine che nasce per effetto dell'incremento della deformazione trasversale conseguente al raggiungimento del carico resistente ( $P_{cr}$ ). In base a questa osservazione, allo scopo di riprodurre il fenomeno dell'instabilità l'idea iniziale è stata quella di modellare le diagonali mediante aste con imperfezione opportunamente assegnata in modo tale che, per effetto del momento del secondo ordine, intervenga la plasticizzazione della sezione di mezzeria in corrispondenza dell'attingimento del carico resistente in compressione (Fig. 1.25a). Questo consente da un lato di controllare la resistenza in compressione dell'asta, e dall'altro di modellare il tratto post-critico non lineare (tratto BC in Fig. 1.18) connesso all'interazione momento flettente - sforzo assiale del legame che governa il comportamento della cerniera plastica. La calibrazione dell'imperfezione iniziale è stata effettuata ricorrendo alla formulazione di Perry-Robertson (Ballio e

Mazzolani, 1987) che esprime la resistenza in compressione in funzione della snellezza adimensionale e del parametro di imperfezione. Con riferimento all'asta industriale con imperfezione iniziale  $f_0$  (Fig. 1.19) soggetta a carico assiale  $P$ , il momento nella generica sezione è fornito dalla somma dei momenti del primo e secondo ordine, cioè (eq. (1.14)):

$$M(z) = P \cdot (f_0(z) + f_1(z)) \quad (1.36)$$

da cui, potendo esprimersi la deformazione complessiva nella sezione di mezzeria attraverso la (1.25), si ottiene l'espressione del momento massimo:

$$M_{\max} = P \cdot \frac{f_0}{1 - \frac{P}{P_{Eul}}} \quad (1.37)$$

dove il termine  $1/(1-P/P_{Eul})$  è anche detto coefficiente di amplificazione della freccia  $f_0$ .

Secondo questo approccio, lo sforzo normale resistente in compressione è raggiunto quando la tensione sulla fibra più esterna della sezione raggiunge il valore della tensione di snervamento, ossia:

$$\frac{P}{A} + \frac{P \cdot f_0}{\left(1 - \frac{P}{P_{Eul}}\right) \cdot W} = f_y \quad (1.38)$$

Indicando con  $\sigma = P/A$  e  $\sigma_{cr} = P_{Eul}/A$ , la (1.38) può essere espressa nella forma:

$$(f_y - \sigma) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma) = \frac{A}{W} \cdot f_0 \cdot \sigma \cdot \sigma_{cr} \quad (1.39)$$

Detto  $\eta$  il coefficiente di imperfezione, espresso dalla relazione:

$$\eta = \frac{A}{W} \cdot f_0 \quad (1.40)$$

e dividendo primo e secondo membro per  $f_y^2$ , si ottiene:

$$\left(1 - \frac{\sigma}{f_y}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{f_y} - \frac{\sigma}{f_y}\right) = \eta \cdot \frac{\sigma \cdot \sigma_{cr}}{f_y^2} \quad (1.41)$$

Inoltre, nota l'espressione del carico critico euleriano dell'asta, il rapporto tra tensione critica e tensione di snervamento vale:

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_y} = \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \quad (1.42)$$

dove  $\bar{\lambda}$  rappresenta il rapporto tra snellezza dell'asta e snellezza limite  $\lambda_y = \pi \cdot (E/f_y)^{1/2}$ . Sostituendo la (1.42) nella (1.41) si ottiene l'equazione di Young:

$$(1 - \bar{P}) \cdot (1 - \bar{\lambda}^2 \cdot \bar{P}) = \eta \cdot \bar{P} \quad (1.43)$$

dove si è indicato con  $\bar{P}$  il rapporto  $\sigma/f_y$  cioè il rapporto tra lo sforzo normale resistente in compressione e quello plastico.

La formula di Perry-Robertson è ottenuta dalla (1.43) attraverso la definizione del coefficiente di imperfezione, determinato in modo tale da riprodurre le curve europee di instabilità ( $\bar{P} - \bar{\lambda}$ , carico resistente in compressione normalizzato – snellezza adimensionale). Tali curve, fornite dalle raccomandazioni CECM-ECCS (1978) e successivamente adottate dalle normative nazionali, tra cui le direttive CNR-UNI 10011 (1973), sono caratterizzate da un plateau  $\sigma/f_y = 1$  nelle zone di bassa snellezza ( $0 \leq \bar{\lambda} \leq 0.2$ , zona delle aste tozze). L'espressione del coefficiente di imperfezione che fornisce la migliore approssimazione delle curve di instabilità è la seguente:

$$\eta = \alpha \cdot \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0.04} \quad (1.44)$$

in cui i valori del parametro  $\alpha$ , determinati in modo tale da minimizzare la somma degli scarti tra valori teorici, cioè determinati attraverso la formulazione analitica, e i valori forniti dalle raccomandazioni CECM nel campo delle snellezze ridotte ( $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 3.6$ ), sono:

- 0.093 per la curva  $a_0$ ;
- 0.158 per la curva  $a$ ;
- 0.281 per la curva  $b$ ;
- 0.384 per la curva  $c$ ;
- 0.587 per la curva  $d$ .

Ricavando dalla (1.43) l'espressione dello sforzo normale adimensionalizzato, si ottiene la relazione seguente:

$$\bar{P} = \frac{(1 + \bar{\lambda}^2 + \eta) \mp \sqrt{(1 + \bar{\lambda}^2 + \eta)^2 - 4 \cdot \bar{\lambda}^2}}{2 \cdot \bar{\lambda}^2} \quad (1.45)$$

da cui, infine, sostituendo l'espressione (1.44) si perviene alla formula di Perry-Robertson:

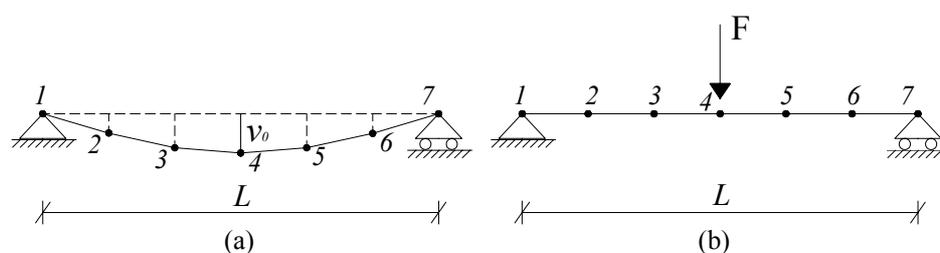
$$\bar{P} = \frac{(1 + \bar{\lambda}^2 + \alpha \cdot \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0.04}) - \sqrt{(1 + \bar{\lambda}^2 + \alpha \cdot \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0.04})^2 - 4 \cdot \bar{\lambda}^2}}{2 \cdot \bar{\lambda}^2} \quad (1.46)$$

Sulla base della formulazione teorica presentata, l'imperfezione iniziale ( $v_0$ ) per la modellazione del comportamento delle diagonali nel programma OpenSEES, è stata determinata combinando le (1.40) e (1.44):

$$v_0 = \eta \cdot \frac{W}{A} = \frac{W}{A} \cdot \alpha \cdot \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0.04} \quad (1.47)$$

dove i valori assunti per il fattore  $\alpha$  sono quelli riportati in precedenza relativamente alle diverse curve di instabilità.

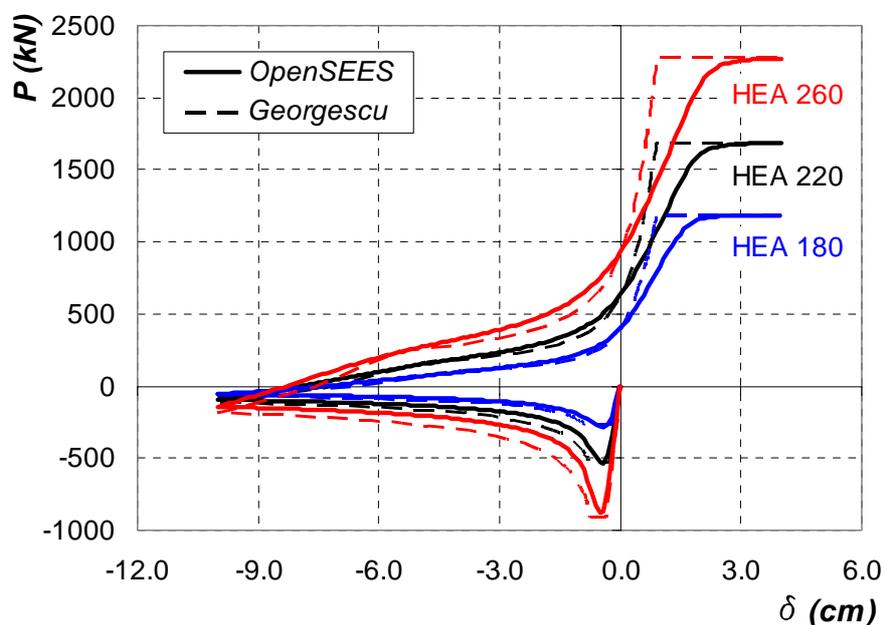
Lo schema proposto per la modellazione nell'OpenSEES dell'asta caricata assialmente è illustrato in Fig. 1.25a; si definiscono, oltre ai nodi di estremità, cinque nodi intermedi le cui coordinate sono determinate allo scopo di definire una configurazione iniziale che riproduca una sinusoide con freccia  $v_0$  determinata secondo l'eq. (1.47). Ovviamente maggiore è il numero di nodi intermedi impiegato migliore è l'approssimazione; a questo proposito la scelta è stata operata al fine di conseguire un buon compromesso tra accuratezza dei risultati e contenimento dei tempi di elaborazione.



**Fig. 1.25:** Modello dell'asta caricata assialmente nell'OpenSEES: a) modello dell'imperfezione iniziale; b) modello della forza fittizia.

I test effettuati su un sufficiente numero di elementi hanno mostrato che il modello proposto fornisce una stima ben approssimata del carico massimo in compressione e dei tratti ad andamento non lineare del legame ciclico. Alcuni confronti tra il modello di Georgescu (paragrafo

1.6.3) e le curve desunte dall'applicazione del modello proposto nell'OpenSEES sono riportate in Fig. 1.26. Le curve sono relative a tre aste con sezione trasversale HEA 180, HEA 220 e HEA 260, rispettivamente, aventi stessa lunghezza  $L=721$  cm e quindi snellezza rispettivamente pari a 160, 130 e 110. Le curve tratteggiate riproducono il modello di Georgescu relativamente al primo ciclo, mentre le curve continue sono quelle desunte dall'applicazione del modello proposto nell'OpenSEES per la stessa storia di spostamenti.



**Fig. 1.26:** Confronto tra modello di Georgescu e modello dell'OpenSEES relativamente al primo ciclo per diagonali HEA 180, HEA 220 e HEA 260 ( $L=721$  cm,  $f_y=275$  N/mm<sup>2</sup>).

Tuttavia, le simulazioni condotte in ambito ciclico hanno mostrato che il modello dell'imperfezione proposto (Fig. 1.25a) risulta efficace per la modellazione del comportamento delle membrature di controvento ai fini della simulazione di analisi di tipo monotono (esempio analisi push-over) o che comportino contenute escursioni plastiche in trazione delle diagonali. In caso contrario accade, infatti, che la diagonale, recuperando

una configurazione rettilinea, perde memoria della imperfezione iniziale e di conseguenza la soglia di resistenza in compressione risulta pari allo sforzo plastico, cioè pari a quella in trazione.

Per superare questo inconveniente si è fatto ricorso all'applicazione di una forza fittizia in mezzeria ortogonale all'asse della diagonale (Fig. 1.25b), modellata questa volta come elemento rettilineo. Il valore della forza fittizia è tale da determinare una freccia iniziale pari proprio all'imperfezione calibrata sulla base della formula di Perry-Robertson (eq. (1.47)). Per cui, dato lo schema di trave semplicemente appoggiata, la forza fittizia  $F$  può essere determinata semplicemente come:

$$F = \frac{48 \cdot E \cdot I}{l^3} \cdot f_0 \quad (1.48)$$

In realtà l'applicazione della forza fittizia determina un'aliquota di momento flettente addizionale nella sezione di mezzeria che tenderebbe ad anticipare la plasticizzazione della sezione fornendo, quindi, una sottostima dello sforzo normale resistente in compressione. Sarebbe pertanto necessario apportare opportune correzioni. Tuttavia, per diagonali snelle, quali quelle comunemente impiegate nei controventi, i valori della forza fittizia sono tanto contenuti che si è ritenuto opportuno trascurare questo effetto. Sono altresì trascurabili i contributi di sforzo normale aggiuntivi trasmessi alle colonne per effetto della presenza delle forze fittizie.

I modelli dell'imperfezione e della forza fittizia riportati in Fig. 1.25a e b sono relativi ad un'asta singola. In Fig. 1.27 è riportata, analogamente, la diagonale inserita nella maglia strutturale del controvento, dove  $i, j, k$  ed  $l$  rappresentano i nodi per la definizione della geometria strutturale. L'asta è quindi modellata definendo:

- due nodi di estremità,  $1$  e  $7$ , aventi le medesime coordinate dei nodi della maglia strutturale  $i$  e  $k$ , rispettivamente, e vincolati, attraverso l'elemento "equalDOF", ad avere gli stessi spostamenti orizzontali e verticali di detti nodi allo scopo di simulare la presenza del vincolo cerniera;
- cinque nodi intermedi,  $2-6$ , che, come descritto precedentemente, costituiscono un buon compromesso tra accuratezza dei risultati e contenimento dei tempi di elaborazione (in particolare con riferimento alle analisi dinamiche non lineari);

- una forza fittizia applicata in mezzzeria, ortogonale all'asse della diagonale, il cui valore è determinato attraverso la (1.48) allo scopo di determinare un'inflexione iniziale pari all'imperfezione calibrata sulla formula di Perry-Robertson (eq. (1.47)).

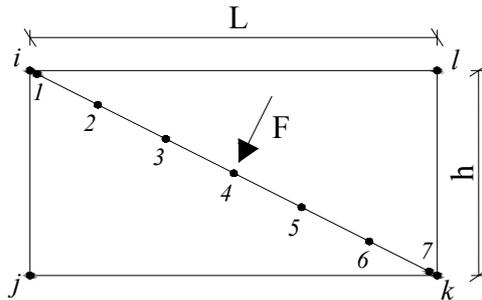


Fig. 1.27: Modello della diagonale inserita nella maglia strutturale del controvento.

Per quanto concerne, infine, l'effetto del degrado della resistenza in compressione per cicli successivi al primo, esso è stato modellato ricorrendo all'impiego del materiale di libreria "Steel02" per le membrature di controvento, attraverso un'opportuna calibrazione dei parametri richiesti in ingresso. Tale materiale è basato sul legame di Giuffrè-Menegotto-Pinto (Giuffrè e Pinto, 1970; Menegotto e Pinto, 1973) (Fig. 1.28) modificato in seguito da Filippou et al. (1983) per includere l'effetto dell'incrudimento isotropico.

In accordo con tale modello, il legame costitutivo del materiale acciaio è espresso dalla relazione:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon^*}{\left(1 + |\varepsilon^*|^{R(\xi)}\right)^{1/R(\xi)}} \quad (1.49)$$

in cui:

- $\varepsilon^*$  e  $\sigma^*$  sono, rispettivamente, deformazione e tensione adimensionalizzate, espresse dalle relazioni:

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_0}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (1.50)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (1.51)$$

dove  $\varepsilon_0$  e  $\sigma_0$  sono le coordinate del punto di intersezione dei due asintoti della fase di carico corrente, mentre  $\varepsilon_r$  e  $\sigma_r$  sono le coordinate del precedente punto di inversione del carico. In Fig. 1.28 sono riportati i primi due percorsi di carico (compressione e successiva trazione); inoltre sono evidenziati i punti di coordinate  $(\varepsilon_0, \sigma_0)$  e  $(\varepsilon_r, \sigma_r)$  relativi alle stesse fasi;

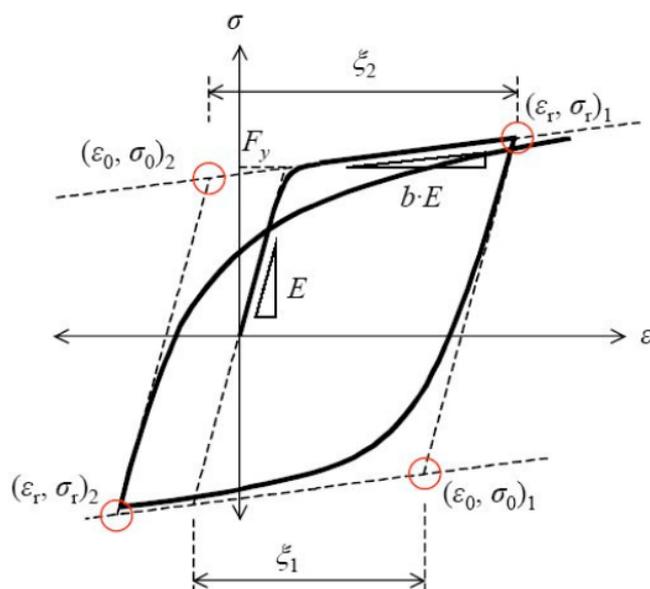


Fig. 1.28: Legame costitutivo di Giuffrè-Menegotto-Pinto.

- $b$  è il rapporto tra il modulo elastico della fase incrudente e quello della fase elastica;
- $R(\xi)$  è una funzione decrescente del parametro  $\xi$  che esprime la deformazione complessiva del ciclo precedente (Fig. 1.28) ed è espresso dalla relazione:

$$R(\xi) = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (1.52)$$

dove  $R_0$ ,  $a_1$  e  $a_2$  sono parametri da calibrare sperimentalmente.

In accordo con il modello illustrato, il programma di analisi OpenSEES richiede la specifica di una serie di parametri in ingresso per la definizione del materiale "Steel02". La sintassi prevista è la seguente:

```
uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0
                    $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3
                    $a4
```

dove:

- \$matTag è il codice numerico che identifica il materiale definito (necessario per l'assegnazione del materiale alle fibre nella modellazione delle sezioni);
- \$Fy è la tensione di snervamento del materiale;
- \$E è il modulo di elasticità tangente iniziale;
- \$b è il rapporto di incrudimento (rapporto tra modulo di elasticità tangente nella fase successiva alla plasticizzazione e quello iniziale);
- \$R0 \$cR1 \$cR2 sono parametri che controllano il passaggio dal ramo elastico a quello plastico. Per questi parametri vengono suggeriti i seguenti valori: 10-20 per \$R0, 0.925 per \$cR1 e 0.15 per \$cR2;
- \$a1 \$a2 \$a3 \$a4 sono i parametri per la definizione dell'incrudimento isotropico. In particolare:
  - \$a1 rappresenta il fattore di incremento della soglia plastica in compressione dopo una deformazione plastica di \$a2 volte la deformazione al limite di snervamento ( $F_y/E$ );
  - \$a3 rappresenta il fattore di incremento della soglia plastica in trazione dopo una deformazione plastica di \$a4 volte la deformazione al limite di snervamento ( $F_y/E$ ).

I parametri richiesti in ingresso per la definizione del materiale Steel02 sono stati calibrati sulla base della simulazioni di prove sperimentali disponibili in letteratura. Alcuni esempi sono riportati al paragrafo seguente.

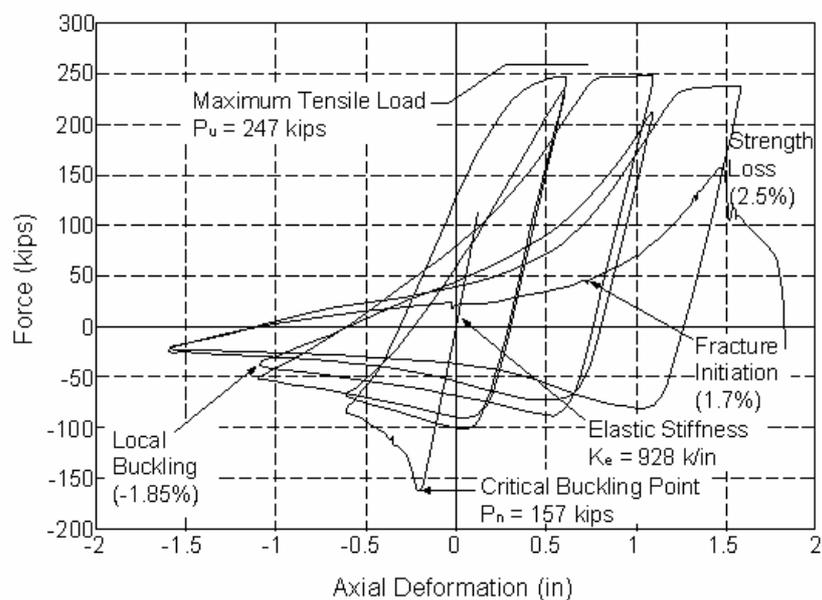
#### 1.6.5.1 – Calibrazione del modello: simulazione prove sperimentali

Il modello proposto per la caratterizzazione del comportamento ciclico delle aste caricate assialmente è stato calibrato e validato attraverso il confronto con prove sperimentali disponibili in letteratura. Si è fatto riferimento ai dati sperimentali reperiti dal sito del NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation) relativi al progetto “*Large Scale Tests and Micromechanics-based simulation of Ultra-Low Cycle Fatigue (ULCF) and Fracture in Steel Structures*” sviluppato

presso l'Università di Berkeley in collaborazione con l'Università di Stanford (<http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/kanvinde/NEESPage/default.htm>).

**Tabella 1.2:** Storia di spostamento.

Load Step	Peak Displacement (in)	Number of Cycles
1	0.04	6
2	0.06	6
3	0.09	6
4	0.12	4
5	0.61	2
6	1.10	2
7	1.59	2
8	2.38	2
9	2.99	2



**Fig. 1.29:** Curva sperimentale Test 1: HSS 4x4x1/4,  $\lambda=79$ .

La prima prova sperimentale simulata è una prova ciclica con storia di carico simmetrica condotta su un'asta con sezione HSS 4x4x1/4 (scatolare di lato 10.16cm e spessore 0.635cm) dotata di snellezza  $\lambda=79$ . In Tabella 1.2 è riportata la storia di spostamento imposta in fase di prova, mentre in Fig. 1.29 è riportata la curva sperimentale carico-deformazione assiale.

Il modello impiegato per la simulazione della prova sperimentale è quello riportato in Fig. 1.25b con  $L=305$ cm. Il valore dell'imperfezione iniziale calibrata sulla formula di Perry-Robertson (eq. (1.47)) (assunto  $\alpha=0.158$  in corrispondenza della curva  $a$ ) è:

$$v_0 = \frac{\alpha \sqrt{\lambda^2 - 0.04}}{A/W} = 0.5493 \text{ cm}$$

da cui si ricava il valore della forza fittizia applicata in corrispondenza della sezione di mezzeria:

$$F = \frac{48EI}{l^3} v_0 = 667.75 \text{ kg}$$

I parametri per la caratterizzazione del materiale Steel02 ottenuti dalla calibrazione, sono riportati di seguito:

```
uniaxialMaterial Steel02 2 4837 2100000 0.0001 20 0.925
                        0.15 0.00001 0.1 0.00001 0.1
```

dove si è assunto quale valore della tensione di snervamento quello effettivo desunto dai risultati della prova sperimentale. I valori impiegati per i parametri  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  e  $a_4$  indicano evidentemente l'assenza dell'effetto dell'incrudimento isotropico. Il legame costitutivo del materiale, e quindi della cerniera plastica della sezione di mezzeria, per la storia di carico impiegata è riportato in Fig. 1.30.

L'asta è stata sottoposta ad un'analisi push-over in controllo di spostamenti, dove la storia degli spostamenti assunta è quella applicata in fase di prova (Tabella 1.2). In Fig. 1.31 è riportato il confronto tra la curva sperimentale e la curva teorica desunta dalla simulazione effettuata mediante OpenSEES, dove  $P_y$  e  $P_c$  rappresentano, rispettivamente, il carico di plasticizzazione e lo sforzo normale resistente in compressione determinato in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 3 (CEN 2005).

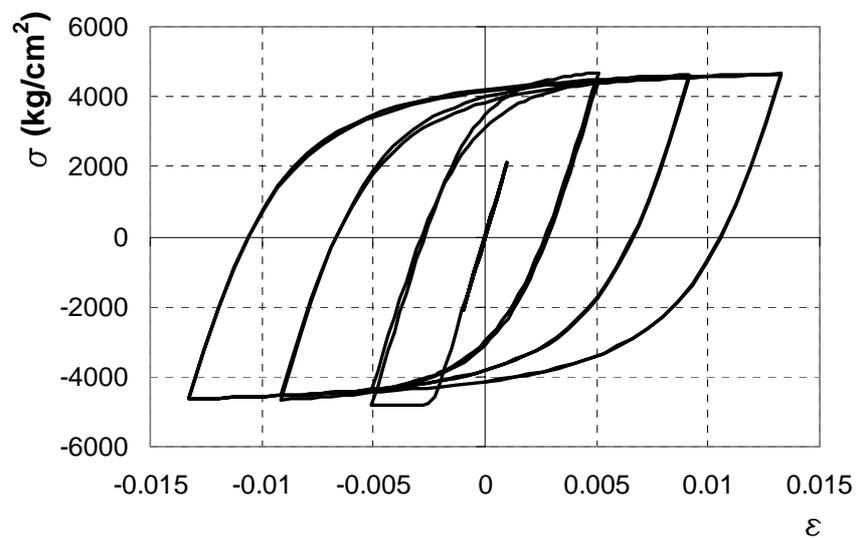


Fig. 1.30: Legame costitutivo Test 1.

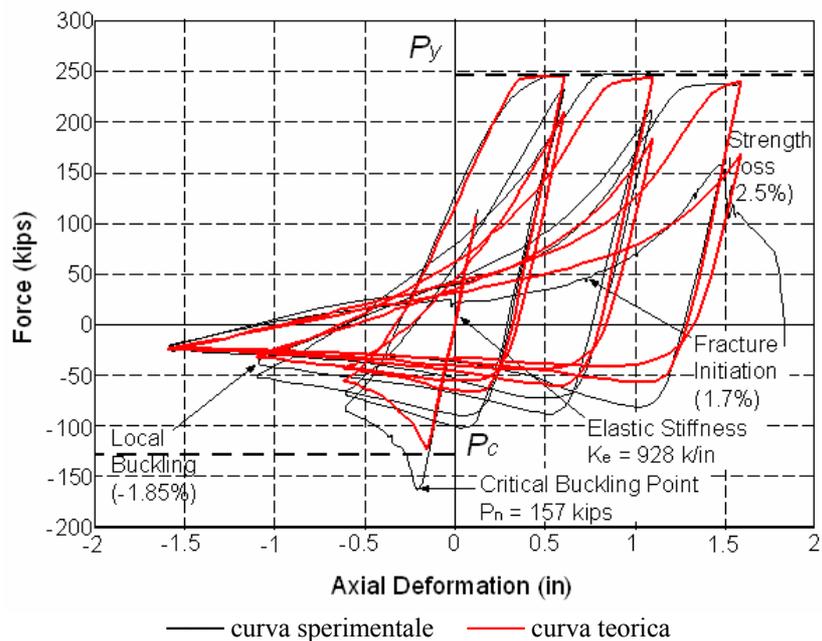


Fig. 1.31: Confronto tra curva sperimentale e curva teorica desunta dalla modellazione mediante OpenSEES (Test 1: HSS 4x4x1/4,  $\lambda=79$ ).

La Fig. 1.31 mostra un buon accordo tra curva sperimentale e il modello teorico. Una differenza sostanziale è relativa alla fase di compressione ed in particolare alla sottostima dello sforzo normale resistente. Tale effetto è tuttavia giustificato dal fatto che il modello teorico è tarato sul valore dello sforzo normale resistente in compressione fornito dalla normativa, del quale infatti fornisce una buona approssimazione. Inoltre è il caso di sottolineare che le diagonali con sezioni scatolari sono sensibili ai fenomeni di instabilità locale. Tale fenomeno, che influenza significativamente il comportamento ciclico delle diagonali interessate, non può essere portato in conto attraverso una modellazione delle sezioni del tipo a fibre, basata sul principio della linearità del diagramma di deformazione (conservazione delle sezioni piane), ma solamente ricorrendo a programmi di analisi più sofisticati basati sulla modellazione delle membrane mediante elementi finiti di tipo shell.

In Fig. 1.32 è riportato invece il confronto tra curva sperimentale e teorica relative ad un'asta con profilo tubolare 3STD (diametro 8.89cm e spessore 0.5486cm) avente stessa lunghezza della precedente e sottoposta alla stessa procedura di carico descritta in Tabella 1.2. L'asta è dotata di una snellezza  $\lambda=103$ .

Il modello geometrico impiegato è ancora quello riportato in Fig. 1.25b. Il valore dell'imperfezione iniziale calibrata sulla formula di Perry-Robertson (assunto  $\alpha = 0.158$  in corrispondenza della curva *a*) è:

$$v_0 = \frac{\alpha \sqrt{\lambda^2 - 0.04}}{A/W} = 0.4497 \text{ cm}$$

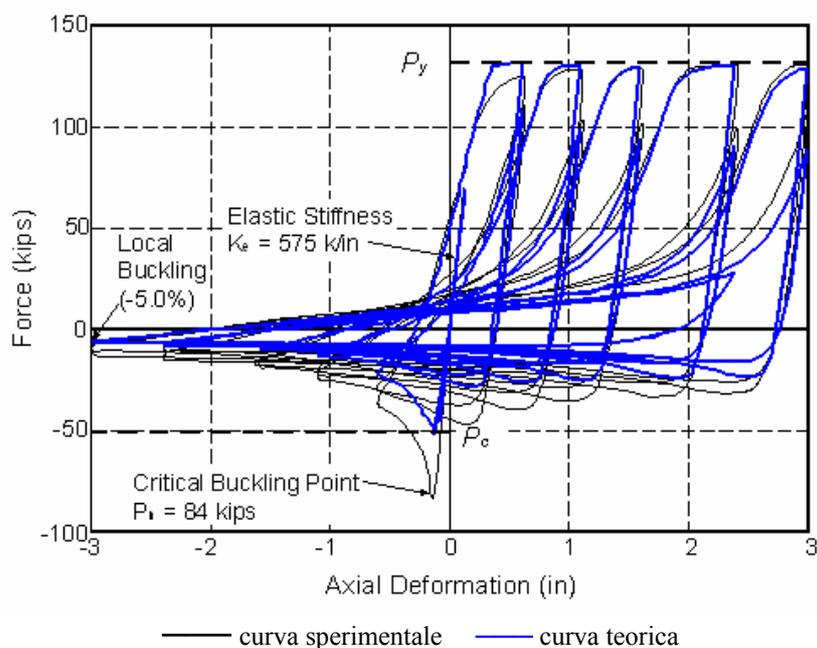
mentre la forza fittizia vale:

$$F = \frac{48EI}{l^3} v_0 = 200.63 \text{ kg}$$

I parametri impiegati per la caratterizzazione del materiale Steel02 sono gli stessi del caso precedente, mentre la tensione di snervamento, desunta dai risultati della prova sperimentale, è pari a  $4160 \text{ kg/cm}^2$ .

La Fig. 1.32 mostra un buon accordo tra i risultati desunti dalla simulazione teorica, condotta mediante OpenSEES, e i dati sperimentali. Ancora una volta si osserva che le differenze più significative sono relative alla fase di compressione: ciò è legato alla differenza tra lo sforzo resistente reale esibito dalla diagonale e quello fornito dalla

normativa sul quale risulta calibrato il modello teorico, e del quale tra l'altro la simulazione fornisce un'approssimazione sufficientemente accurata.



**Fig. 1.32:** Confronto tra curva sperimentale e curva teorica desunta dalla modellazione mediante OpenSEES (Test 7: PIPE 3STD,  $\lambda=103$ ).

Si fa notare, inoltre, che l'approssimazione fornita dal modello teorico per la seconda prova sperimentale è migliore rispetto al caso precedente. Ciò è giustificato dal fatto che, per effetto della maggiore snellezza e del tipo di sezione, la seconda diagonale è meno sensibile ai fenomeni di instabilità locale che non possono essere portati in conto attraverso una modellazione degli elementi del tipo a fibre e che, quindi, inevitabilmente compromettono l'accuratezza dei risultati forniti dalla modellazione teorica.



## CAPITOLO II

### CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI CONTROVENTI CONCENTRICI

#### *2.1 - Considerazioni introduttive*

Negli ultimi decenni l'ingegneria strutturale sta riservando sempre maggiore attenzione alle strutture in acciaio grazie ai numerosi vantaggi che esse sono in grado di offrire in termini di peso contenuto, resistenza e duttilità. La duttilità strutturale in particolare rappresenta una caratteristica importante nella progettazione degli edifici in zona sismica in quanto consente, alla luce delle disposizioni delle vigenti normative (CEN 2004a, DM 14/01/08) basate sulla filosofia del Performance Based Seismic Design (PBSD) (SAEIOC, ATC40, FEMA 273, FEMA 350), di ridurre le azioni sismiche di progetto.

Tra le strutture sismo-resistenti in acciaio, i controventi concentrici sono ampiamente impiegati in edifici di contenuta e media altezza grazie alla semplicità di progettazione, fabbricazione e realizzazione. Inoltre costituiscono una valida soluzione dal punto di vista economico in quanto, grazie allo sfruttamento della resistenza assiale e della rigidità delle diagonali, consentono agevolmente di soddisfare i requisiti di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e di contenere i drift di piano per effetto dell'azione del vento e di eventi sismici frequenti.

Alcuni problemi si presentano invece riguardo alla capacità di tali strutture di sopportare eventi sismici di elevata intensità. Tali problematiche sono legate essenzialmente al comportamento delle diagonali (elementi dissipativi) caratterizzato da un andamento non lineare, per effetto dei fenomeni di instabilità in compressione, oltre che rapidamente degradante per cicli successivi al primo. Non potendo fare affidamento su meccanismi dissipativi stabili, i controventi concentrici

sono caratterizzati da una duttilità contenuta. Inoltre, l'applicazione delle disposizioni prescritte dalle normative vigenti conduce alla progettazione di strutture caratterizzate dall'occorrenza di meccanismi di collasso parziali. Per effetto della limitazione alla snellezza delle diagonali, imposta allo scopo di scongiurare la rottura dei fazzoletti per fatica oligociclica, si ha il sovradimensionamento degli elementi dissipativi soprattutto ai piani superiori. Ne consegue un impegno plastico non uniforme delle diagonali con concentrazione del danneggiamento strutturale in corrispondenza del piano caratterizzato dalla sovrarresistenza minima della diagonale. Inoltre, i criteri previsti per il dimensionamento degli elementi non dissipativi (travi e colonne) non portano in conto la capacità effettiva delle zone dissipative. Ne consegue che le diagonali sono in grado di trasmettere, in condizioni di collasso, sforzi ben maggiori di quelli di progetto, con la possibilità che si verifichi la crisi prematura delle colonne per instabilizzazione fuori piano.

Alla luce delle problematiche esposte le prestazioni sismiche dei controventi possono essere migliorate o ricorrendo ad innovative metodologie di progettazione, con l'obiettivo di superare le problematiche connesse all'occorrenza di meccanismi fragili, oppure utilizzando speciali dispositivi per controllare il comportamento inelastico delle diagonali (Tremblay, 2007).

Tra le strategie innovative presenti in letteratura si può citare l'introduzione di diagonali dotate di tagli alle estremità (*brace fuses*). Questa tecnica consente di ridurre, o al limite annullare, lo squilibrio tra resistenza assiale in trazione e compressione delle diagonali. Infatti, siccome la resistenza plastica è legata all'area della sezione trasversale, ricorrendo ad un'opportuna calibrazione della dimensione dei tagli è possibile ridurre, o al limite annullare, lo squilibrio con la resistenza in compressione, che dipende invece anche dalla snellezza dell'elemento. Questa tecnica consente, per esempio, nel caso dei controventi a V di ridurre lo squilibrio verticale agente sulla trave di piano, o ancora, nel caso in cui la progettazione tenga conto delle diagonali compresse attive (come previsto per esempio dalle normative adottate nel nord America) (Rezai et al., 2000), di ridurre la sovrarresistenza laterale. In quest'ultimo caso, infatti, il progetto delle diagonali è dettato dagli elementi compressi, per cui, attraverso l'uso delle diagonali integre, verrebbe a

determinarsi una significativa sovrarresistenza laterale che andrebbe ad aggravare il dimensionamento degli elementi non dissipativi.

La riduzione della resistenza plastica delle diagonali è stata anche proposta in Longo et al. (2005) con riferimento alla progettazione per sole diagonali tese attive (per esempio prevista dalle normative europee) con il nome di Reduced Section Solution (RSS). Tuttavia rispetto alla soluzione precedente è diverso l'obiettivo di progetto. La calibrazione della dimensione dei tagli è orientata, in questo caso, a minimizzare i fattori di sovrarresistenza delle diagonali, rendendoli al limite uguali e unitari, allo scopo di ottenere una più uniforme partecipazione dei diversi piani alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso scongiurando la concentrazione del danneggiamento e quindi la formazione di meccanismi locali.

Altro sistema innovativo è rappresentato dall'impiego di diagonali ad instabilità impedita o BRB (Buckling Restrained Braces) in sostituzione delle classiche diagonali. Tali elementi sono costituiti da un'unità interna (*inner core*) che rappresenta l'elemento effettivamente resistente alle azioni assiali, e da un'unità esterna (*buckling restraining unit*) che ha la funzione di impedire l'instabilizzazione dell'elemento interno. La tipologia più diffusa, che va sotto il nome di *unbonded BRB* (cioè privo di attrito), è realizzata mediante un piatto o un elemento cruciforme (che fungono da elemento interno) inserito in un tubo riempito di malta o calcestruzzo. Tra l'elemento metallico interno e il materiale di riempimento viene frapposto un materiale che consente lo scorrimento relativo senza attrito (da cui appunto *unbonded*) (Black et al., 2002). Recentemente si stanno sviluppando anche dispositivi del tipo *only-steel*, cioè in cui anche l'elemento esterno è realizzato in acciaio (in composizione saldata o bullonato) (D'Aniello et al., 2008), che rappresentano sicuramente una maggiore attrattiva per l'industria dell'acciaio. I BRB, sviluppati inizialmente in Giappone come smorzatori isteretici per strutture a telaio (Watanabe et al., 1988; Iwata et al., 2000), sono stati impiegati in sostituzione delle diagonali tradizionali nei controventi a partire dalla fine degli anni '90 nel nord America (Tremblay et al., 1999). Il vantaggio offerto da questi dispositivi consiste nel disporre di un elemento a comportamento ideale caratterizzato dalla stessa resistenza in trazione e compressione e da cicli isteretici ampi e stabili.

In questo lavoro non saranno prese in considerazione le strategie volte a migliorare la duttilità locale né quelle volte al controllo della sovrarresistenza. Si analizzeranno, invece, gli aspetti legati all'efficacia dei criteri di dimensionamento in relazione al conseguimento di un'adeguata duttilità globale della struttura. In dettaglio, nel presente capitolo, sarà presentato un confronto tra le prestazioni esibite da due controventi dimensionati in accordo con le disposizioni normative europee vigenti (CEN2004a) e con l'innovativa metodologia di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003). L'analisi delle prestazioni sarà condotta in termini deterministici, cioè trascurando le aleatorietà connesse alla natura dell'input sismico, alle proprietà meccaniche dei materiali, nonché alla capacità strutturale. Tali aspetti possono essere portati in conto attraverso più rigorose procedure di analisi su base probabilistica che saranno trattate nei capitoli successivi.

## ***2.2 – Progettazione secondo le normative vigenti: Eurocodice 8 e Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)***

### ***2.2.1 – Premessa***

La progettazione di strutture in zona sismica è condotta operando un opportuno compromesso tra resistenza e duttilità della struttura. La duttilità rappresenta la capacità di esibire deformazioni inelastiche e viene portata in conto, nelle attuali normative, attraverso la definizione dei coefficienti di struttura che consentono di operare una riduzione dell'azione sismica di riferimento in funzione delle capacità dissipative della struttura in oggetto.

Le deformazioni plastiche sono concentrate in particolari componenti, detti *zone dissipative*, che devono fornire un livello di duttilità locale compatibile con quello previsto in fase di progetto, mentre le rimanenti parti della struttura, dette *zone non dissipative*, devono presentare un comportamento essenzialmente elastico, e pertanto vanno progettate con un sufficiente grado di sovrarresistenza. A tale proposito, il criterio comunemente riconosciuto alla base della progettazione sismica, va sotto il nome di *capacity design* e si basa sui seguenti criteri fondamentali:

- le zone dissipative vanno progettate in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'analisi della struttura sotto le azioni sismiche di progetto;
- le zone non dissipative vanno progettate in funzione delle massime azioni che le zone dissipative, al limite della loro resistenza, plasticizzate ed incrudite, sono in grado di trasmettere.

L'applicazione rigorosa del capacity design consentirebbe, in via teorica, di proteggere dalla crisi gli elementi non dissipativi fino alla completa plasticizzazione degli elementi dissipativi, ossia fino all'attivazione del meccanismo di collasso globale. Nella realtà le attuali normative che disciplinano il progetto delle strutture in zona sismica (CEN 2004a, D.M. 14/01/2008) applicano parzialmente la teoria del capacity design attraverso il criterio di gerarchia; questo se da un alto consente di scongiurare la formazione di meccanismi di piano, non permette di conseguire lo sviluppo di meccanismi di collasso di tipo globale, che sfruttino cioè appieno la capacità di tutte le zone dissipative. Tale obiettivo può essere raggiunto invece attraverso l'impiego di procedure di progettazione più sofisticate. Criteri finalizzati alla progettazione di strutture che esibiscano al collasso meccanismi globali sono stati proposti ed applicati con successo a strutture intelaiate (Mazzolani e Piluso, 1997a), a controventi eccentrici (Mastrandrea et al., 2003), a controventi del tipo a knee (Conti et al., 2006) e a sistemi ibridi telaio-controventi concentrici (Giugliano et al., 2009). Nel seguito si illustrerà la procedura di progettazione a collasso globale proposta da Longo et al. (2003) per controventi concentrici. Tale metodologia è basata su una rigorosa applicazione dei principi del capacity design, per cui prevede la progettazione delle diagonali in funzione delle sollecitazioni di progetto derivanti dall'analisi della struttura sotto azioni sismiche, e la progettazione di travi e colonne in funzione degli sforzi trasmessi al collasso dalle diagonali. Ciò consente, nello specifico, di scongiurare la crisi prematura delle colonne per instabilità fuori piano che occorre invece per le strutture progettate in accordo con le vigenti normative.

### 2.2.2 – Requisiti di prestazione e definizione delle azioni sismiche

In accordo con la filosofia del Performance Based Seismic Design (PBSD) la progettazione strutturale deve essere condotta assicurando che la struttura sia in grado di esibire, con una certa probabilità, determinati livelli prestazionali definiti come combinazione di prestazioni strutturali e non strutturali, quando sottoposta ad eventi sismici caratterizzati da una certa intensità espressa in termini di probabilità di superamento in un periodo di riferimento (o in modo equivalente di periodo di ritorno). Le normative attualmente in vigore per la progettazione e verifica degli edifici in zona sismica, tra cui l'Eurocodice 8 (CEN 2004a) e le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), si ispirano al PBSD prevedendo una progettazione basata su diversi stati limite che vanno ad identificare gli obiettivi prestazionali.

Secondo quanto previsto dall'Eurocodice 8 (CEN 2004a) le strutture in zona sismica devono essere progettate e costruite in modo da soddisfare, ciascuna con un adeguato livello di affidabilità, i seguenti requisiti:

- *requisito di non collasso* (stato limite ultimo – SLU): la struttura deve essere in grado di resistere alle azioni di progetto senza manifestare fenomeni di collasso locale o globale in modo da mantenere, dopo l'evento sismico, la sua integrità strutturale ed una residua capacità portante. L'azione sismica di progetto è riferita ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ( $T_r = 475$  anni);
- *requisito di limitazione del danno* (stato limite di danno – SLD): la struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica che abbia una probabilità di verificarsi più alta dell'azione sismica di progetto, senza che si verifichino danneggiamenti rilevanti con conseguente limitazione nell'utilizzo, i cui costi sarebbero sproporzionatamente alti se rapportati con il costo della struttura in sé. L'azione sismica di riferimento è caratterizzata da una probabilità di superamento del 10% in 10 anni ( $T_r = 95$  anni).

Il livello di affidabilità richiesto per le diverse strutture riguardo al soddisfacimento dei requisiti espressi dagli stati limite fissati è ovviamente funzione delle conseguenze di un loro eventuale superamento e si estrinseca nella classificazione delle strutture in categorie di importanza. Ad ogni categoria di importanza corrisponde un

coefficiente di importanza  $\gamma_I$  (Tabella 2.1) che aumenta o riduce l'azione sismica di progetto in funzione della rilevanza dell'opera, il che equivale a considerare un sisma con maggiore o minore periodo di ritorno rispetto a quello di riferimento.

**Tabella 2.1:** Classi di importanza e coefficienti di importanza.

Classi di importanza	Descrizione	$\gamma_I$
I	Edifici di minore importanza per la sicurezza pubblica (es. costruzioni agricole)	0.8
II	Edifici ordinari	1.0
III	Edifici di importanza rilevante rispetto alle conseguenze di un eventuale collasso (es. scuole, sale convegni)	1.2
IV	Edifici di rilevanza strategica la cui integrità in occorrenza di eventi sismici è essenziale per la protezione civile (es. ospedali, stazioni dei pompieri)	1.4

Lo spettro di risposta elastico per l'azione sismica orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (2.1a)$$

$$T_B \leq T < T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (2.1b)$$

$$T_C \leq T < T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.1c)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (2.1d)$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione di picco al suolo in un terreno di tipo A, funzione della sismicità del sito; S è il fattore di suolo dipendente dal tipo di terreno;  $\eta$  è il fattore correttivo dello smorzamento con un valore di riferimento pari a 1 per uno smorzamento viscoso del 5%;  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  sono i valori del periodo di oscillazione che definiscono, rispettivamente, l'inizio del tratto dello spettro a pseudo-accelerazione spettrale costante, pseudo-velocità spettrale costante e pseudo-spostamento spettrale costante, e sono funzione del tipo di terreno. I valori dei parametri

descritti sono riportati in Tabella 2.2 per lo spettro Tipo 1, raccomandato quando gli eventi che definiscono la pericolosità sismica del sito hanno una magnitudo non maggiore di 5.5, e in Tabella 2.3 per lo spettro Tipo 2.

**Tabella 2.2:** Parametri dello spettro Tipo 1.

Tipo di terreno	S	T <sub>B</sub> (sec)	T <sub>C</sub> (sec)	T <sub>D</sub> (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

**Tabella 2.3:** Parametri dello spettro Tipo 2.

Tipo di terreno	S	T <sub>B</sub> (sec)	T <sub>C</sub> (sec)	T <sub>D</sub> (sec)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

A differenza dell'Eurocodice 8, le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) definiscono quattro stati limite di riferimento, due di esercizio e due ultimi, come di seguito riportato:

- *Stato Limite di Operatività* (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali, apparecchiature rilevanti alla sua funzione) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno* (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali, apparecchiature rilevanti alla sua funzione) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile;
- *Stato Limite di salvaguardia della Vita* (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed

impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per strutture ordinarie (classe d'uso II) non isolate alla base le verifiche di sicurezza si riconducono al soddisfacimento dei soli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV), in analogia con le disposizioni dell'Eurocodice 8.

Gli eventi sismici di riferimento per i diversi stati limite sono definiti dalla probabilità  $P_{VR}$  di superamento in un periodo di riferimento  $V_R$ . I valori delle probabilità di superamento sono riportate in Tabella 2.4, mentre il periodo di riferimento  $V_R$  è definito dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.2)$$

in cui  $V_N$  è la vita nominale della struttura, ossia il numero di anni durante il quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo per il quale è progettata (Tabella 2.5); mentre  $C_U$  è il coefficiente d'uso e dipende dalla destinazione della struttura. In particolare si definiscono le seguenti quattro classi d'uso:

- *Classe I*: costruzioni con presenza solo occasionale di persone;
- *Classe II*: costruzioni il cui uso preveda normale affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;
- *Classe III*: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;
- *Classe IV*: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

Ad ogni classe d'uso corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  secondo quanto riportato in Tabella 2.6.

**Tabella 2.4:** Probabilità di superamento  $P_{VR}$ .

Stato limite		$P_{VR}$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

**Tabella 2.5:** Vita nominale  $V_N$ 

Tipo di costruzione	Vita nominale $V_N$ (anni)
Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**Tabella 2.6:** Coefficienti d'uso  $C_U$ 

Classe d'uso	Coefficiente d'uso $C_U$
Classe I	0.7
Classe II	1.0
Classe III	1.5
Classe IV	2.0

Dunque, a differenza del coefficiente di importanza, previsto dalle disposizioni dell'Eurocodice 8, che porta in conto implicitamente l'incremento o la riduzione del periodo di ritorno dell'evento sismico di riferimento in funzione della rilevanza dell'opera, le NTC prevedono la definizione esplicita di tale grandezza attraverso la definizione del periodo di riferimento  $V_R$ . Inoltre le grandezze che caratterizzano lo spettro di riferimento sono anch'esse fornite in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti relazioni:

$$0 \leq T < T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (2.3a)$$

$$T_B \leq T < T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (2.3b)$$

$$T_C \leq T < T_D : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.3c)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (2.3d)$$

in cui  $a_g$  è l'accelerazione di picco al suolo fornita in funzione di latitudine e longitudine del sito in esame;  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche;  $\eta$  è il fattore correttivo dello smorzamento pari a  $[10/(5+\zeta)]^{1/2} \geq 0.55$  con  $\zeta$  fattore di smorzamento espresso in percentuale;  $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su suolo rigido orizzontale, anch'esso fornito in funzione del sito insieme alla  $a_g$ ;  $T_C$  è il periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a pseudo-velocità spettrale costante fornito dalla relazione  $T_C = C_C \cdot T_C^*$ , dove  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo e  $T_C^*$  è fornito in funzione del sito insieme ad  $a_g$  e  $F_0$ ;  $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a pseudo-accelerazione spettrale costante valutato come  $T_B = T_C/3$ ;  $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a pseudo-spostamento spettrale costante espresso dalla relazione  $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$ .

### 2.2.3 – Criterio di progettazione per controventi concentrici

L'Eurocodice 8 (CEN 2004a) prescrive che la progettazione di strutture dissipative deve essere condotta assicurando che le plasticizzazioni, o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico, non compromettano la stabilità globale della struttura.

In particolare, nelle strutture di controvento la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è affidata al comportamento inelastico delle diagonali, che ne costituiscono gli elementi dissipativi. Per cui la progettazione deve assicurare che la plasticizzazione delle diagonali in trazione preceda il collasso delle connessioni e lo snervamento o

l'instabilizzazione delle travi o delle colonne, in accordo con i principi del capacity design.

La progettazione delle diagonali viene condotta soddisfacendo il seguente requisito:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} \quad (2.4)$$

dove  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica dell'elemento mentre  $N_{Ed}$  è la sollecitazione di progetto derivante dall'analisi della struttura sotto le azioni sismiche determinata adottando uno schema di calcolo a sole diagonali tese attive. In ragione della contenuta capacità delle diagonali compresse, più o meno sensibili ai fenomeni di instabilità per effetto della loro snellezza, la normativa impone infatti di trascurarne il contributo alla resistenza laterale in fase di progettazione. Ne consegue che, per evitare una eccessiva sovraresistenza laterale derivante dall'impiego di diagonali particolarmente tozze, che si tradurrebbe anche in incremento delle sollecitazioni trasmesse agli elementi non dissipativi, viene imposto un valore minimo alla snellezza adimensionale delle diagonali  $\lambda/\lambda_{lim}=1.3$ , dove  $\lambda_{lim}=\pi \cdot (E/f_y)^{1/2}$ . Tale limitazione è tuttavia prescritta per sole configurazioni ad X, mentre non viene applicata per esempio per configurazioni a diagonale singola contrapposta, dove evidentemente gli sforzi trasmessi dalle diagonali compresse, seppur consistenti, non aggravano le sollecitazioni negli elementi non dissipativi non interferendo con le diagonali tese. Viene inoltre prevista una limitazione superiore alla snellezza adimensionale delle diagonali valida per qualsiasi configurazione del controvento:

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_{lim} \leq 2.0 \quad (2.5)$$

Tale limitazione ha come obiettivo quello di ritardare l'instabilizzazione delle diagonali nei cicli in compressione contenendone l'entità delle deformazioni fuori piano allo scopo di scongiurare la rottura dei fazzoletti di collegamento per fatica oligociclica.

La norma, inoltre, allo scopo di garantire che la struttura presenti caratteristiche di deformabilità simili in corrispondenza di ogni piano e nelle opposte direzioni sotto condizioni di carico alternato, prescrive che:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (2.6)$$

dove  $A^+$  e  $A^-$  sono le proiezioni orizzontali delle aree delle sezioni trasversali delle diagonali tese quando le azioni sismiche assumono, rispettivamente, segno positivo o negativo (Fig. 2.1).

Infine, detto  $\Omega_i = N_{pl.Rd,i} / N_{Sd,i}$  il fattore di sovrarresistenza della  $i$ -esima diagonale, espresso dal rapporto tra sforzo plastico e di progetto, per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali ai diversi livelli l'Eurocodice prescrive di controllare che il valore massimo assunto dai fattori di sovrarresistenza non differisca da quello minimo per più del 25%. Tuttavia questa disposizione risulta praticamente difficile da soddisfare ed antieconomica; la limitazione superiore alla snellezza delle diagonali (2.5), infatti, determina il sovradimensionamento delle diagonali ai piani superiori, fornendo per esse elevati valori del fattore di sovrarresistenza. Applicare la disposizione precedente significherebbe dunque sovradimensionare notevolmente anche le diagonali agli altri piani col conseguente incremento delle sezioni di travi e colonne, dato l'incremento degli sforzi trasmissibili dagli elementi dissipativi ( $\Omega_{min}$  nelle (2.8) e (2.9)).

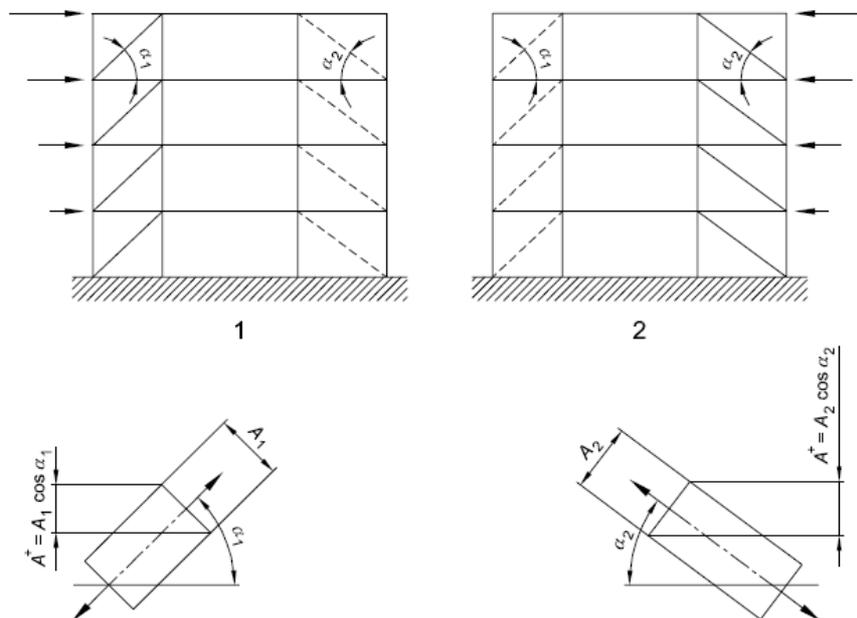


Fig. 2.1:- Applicazione della (2.6): 1-direzione +, 2-direzione -

Riguardo ai collegamenti non dissipativi delle zone dissipative, la normativa prescrive che il dimensionamento debba avvenire in modo tale da limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche. Per cui i collegamenti delle diagonali al resto della struttura vanno dimensionati a completo ripristino di resistenza secondo la relazione:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_y \quad (2.7)$$

dove  $N_y$  è la resistenza plastica della membratura collegata e  $\gamma_{ov}$  è il fattore di sovraresistenza del materiale.

La progettazione di travi e colonne va invece condotta soddisfacendo le seguenti disuguaglianze:

$$N_{b.Rd}(M_{Ed}) \geq N_{b.Sd} = N_{b.Sd.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{b.Sd.E} \quad (2.8)$$

$$N_{c.Rd} \geq N_{c.Sd} = N_{c.Sd.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{c.Sd.E} \quad (2.9)$$

dove  $N_{b.Sd.E}$  e  $N_{c.Sd.E}$  sono, rispettivamente, le sollecitazioni di progetto in travi e colonne derivanti dall'analisi della struttura sotto le azioni sismiche di progetto;  $N_{b.Sd.G}$  e  $N_{c.Sd.G}$  sono le sollecitazioni di progetto derivanti dall'analisi sotto i carichi non sismici della combinazione di carico sismica;  $N_{b.Rd}(M_{Ed})$  è la resistenza di progetto all'instabilità della trave tenuto conto della presenza del momento flettente di progetto;  $N_{c.Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità della colonna;  $\gamma_{ov}$  è il fattore di sovraresistenza;  $\Omega$  è il minimo fattore di sovraresistenza:

$$\Omega = \min_i \Omega_i = \min_i (N_{pl.Rd.i} / N_{Sd.i}) \quad (2.10)$$

Alla luce di quanto riportato, risulta che le relazioni (2.8) e (2.9) impongono che travi e colonne siano in grado di soddisfare le verifiche di resistenza fino al raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione per la prima diagonale, ossia quella caratterizzata dal minimo fattore di sovraresistenza. Risulta evidente, dunque, che il meccanismo di collasso verso il quale tendono strutture dimensionate in accordo con l'Eurocodice 8 è un meccanismo di tipo locale. Tale considerazione è confermata dai risultati delle analisi dinamiche non lineari che saranno presentati nel seguito.

Il criterio di progettazione previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) riprende perfettamente quello fornito dall'Eurocodice 8.

### 2.3 – Criterio di progettazione a collasso controllato

La metodologia di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003) è volta al dimensionamento di controventi che al collasso esibiscano un meccanismo di tipo globale, dove nel caso di controventi concentrici il meccanismo di collasso globale è caratterizzato dalla plasticizzazione di tutte le diagonali tese e dall'instabilizzazione di quelle compresse. Tale metodologia è basata sulla rigorosa applicazione dei principi del capacity design, pertanto:

- le diagonali vanno progettate in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'analisi della struttura sotto le azioni sismiche di progetto, in maniera analoga a quanto avviene nella progettazione secondo le disposizioni normative (eq. (2.4));
- travi e colonne vanno dimensionate rispetto alle azioni trasmesse al collasso dalle zone dissipative, dove l'innovazione più rilevante consiste nel considerare, oltre al contributo delle diagonali tese plasticizzate, anche quello delle diagonali compresse instabilizzate.

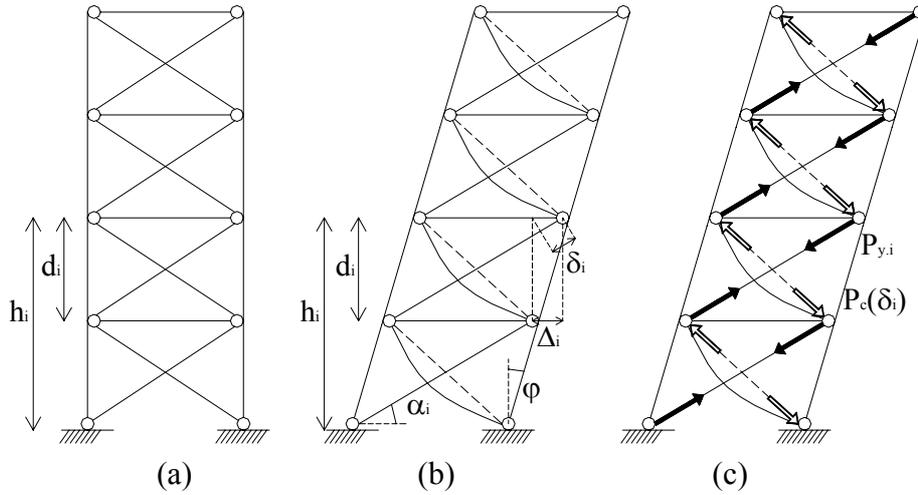
Lo schema di riferimento per la formulazione della metodologia di progetto a collasso controllato è costituito da un controvento del tipo a croce di S. Andrea ad  $n$  piani con colonne passanti (Fig. 2.2a). In Fig. 2.2b è rappresentata la configurazione deformata del controvento caratterizzata da una certa rotazione delle cerniere di base  $\varphi$ .

Coerentemente con quanto riportato nella stessa figura, si assume la seguente simbologia:

- $n$  numero di piani;
- $i$  indice di piano;
- $\mathbf{h}^T = \{h_1, h_2, \dots, h_n\}$  vettore delle quote di piano;
- $\mathbf{d}^T = \{d_1, d_2, \dots, d_n\}$  vettore delle altezze di interpiano, con  $d_i = h_i - h_{i-1}$ ;
- $\mathbf{\Delta}^T = \{\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n\}$  vettore degli spostamenti interpiano esprimibile come  $\mathbf{\Delta}^T = \varphi \cdot \mathbf{d} = \{\varphi \cdot d_1, \varphi \cdot d_2, \dots, \varphi \cdot d_n\}$ ;
- $\mathbf{\alpha}^T = \{\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n\}$  vettore delle inclinazioni delle diagonali rispetto all'orizzontale;
- $\mathbf{\delta}^T = \{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n\}$  vettore degli allungamenti (o accorciamenti) delle diagonali, esprimibile nella forma  $\mathbf{\delta} = [\mathbf{I}] \cos \alpha \cdot \mathbf{\Delta}$ ;
- $\mathbf{\delta}_p^T = \{\delta_{p1}, \delta_{p2}, \dots, \delta_{pn}\}$  vettore degli allungamenti al limite elastico delle diagonali dove l' $i$ -esimo elemento è esprimibile come:

$$\delta_{pi} = \frac{F_{yi} L_i}{EA_i} = \frac{f_y L_i}{E} \quad (2.11)$$

con  $f_y$  tensione di snervamento del materiale;  $F_{yi}$  sforzo normale plastico della diagonale;  $L_i$  e  $A_i$ , rispettivamente, lunghezza e area della sezione trasversale della diagonale dell' $i$ -esimo piano.



**Fig. 2.2:** a) Configurazione indeformata; b) configurazione deformata; c) sforzi trasmessi al collasso dagli elementi dissipativi.

Detto, dunque,  $\delta_i$  l'allungamento dell' $i$ -esima diagonale:

$$\delta_i = \Delta_i \cdot \cos \alpha_i = \varphi \cdot d_i \cdot \cos \alpha_i \quad (2.12)$$

uguagliando la (2.12) alla deformazione plastica della diagonale (2.11), si valuta la rotazione alla base che determina la plasticizzazione della diagonale  $i$ -esima:

$$\varphi_i = \frac{\delta_{p,i}}{d_i \cdot \cos \alpha_i} \quad (2.13)$$

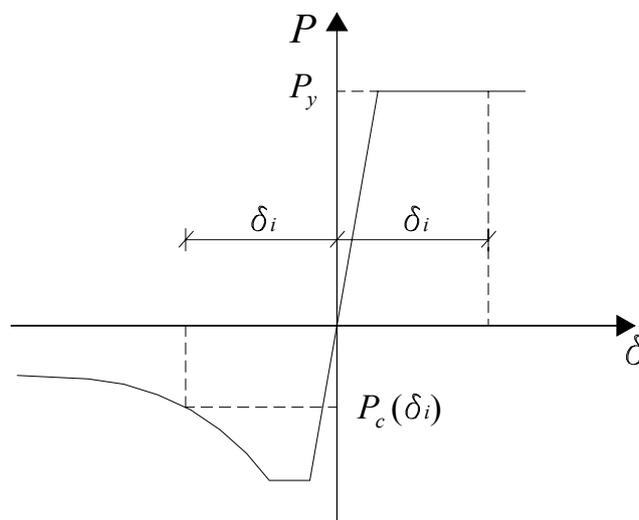
Al fine di garantire lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale, cioè caratterizzato dalla plasticizzazione di tutte le diagonali, la rotazione alla base dovrà risultare pari al massimo tra quelle ottenute per le singole diagonali:

$$\varphi_m = \max_{i=1}^n \varphi_i \quad (2.14)$$

da cui può ricavarsi il vettore degli allungamenti o accorciamenti di piano delle diagonali tese e compresse, rispettivamente, nella configurazione di collasso globale:

$$\delta = [\mathbf{I}] \cos \alpha \cdot \Lambda = \varphi_m [\mathbf{I}] \cos \alpha \cdot d \quad (2.15)$$

Infine, dai valori degli allungamenti ed accorciamenti assiali, è possibile stimare gli sforzi trasmessi al collasso dalle diagonali. In particolare gli sforzi normali nelle diagonali compresse possono essere valutati ricorrendo al modello di Georgescu (1992) per la schematizzazione del comportamento dell'asta caricata assialmente (Fig. 2.3).



**Fig. 2.3:-** Determinazione degli sforzi trasmessi dalle diagonali nella configurazione di collasso.

Note le sollecitazioni negli elementi dissipativi nella configurazione di collasso, si valutano le sollecitazioni di travi e colonne relative alle condizioni sismiche che, nella logica del capacity design, saranno pari alle sollecitazioni trasmesse dalle diagonali. Per cui, con riferimento allo schema riportato in Fig. 2.2c, si ha per le travi:

$$N_{b.Sd.E.i} = P_{y,i} \cdot \cos \alpha_i - P_c(\delta_{i+1}) \cdot \cos \alpha_{i+1} \quad \text{per } i < n \quad (2.16)$$

$$N_{b.Sd.E.i} = P_{y,i} \cdot \cos \alpha_i \quad \text{per } i = n \quad (2.17)$$

mentre per le colonne:

$$N_{c.Sd.E.i} = \sum_{j=i}^n P_{y,i} \cdot \sin \alpha_j + \sum_{j=i+1}^n P_c(\delta_j) \cdot \sin \alpha_j \quad \text{per } i < n \quad (2.18)$$

$$N_{c.Sd.E.i} = P_{y,i} \cdot \sin \alpha_i \quad \text{per } i = n \quad (2.19)$$

dove gli sforzi normali nelle diagonali sono assunti in valore assoluto.

Le sollecitazioni di progetto di travi e colonne sono infine ottenute sommando agli sforzi normali stimati attraverso le (2.16)-(2.19) quelli derivanti dall'azione dei carichi non sismici della combinazione di carico sismica ( $G_k + \psi Q_k$ ). Il progetto degli elementi non dissipativi deve dunque essere condotto soddisfacendo le seguenti relazioni:

$$N_{b.Rd.i} \geq N_{b.Sd.i} = N_{b.Sd.E.i} + N_{b.Sd.G.i} \quad (2.20)$$

$$N_{c.Rd.i} \geq N_{c.Sd.i} = N_{c.Sd.E.i} + N_{c.Sd.G.i} \quad (2.21)$$

dove  $N_{b.Rd.i}$  ed  $N_{c.Rd.i}$  sono, rispettivamente, gli sforzi resistenti all'instabilità della  $i$ -esima trave e della  $i$ -esima colonna, determinati secondo le disposizioni dell'Eurocodice 3 (CEN 2005).

## 2.4 – Applicazione

Di seguito sarà presentato un confronto preliminare tra le prestazioni esibite da due controventi dimensionati secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a) e secondo la metodologia di progettazione a collasso controllato, rispettivamente. La struttura di riferimento è un edificio a quattro piani con struttura pendolare e controventi concentrici del tipo a diagonale singola disposti lungo il perimetro. La valutazione delle prestazioni è stata condotta attraverso analisi dinamiche non lineari con riferimento a cinque accelerogrammi storici, condotte mediante il programma di analisi PC-ANSR (Maison 1992). I risultati delle analisi hanno consentito da un lato di evidenziare le modalità di collasso esibite dalle strutture e dall'altro di effettuare una stima della capacità dissipativa dei controventi. È stata infine condotta un'analisi comparativa in termini di variazione di peso strutturale e costo dell'opera.

È importante sottolineare che le analisi sono state condotte in termini deterministici, cioè senza considerare né le incertezze di tipo naturale (cioè l'aleatorietà della risposta connessa alla natura dell'evento sismico o record-to-record variability), né le incertezze di carattere epistemologico (cioè legate alla modellazione strutturale). Una stima più accurata delle prestazioni sismiche che porti in conto le diverse fonti di incertezza può essere condotta attraverso metodi più rigorosi di cui si discuterà nel capitolo successivo.

Di seguito si riassumono sinteticamente la fase di dimensionamento e di analisi dei risultati.

#### 2.4.1 – Dimensionamento delle strutture di riferimento

##### 2.4.1.1 – Geometria dell'edificio

L'edificio analizzato è di 4 piani a pianta quadrata di dimensioni 18.0x18.0 m, con campate di 6.0 m e altezza di interpiano costante pari a 4.0 m. La carpenteria del piano tipo è riportata in Fig. 2.4a.

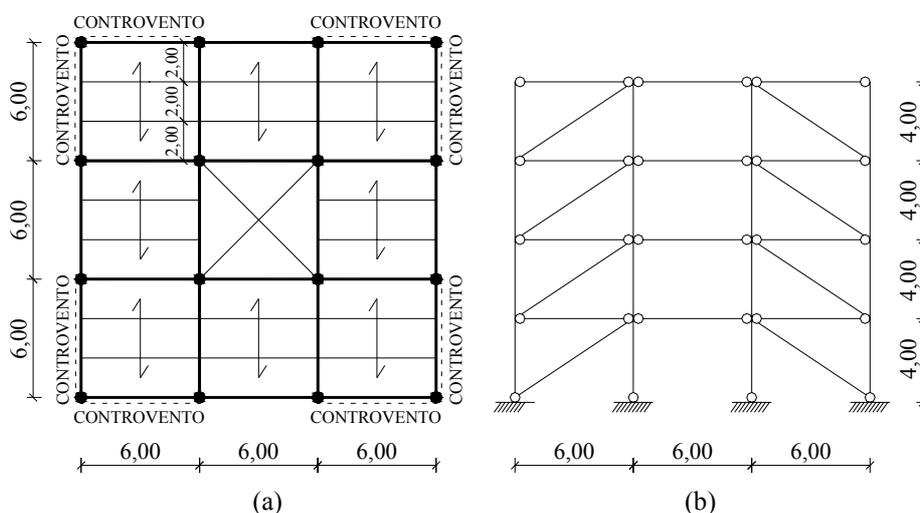


Fig. 2.4: a) Carpenteria dell'edificio, b) controvento analizzato.

La struttura è pendolare per cui le azioni orizzontali sono portate dai controventi del tipo a diagonale singola disposti lungo il perimetro

(Fig. 2.4b). L'edificio è destinato ad ospitare uffici, per cui i carichi accidentali sono pari a  $3.0 \text{ kN/m}^2$ . L'acciaio impiegato è del tipo S235 con tensione di snervamento pari a  $f_y=235 \text{ N/mm}^2$ .

#### 2.4.1.2 – Dimensionamento a carichi verticali

Il solaio è realizzato con lamiera grecata e soletta collaborante, poggiate sulle travi dell'orditura secondaria poste ad interasse costante pari a 2.0 m. Scelta inizialmente una lamiera grecata tipo S75/750+c.c.a. con spessore 0.7mm e peso  $96.4 \text{ N/m}^2$ , dall'analisi dei carichi sul solaio (Tabella 2.7) si ottiene un valore caratteristico dei carichi permanenti pari a  $4.0 \text{ kN/m}^2$ , per cui il carico di progetto sul solaio vale:

$$q_d = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 8.4 \text{ kN/m}^2$$

La lamiera selezionata è in grado di portare un carico pari a  $9.0 \text{ kN/m}^2$  su luce massima di  $L_{\max}=2.21 \text{ m}$ , pertanto risulta idonea.

**Tabella 2.7:** Analisi dei carichi sul solaio.

Carichi permanenti	( $\text{kN/m}^2$ )
p.p. soletta	1.65
p.p. lamiera	0.0964
p.p. massetto	0.54
p.p. pavimento	0.50
p.p. intonaco	0.30
incidenza tramezzi	0.90
TOTALE	4.0

**Tabella 2.8:** Profili di travi e colonne dimensionate per carichi verticali.

Elemento	profilo
travi secondarie	HEA 220
travi principali	HEA 280
colonne piano I	HEB 220
colonne piano II	HEB 200
colonne piano III	HEB 180
colonne piano IV	HEB 140

Per quanto concerne travi e colonne, si riportano in Tabella 2.8 i profili derivanti dal dimensionamento a carichi verticali per: travi dell'orditura secondaria (ortogonali all'orditura del solaio), travi principali interne (parallele all'orditura del solaio) e colonne centrali. Per travi e colonne perimetrali i profili sono quelli derivanti dall'analisi sotto azioni sismiche (condizione più vincolante rispetto al dimensionamento a carichi verticali).

#### 2.4.1.3 – Dimensionamento per azioni orizzontali secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8

In accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a), date le caratteristiche di regolarità in elevazione l'analisi della struttura sotto azioni sismiche viene condotta ricorrendo al metodo dell'analisi statica equivalente. I pesi sismici ai diversi piani valgono:

- piani intermedi:  $W = 2267.4 \text{ kN}$ ;
- copertura:  $W = 2171.2 \text{ kN}$ .

Il periodo fondamentale di vibrazione della struttura può essere stimato in maniera approssimata attraverso la relazione:

$$T = c \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 16^{3/4} = 0.4 \text{ sec}$$

Dagli spettri elastici forniti dalla normativa (espressioni (2.1a)-(2.1d)), con riferimento a suolo di tipo A ( $S=1$ ) e zona sismica di prima categoria ( $a_g/g=0.35$ ) ed impiegando il fattore di struttura  $q=4$  previsto per controventi concentrici, si perviene alla stima della pseudo-accelerazione spettrale di progetto:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.35g \cdot 1 \cdot \frac{2.5}{4} = 0.219g$$

da cui noto il peso sismico complessivo dell'edificio:

$$W_{tot} = \sum_{i=1}^4 W_i = 8973.4 \text{ kN}$$

si ottiene il tagliante alla base:

$$F_b = \frac{W}{g} \cdot S_d(T) = 1962.9 \text{ kN}$$

Nota l'azione di taglio alla base dell'edificio, le azioni sismiche di impalcato,  $F_i$ , vengono stimate attraverso la relazione:

$$F_i = F_b \cdot \gamma_i = F_b \cdot \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot z_j} \quad (2.22)$$

dove  $W_i$  e  $z_i$  sono, rispettivamente, il peso sismico e l'altezza rispetto al piano di fondazione dell' $i$ -esimo impalcato, mentre  $n$  è il numero di impalcati. La valutazione delle azioni sismiche di impalcato per l'edificio in oggetto è riassunta in Tabella 2.9.

Le azioni sismiche di impalcato ( $F_i$ ) vanno infine ripartite tra i macro-elementi resistenti verticali in funzione della loro posizione e della loro rigidezza considerando il ruolo di diaframma orizzontale esercitato dall'impalcato infinitamente rigido. Essendo l'edificio a struttura pendolare, i macro-elementi resistenti alle azioni orizzontali sono costituiti dai soli controventi disposti lungo il perimetro; inoltre, data la simmetria in pianta della struttura, si può ammettere che ogni controvento assorba metà dell'azione sismica di impalcato per sisma diretto parallelamente alla direzione del controvento stesso ( $F_{contr.i}$  in Tabella 2.9).

**Tabella 2.9:** Valutazione delle azioni sismiche di impalcato.

Livello	$z_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$z_i W_i$	$\gamma_i$	$F_i$ (kN)	$F_{contr.i}$ (kN)
1	4	2267.4	9069.6	0.102	199.7	100.0
2	8	2267.4	18139.2	0.203	399.4	200.0
3	12	2267.4	27208.9	0.305	599.0	300.0
4	16	2171.2	34739.2	0.390	764.8	382.0
			89157.0			

Date le azioni sismiche di piano si valutano le sollecitazioni di progetto per i singoli elementi strutturali. In accordo con quanto previsto dalle disposizioni dell'Eurocodice 8, lo schema di riferimento è quello riportato in Fig. 2.5 con sole diagonali tese attive, potendosi prescindere dal contributo di quelle compresse in ragione dell'occorrenza del fenomeno di instabilità.

Il dimensionamento delle diagonali viene condotto imponendo il requisito di resistenza (eq. (2.4)) e la limitazione alla snellezza adimensionale (eq. (2.5)). In Tabella 2.10 sono sintetizzati i risultati della

fase di dimensionamento. In dettaglio sono riportate le sezioni delle diagonali e i valori assunti dai fattori di sovrarresistenza ( $\Omega_i = N_{pl.Rd,i} / N_{Ed,i}$ ) e dalla snellezza adimensionale per ogni piano. Si osserva che in corrispondenza del quarto livello la diagonale risulta sovradimensionata per la necessità di soddisfare il requisito sulla massima snellezza. In corrispondenza di tale livello, infatti, si attinge il massimo valore del fattore di sovrarresistenza ( $\Omega_{max} = 1.80$ ), mentre il valore minimo si attinge in corrispondenza del terzo livello ( $\Omega_{min} = 1.01$ ).

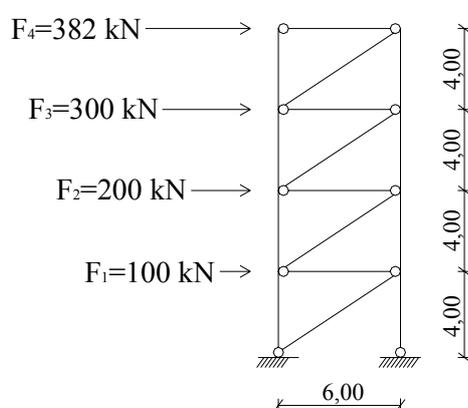


Fig. 2.5.- Schema di calcolo.

Inoltre in Tabella 2.10 sono riportati i profili di travi e colonne dimensionati in accordo con le equazioni (2.8) e (2.9), e quindi con riferimento alla sovrarresistenza relativa alla diagonale del terzo livello.

**Tabella 2.10:** Profili di diagonali, travi e colonne del controvento CBF4-EC8 dimensionato secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8 ( $T_0 = 0.55 \text{ sec}$ ).

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{lim}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HEA 220	1.39	1.16	HEA 300	HEB 300
2	HEA 200	1.54	1.09	HEA 300	HEB 260
3	HEA 160	1.93	1.01	HEA 280	HEB 200
4	HEA 160	1.93	1.80	HEA 260	HEB 140

#### 2.4.1.4 – Applicazione della procedura di progettazione a collasso controllato

Secondo la metodologia di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003), le diagonali (elementi dissipativi) vanno dimensionate in base alle sollecitazioni di progetto derivanti dall'analisi della struttura sotto le azioni sismiche di progetto. Lo schema di calcolo è sempre quello riportato in Fig. 2.5 con sole diagonali tese attive, mentre i requisiti da soddisfare sono ancora quello della resistenza (eq. (2.4)) e quello della snellezza (eq. (2.5)); di conseguenza per le diagonali si ottengono gli stessi profili ricavati nella progettazione secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8 (Tabella 2.10).

Riguardo invece agli elementi non dissipativi, come discusso al paragrafo 2.3, essi vanno dimensionati, in applicazione dei principi del capacity design, secondo le massime sollecitazioni che le diagonali al limite della loro resistenza sono in grado di trasmettere considerando, oltre al contributo delle diagonali tese plasticizzate, quello delle diagonali compresse instabilizzate.

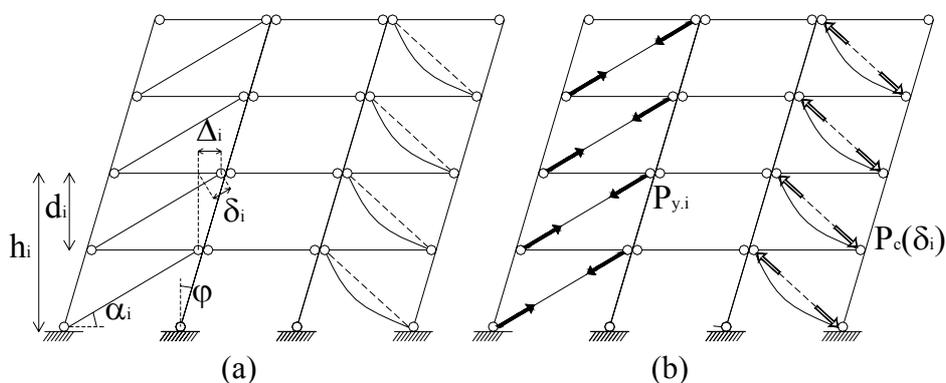


Fig. 2.6: Controvento a diagonale singola: a) configurazione deformata; b) sforzi trasmessi al collasso dagli elementi dissipativi.

A tale riguardo lo schema del controvento impiegato consente di operare una notevole semplificazione nella stima delle sollecitazioni trasmesse agli elementi non dissipativi rispetto alla formulazione generale presentata. Infatti, non essendovi interferenza tra diagonali tese e compresse (posizionate in corrispondenza di campate differenti) di fatto

le massime sollecitazioni in travi e colonne sono quelle desunte con riferimento alle sole diagonali tese (elementi della prima campata in Fig. 2.6b). Ne consegue che, nel caso specifico, l'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato risulta ulteriormente semplificata poiché non si ha la necessità di stimare lo sforzo delle diagonali compresse nella fase post-critica.

Per le considerazioni esposte, le sollecitazioni trasmesse alle travi nella configurazione di collasso, espresse dalle eq. (2.16) e (2.17), si semplificano nella forma:

$$N_{b.Sd.E.i} = P_{y,i} \cdot \cos \alpha_i \quad \text{per } i \leq n \quad (2.23)$$

mentre per le colonne le equazioni (2.18) e (2.19) degenerano nell'espressione:

$$N_{c.Sd.E.i} = \sum_{j=i}^n P_{y,i} \cdot \sin \alpha_j \quad \text{per } i \leq n \quad (2.24)$$

I profili di travi e colonne desunti dalle condizioni di progetto (2.23) e (2.24) sono riportati in Tabella 2.11.

**Tabella 2.11:** Profili di diagonali, travi e colonne del controvento CBF4-PROP dimensionato secondo la metodologia a collasso controllato ( $T_0=0.52\text{sec}$ )

livello	Diagonale	Travi	Colonne
1	HEA 220	HEA 300	HEB 360
2	HEA 200	HEA 280	HEB 280
3	HEA 160	HEA 260	HEB 220
4	HEA 160	HEA 260	HEB 180

Dal confronto con i profili riportati in Tabella 2.10 si osserva che, rispetto alla soluzione derivante dalla progettazione secondo l'Eurocodice 8: rimangono invariati i profili delle diagonali; si ottengono variazioni poco rilevanti per i profili delle travi; si ottiene un incremento consistente dei profili delle colonne. Del resto la relazione (2.9), fornita dall'Eurocodice 8, conduce al dimensionamento di colonne che soddisfano il requisito di resistenza fino al raggiungimento della plasticizzazione della diagonale con  $\Omega_{min}$ . Di conseguenza il progetto delle colonne all' $i$ -esimo piano non tiene conto dell'effettiva

sovraresistenza esplicita dalle diagonali del piano stesso che, in condizioni di collasso, trasmettono sforzi ben maggiori di quelli considerati in fase di progettazione. La metodologia a collasso controllato, invece, tiene conto, attraverso la rigorosa applicazione dei principi del capacity design, dell'effettiva capacità delle diagonali, ponendosi come obiettivo la protezione degli elementi non dissipativi dalla possibile insorgenza di fenomeni prematuri di instabilità fuori piano. Risulta pertanto motivato l'incremento delle dimensioni dei profili delle colonne.

D'altro canto ciò comporta un incremento di peso strutturale e dunque di costo. Come si dirà nel seguito, l'incremento derivante in termini di costi dell'opera risulta assolutamente irrilevante e del tutto giustificato se valutato in relazione ai benefici conseguibili, in termini di miglioramento delle prestazioni, attraverso l'implementazione della procedura di progettazione a collasso controllato.

#### *2.4.2 – Analisi dinamiche e confronto delle prestazioni*

Al fine di confrontare le prestazioni esibite dai due controventi concentrici a 4 piani progettati, rispettivamente, in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CBF4-EC8) e con la metodologia di progettazione proposta a collasso controllato (CBF4-PROP), sono state condotte analisi dinamiche non lineari mediante il programma di calcolo PC-ANSR (Maison, 1992). Le diagonali sono state modellate mediante l'elemento di libreria "*non-linear brace element*", dove i parametri che definiscono il comportamento ciclico sono stati calibrati allo scopo di ottenere l'uguaglianza dell'energia dissipata nel primo ciclo con quella determinata attraverso il modello di Georgescu (Georgescu et al., 1992). Travi e colonne sono state invece modellate attraverso l'elemento "*non-linear beam column element*" effettuando a posteriori il controllo sulla verifica di stabilità (nel piano per le travi, collegate alla soletta di impalcato, e fuori piano per le colonne). Le analisi dinamiche sono state condotte con riferimento a cinque registrazioni accelerometriche (selezionate nel database del PEER):

- El Centro 19/05/1940, componente E-W, PGA=0.226g;
- Kobe 16/01/1980, componente N-S, PGA = 0.629 g;
- Northridge 17/01/1994, componente N-W, PGA = 0.842g;

- Petrova 15/04/1979, componente N-S, PGA = 0.438g;
- Tokyo 1956, componente N-S, PGA = 0.075g.

Le analisi sono state condotte per livelli crescenti della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, a partire da un valore minimo di 0.05g e per incrementi successivi dello stesso valore fino al raggiungimento delle condizioni di collasso.

Nelle analisi sono state considerate tre modalità di collasso significative: instabilità fuori piano delle colonne, frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico, ed eccessivo danneggiamento di piano. Di conseguenza il comportamento strutturale è stato indagato con riferimento a tre diversi parametri caratteristici della risposta strutturale, rappresentativi ognuno di una delle modalità di collasso significative analizzate:

- rapporto tra il massimo sforzo normale registrato nelle colonne nel corso della time history e lo sforzo normale resistente all'instabilità fuori piano determinato secondo le disposizioni dell'Eurocodice 3 (CEN 2005) ( $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ ). Siccome l'analisi delle prestazioni è condotta in termini deterministici, anche le incertezze connesse alla capacità strutturale vengono trascurate; per cui si assume che un valore unitario del parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  identifica l'attingimento della condizione di collasso della colonna per instabilità fuori piano;
- rapporto tra la duttilità ciclica massima sperimentata dalle diagonali nel corso della time history e il valore della duttilità ciclica limite ( $\mu/\mu_{lim}$ ), dove la duttilità ciclica esprime la massima escursione plastica in un ciclo, somma cioè di quella in trazione e in compressione (Fig. 1.13). Riguardo al limite di duttilità, secondo quanto riportato al paragrafo 1.5, si assume l'espressione fornita da Tremblay (2002) (eq. 1.12):

$$\mu_{lim} = 2.4 + 8.3 \cdot \bar{\lambda} \quad (2.25)$$

in cui  $\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_y$  rappresenta la snellezza adimensionale dell'asta, con  $\lambda_y = \pi \cdot (E/f_y)^{1/2}$ . Un valore unitario di tale parametro identifica la frattura della diagonale per eccessivo impegno plastico;

- massimo drift interpiano (MIDR) definito dal massimo valore, tra i diversi livelli, del rapporto tra lo spostamento interpiano e l'altezza interpiano nel corso della time history. Per questo parametro è stato

assunto un valore limite del 2%, pari a quello fornito dalle direttive FEMA 273 (1997) per le strutture intelaiate con riferimento allo stato limite di prevenzione del collasso. Ovviamente il raggiungimento di tale valore limite identifica un eccessivo danneggiamento di piano, inteso come danneggiamento sia delle parti strutturali che non strutturali.

Si può ragionevolmente assumere, trattandosi di analisi condotte da un punto di vista deterministico, che il collasso strutturale sia identificato dal raggiungimento del valore limite del primo tra i parametri considerati; la modalità di collasso sarà ovviamente quella corrispondente allo stesso parametro.

Nelle figure che seguono sono riportati i risultati delle analisi dinamiche incrementalmente condotte con riferimento all'accelerogramma di El Centro. In Fig. 2.7 e Fig. 2.8 sono riportate, per le strutture CBF4-EC8 e CBF4-PROP, rispettivamente, le curve relative al parametro  $\mu/\mu_{lim}$  per i diversi livelli; inoltre le rette verticali identificano i valori dell'accelerazione di picco al suolo in corrispondenza del collasso strutturale.

In Fig. 2.9 e Fig. 2.10 sono invece riportate, per le strutture CBF4-EC8 e CBF4-PROP, rispettivamente, le curve relative al parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  per i diversi livelli; analogamente ai casi precedenti le rette verticali identificano i valori dell'accelerazione di picco al suolo in corrispondenza del collasso strutturale.

Infine, in Fig. 2.11 sono riportate le curve relative al parametro MIDR in funzione dell'accelerazione di picco al suolo per le due strutture esaminate. Nella stessa figura sono evidenziati i valori dell'accelerazione di picco al suolo corrispondenti alla situazione di collasso strutturale.

Dall'esame dei risultati riportati si osserva che per la struttura CBF4-EC8 l'accelerazione di picco al suolo in corrispondenza del collasso vale 0.27g. La modalità di collasso corrispondente è l'instabilizzazione della colonna dell'ultimo livello. Infatti, dalla Fig. 2.9 si evince che la curva  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  relativa all'ultimo piano raggiunge il valore 1.0 (che identifica l'instabilizzazione della colonna) in corrispondenza di  $PGA=0.27g$ . In corrispondenza di tale valore, invece, le curve relative alla duttilità ciclica adimensionale delle diagonali, riportate in Fig. 2.7, si attestano ben al di sotto del valore limite pari a 1.0.

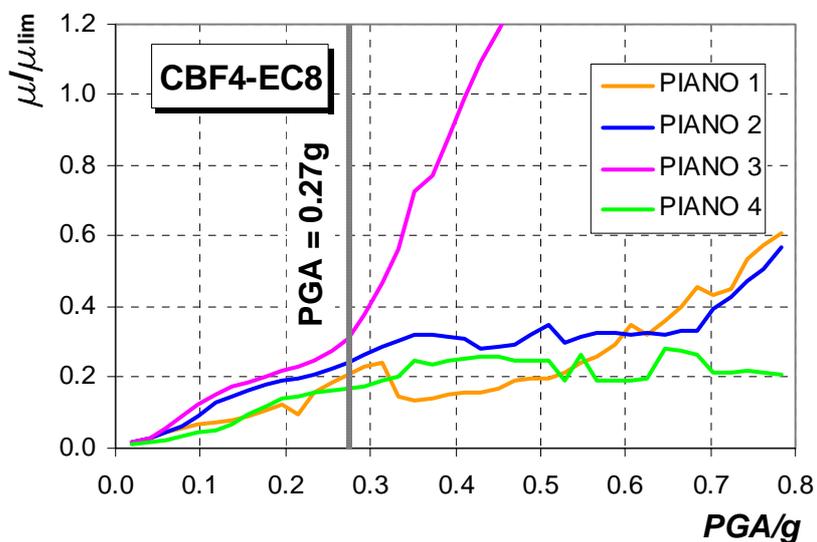


Fig. 2.7: Curve del parametro  $\mu/\mu_{lim}$  relative all'accelerogramma di El Centro per la struttura CBF4-EC8 (PGA al collasso = 0.27g).

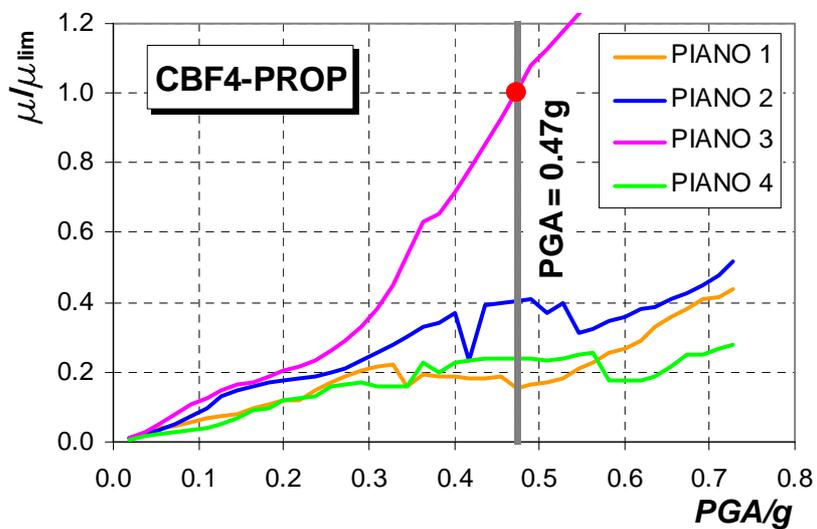


Fig. 2.8: Curve del parametro  $\mu/\mu_{lim}$  relative all'accelerogramma di El Centro per la struttura CBF4-PROP (PGA al collasso = 0.47g).

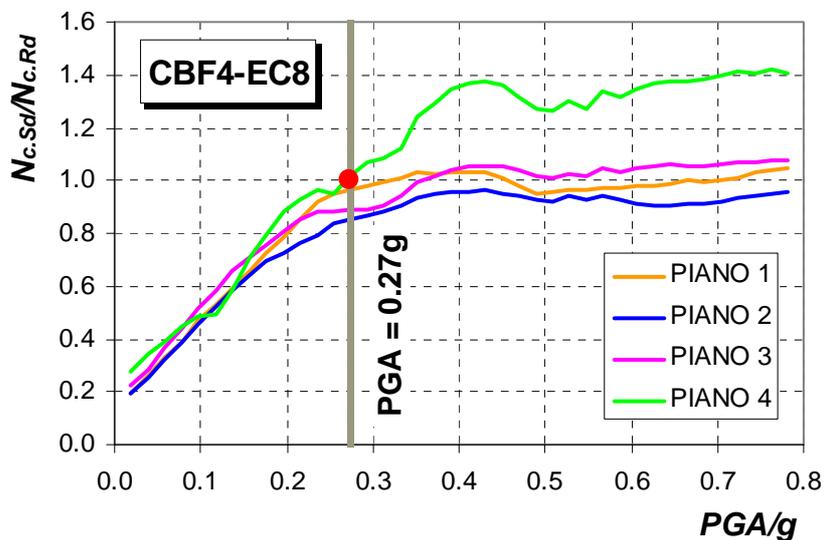


Fig. 2.9: Curve del parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  relative all'accelerogramma di El Centro per la struttura CBF4-EC8 (PGA al collasso = 0.27g).

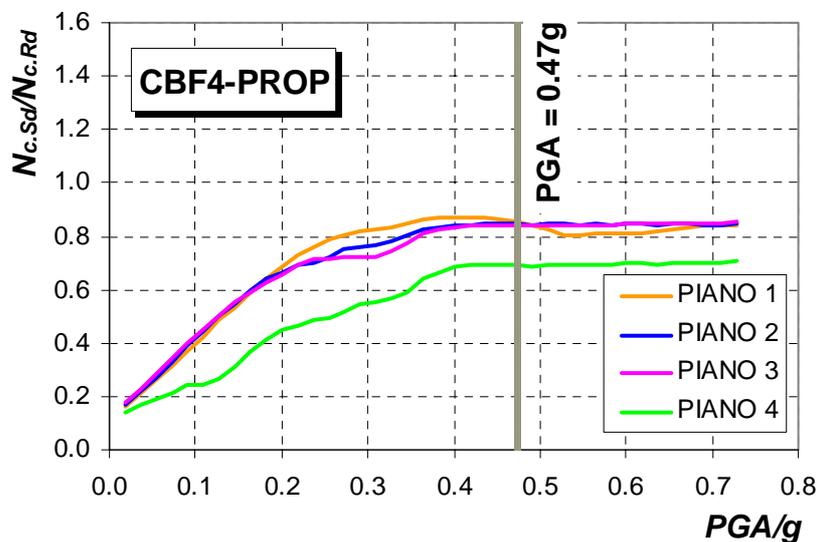
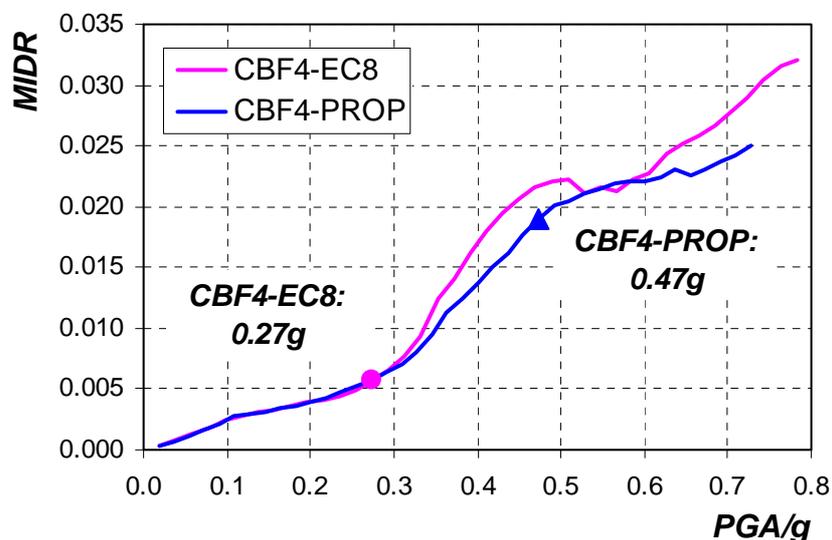


Fig. 2.10: Curve del parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  relative all'accelerogramma di El Centro per la struttura CBF4-prop (PGA al collasso = 0.47g).



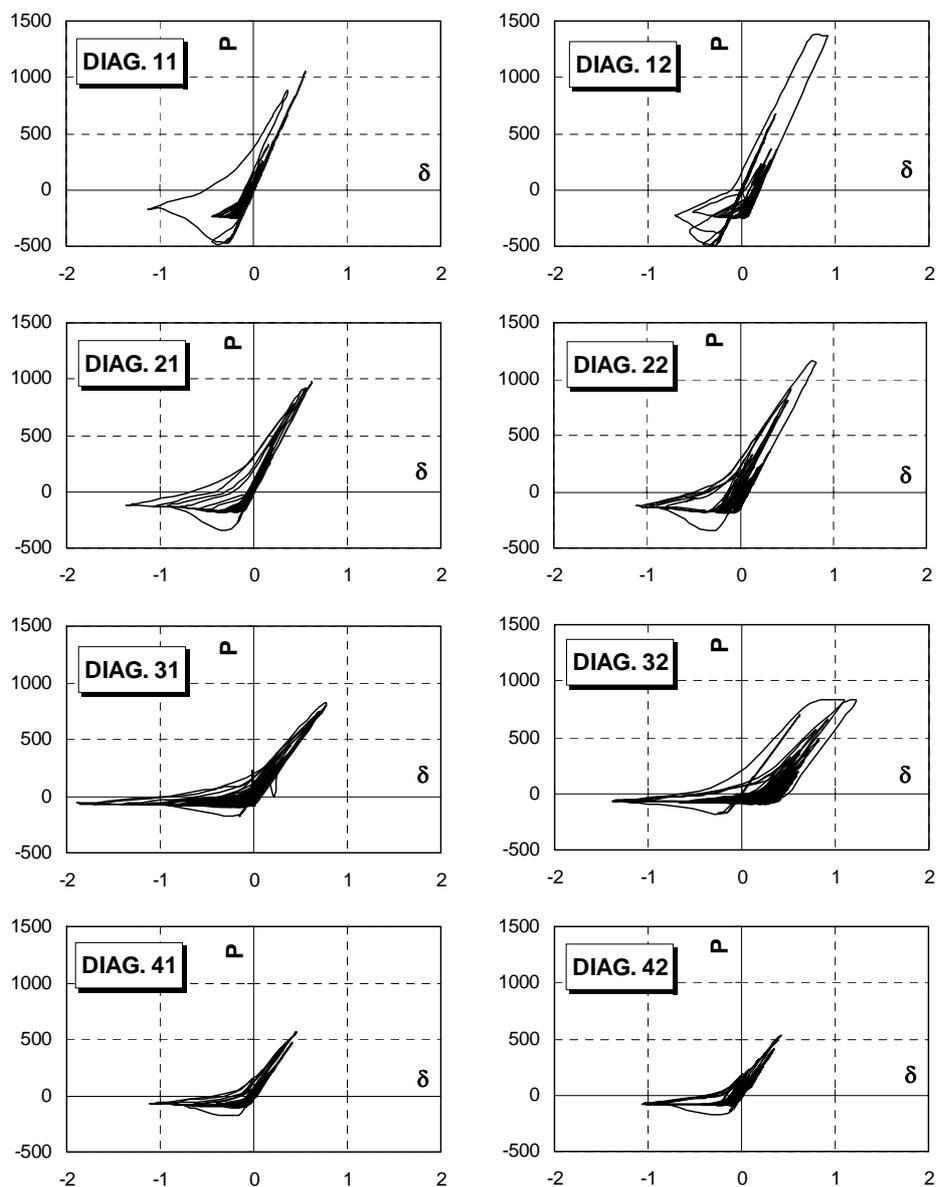
**Fig. 2.11:** Curve del parametro MIDR relative all'accelerogramma di El Centro con indicazione dei valori della PGA corrispondenti al collasso.

Questo risultato evidenzia l'inefficienza del criterio di progettazione fornito dall'Eurocodice 8 che conduce al dimensionamento di colonne deboli che scontano una crisi prematura per instabilità fuori piano, limitando nel contempo la capacità di dissipazione della struttura. Le colonne sono infatti progettate per soddisfare i requisiti di resistenza fino al raggiungimento della plasticizzazione della diagonale con minimo fattore di sovrarresistenza, senza tener conto dell'effettiva capacità della diagonale allo stesso livello. Ne consegue che le diagonali sono in grado di trasmettere alle colonne sforzi maggiori di quelli previsti in fase di dimensionamento, con il possibile verificarsi di crisi per instabilizzazione prematura fuori piano. Questo effetto è evidentemente più grave lì dove le diagonali risultano sovradimensionate per effetto della limitazione alla snellezza adimensionale (eq. (2.5)), poiché in questi casi la capacità risulta molto maggiore della sollecitazione di progetto. Per il controvento in oggetto, infatti, il collasso strutturale è identificato dall'instabilizzazione della colonna all'ultimo livello, ossia quello caratterizzato dalla diagonale con massimo fattore della sovrarresistenza ( $\Omega=1.80$  come riportato in Tabella 2.10).

In Fig. 2.12 sono riportati, infine, i cicli carico - deformazione assiale delle diagonali in corrispondenza dell'accelerazione di picco al suolo al collasso (0.27g). Nella numerazione delle diagonali il primo indice fa riferimento al piano, mentre il secondo vale 1 per le diagonali della prima campata e 2 per quelle della terza. I cicli mostrano evidentemente uno scarso impegno plastico delle diagonali, derivante dall'insorgenza prematura dell'instabilità delle colonne che, quindi, determina una limitazione alle capacità dissipative della struttura.

Per la struttura CBF4-PROP, invece, l'accelerazione di picco al suolo in corrispondenza del collasso vale 0.47g. La modalità di collasso corrispondente è la frattura della diagonale del terzo livello. Infatti dall'esame della Fig. 2.8 si evince che la curva relativa al parametro  $\mu/\mu_{lim}$  in corrispondenza del terzo livello attinge il valore 1.0 in corrispondenza di PGA=0.47g. Tale fenomeno trova riscontro nell'esame dei cicli carico deformazione assiale delle diagonali riportati in Fig. 2.13 con riferimento alla PGA al collasso (0.47g), che mostrano un notevole impegno plastico delle diagonali al terzo piano. Dall'esame della Fig. 2.8 si osserva, inoltre, che la curva del parametro  $\mu/\mu_{lim}$  relativa al terzo livello si attesta ben al di sopra di quelle relative alle altre diagonali; tale andamento si riscontra anche per la struttura CBF4-EC8 (Fig. 2.7). Esso è rappresentativo del fatto che a causa della non uniforme distribuzione dei fattori di sovrarresistenza, dovuti al fatto di disporre di un sagomario discreto e, in alcuni casi, di dover soddisfare la limitazione superiore alla snellezza (eq.(2.5)), l'impegno plastico delle diagonali risulta non uniforme; ciò trova conferma dall'esame dei cicli carico - deformazione assiale delle diagonali riportati in Fig. 2.12 e in Fig. 2.13 per le strutture CBF4-EC8 e CBF4-PROP, rispettivamente. Ovviamente la diagonale più impegnata nella dissipazione dell'energia sismica in ingresso è quella del terzo livello, caratterizzata dal minimo fattore di sovrarresistenza, mentre quella che dissipa meno energia è la diagonale sovradimensionata dell'ultimo livello.

È evidente che la non uniforme distribuzione dei fattori di sovrarresistenza, e di conseguenza del livello di danneggiamento, conduce a meccanismi di collasso locali. Tale problematica può essere superata solo ricorrendo a strategie volte al controllo della sovrarresistenza, per esempio la strategia della sezione ridotta (Longo et al., 2005); l'esame di queste tecniche esula però dagli obiettivi di questo lavoro.



**Fig. 2.12:** Cicli  $P$ - $\delta$  delle diagonali della struttura CBF4-EC8 per l'accelerogramma di El Centro in corrispondenza di  $PGA=0.27g$  ( $P$  in kN e  $\delta$  in cm).

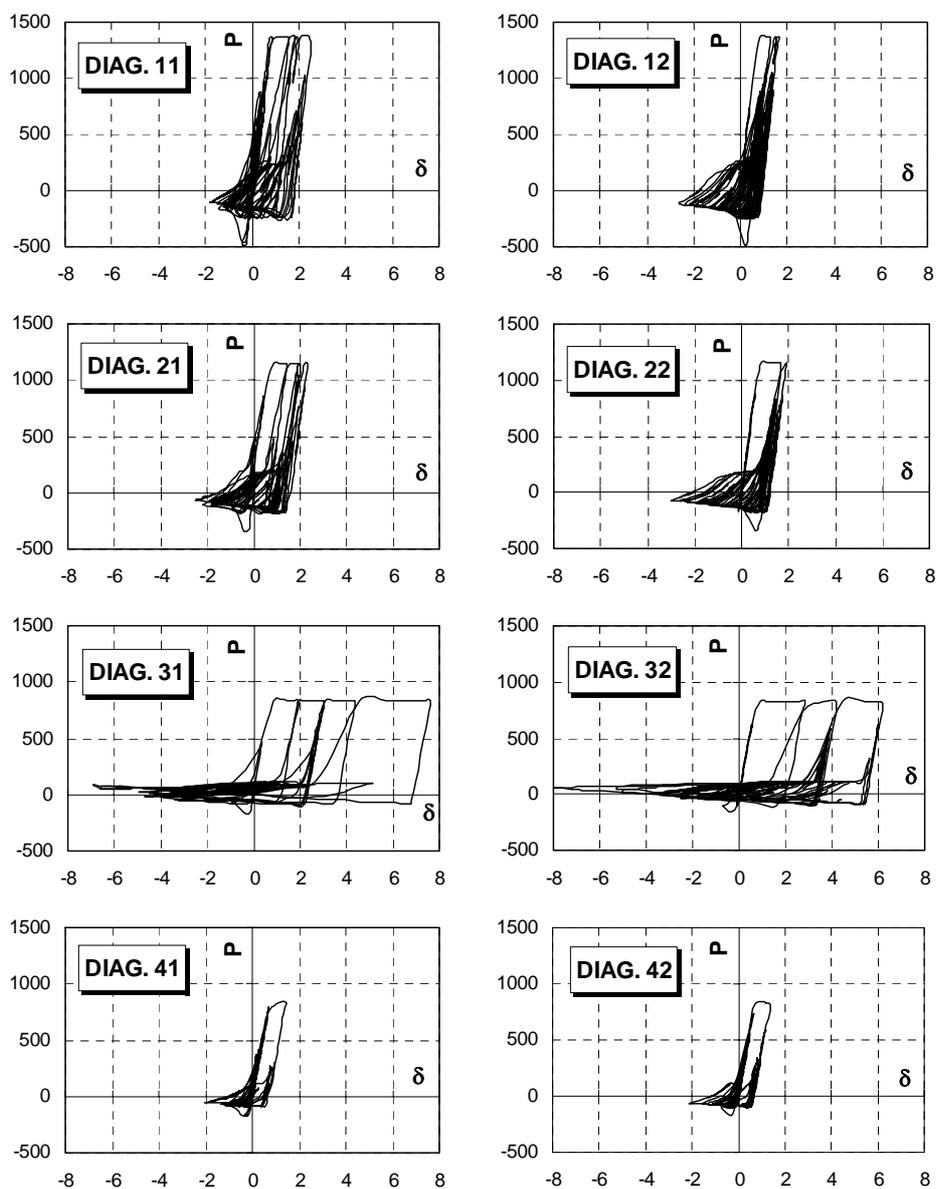


Fig. 2.13: Cicli  $P$ - $\delta$  delle diagonali della struttura CBF4-PROP per l'accelerogramma di El Centro in corrispondenza di  $PGA=0.47g$  ( $P$  in kN e  $\delta$  in cm).

Infine, la Fig. 2.10 mostra che le curve relative allo sforzo normale adimensionale per la struttura CBF4-PROP si attestano sempre al di sotto del valore limite pari a 1.0. Questo andamento testimonia il raggiungimento dell'obiettivo della metodologia di progettazione a collasso controllato, ossia quello di proteggere gli elementi non dissipativi, ed in particolare le colonne, dalla crisi prematura per instabilità fuori piano.

I risultati finora discussi sono relativi all'esame delle strutture per una sola registrazione accelerometrica. Nelle tabelle 2.12 e 2.13 sono riportati per i due controventi, rispettivamente, i valori dell'accelerazione di picco al suolo in corrispondenza delle diverse modalità di collasso esaminate per tutti gli accelerogrammi selezionati. Nell'ultima colonna sono inoltre riportate le PGA minime, cioè quelle corrispondenti al meccanismo che effettivamente determina la crisi della struttura per una data registrazione, ed è stimata la PGA al collasso media sui risultati forniti dai cinque accelerogrammi.

Esaminando i risultati riportati, si osserva che per la struttura dimensionata in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8, il meccanismo di collasso cui corrisponde la minima PGA è sempre l'instabilità delle colonne. Al contrario, per la struttura dimensionata in accordo con la metodologia di progettazione a collasso controllato, il collasso interviene o per frattura delle diagonali o per eccessivo danneggiamento di piano. Questo conferma quanto osservato in precedenza in relazione ai risultati forniti per il singolo accelerogramma, ossia l'occorrenza della prematura instabilità fuori piano delle colonne dimensionate secondo l'Eurocodice 8, e l'efficienza del criterio di progettazione a collasso controllato riguardo alla protezione degli elementi non dissipativi.

Nelle tabelle 2.14 e 2.15 sono riportati, con riferimento ai due controventi e per ognuno degli accelerogrammi selezionati, i valori dell'energia dissipata per piano dalle diagonali nella condizione di collasso. Inoltre è fornita la misura dell'energia totale media dissipata, che assume il significato di capacità dissipativa delle strutture in esame. I risultati sono sintetizzati nell'istogramma in Fig. 2.14.

**Tabella 2.12:** Valori della PGA corrispondenti alle diverse modalità di collasso per la struttura CBF4-EC8.

Accelerogramma	Eccessivo danneggiamento di piano	Frattura delle diagonali	Instabilità delle colonne	Meccanismo di collasso effettivo
El Centro	0.45g	0.43g	0.27g	0.27g
Kobe	0.67g	0.31g	0.22g	0.22g
Northridge	0.45g	0.45g	0.27g	0.27g
Petrova	0.42g	0.42g	0.14g	0.14g
Tokyo	0.63g	0.68g	0.30g	0.30g
			<b>PGA media</b>	<b>0.24g</b>

**Tabella 2.13:** Valori della PGA corrispondenti alle diverse modalità di collasso per la struttura CBF4-PROP (N.I.=nessuna instabilità)

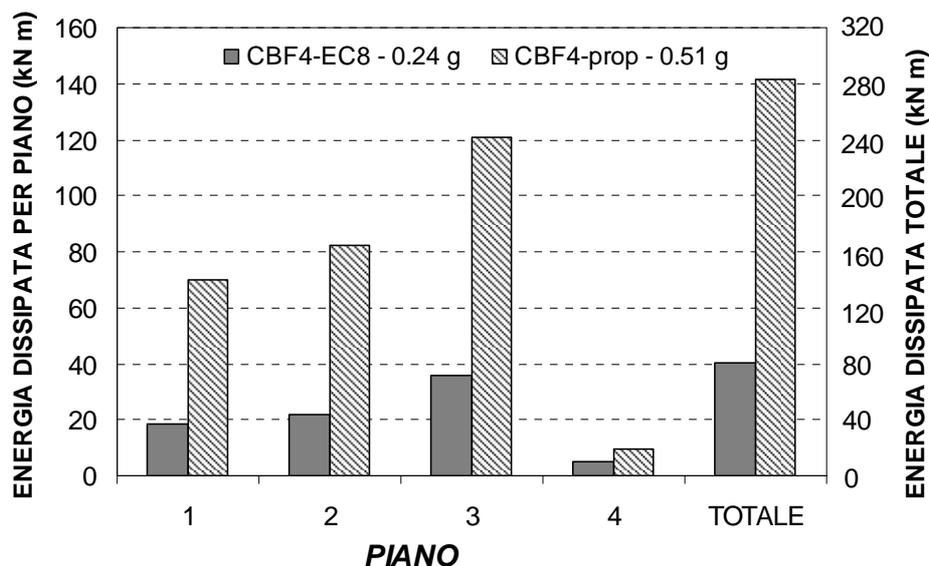
Accelerogramma	Eccessivo danneggiamento di piano	Frattura delle diagonali	Instabilità delle colonne	Meccanismo di collasso effettivo
El Centro	0.49g	0.47g	N.I.	0.47g
Kobe	0.72g	0.46g	N.I.	0.46g
Northridge	0.44g	0.46g	N.I.	0.44g
Petrova	0.43g	0.46g	N.I.	0.43g
Tokyo	0.72g	0.83g	N.I.	0.72g
			<b>PGA media</b>	<b>0.51g</b>

**Tabella 2.14:** Energia dissipata, per piano e totale, dalle diagonali della struttura CBF4-EC8 con riferimento alle PGA di collasso per gli accelerogrammi selezionati.

Accelerogramma	ENERGIA DISSIPATA (kN m)				
	Piano I	Piano II	Piano III	Piano IV	Totale
Kobe	24.4	26.3	39.3	3.4	93.4
El Centro	14.7	22.1	47.4	9.2	93.5
Northridge	40.0	29.1	28.4	2.7	100.2
Tokyo	8.9	16.7	41.3	5.0	71.9
Petrova	3.0	14.4	21.7	5.0	44.1
<b>Energia media</b>	18.2	21.7	35.6	5.1	80.6

**Tabella 2.15:** Energia dissipata , per piano e totale, dalle diagonali della struttura CBF4-PROP con riferimento alle PGA di collasso per gli accelerogrammi selezionati.

Accelerogramma	ENERGIA DISSIPATA (kN m)				
	Piano I	Piano II	Piano III	Piano IV	Totale
Kobe	86.1	93.1	110.1	7.5	296.7
El Centro	36.5	82.8	198.6	17.3	335.1
Northridge	127.1	95.1	47.8	4.1	274.1
Tokyo	87.5	101.8	88.5	6.5	284.3
Petrova	11.9	38.5	158.9	13.3	222.6
<b>Energia media</b>	69.8	82.3	120.8	9.7	282.6



**Fig. 2.14:** Energia media dissipata per piano e totale per le strutture CBF4-EC8 e CBF4-PROP.

Dall'esame della Fig. 2.14 si desume che il controvento dimensionato in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 esibisce una scarsa capacità dissipativa. Questo comportamento è legato alla prematura instabilizzazione delle diagonali che limita la capacità della struttura di dissipare l'energia sismica in ingresso. Inoltre si osserva che, per effetto del sovradimensionamento della diagonale dell'ultimo livello,

questo piano fornisce un contributo poco rilevante in termini di dissipazione dell'energia. La stessa problematica si evidenzia con riferimento alla struttura dimensionata secondo la metodologia a collasso controllato. Tuttavia in corrispondenza degli altri livelli la metodologia di progettazione innovativa fornisce un incremento consistente dell'energia dissipata, che si traduce in un incremento di circa 3.5 volte dell'energia totale media e quindi della capacità dissipativa della struttura.

#### 2.4.3 – Analisi comparativa in termini di peso strutturale e costo dell'opera

I risultati delle analisi preliminari condotte da un punto di vista deterministico hanno mostrato che l'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato consente di conseguire un notevole incremento delle prestazioni sismiche. D'altro canto essa conduce ad un incremento non trascurabile delle sezioni degli elementi strutturali, in particolare delle colonne. Risulta pertanto interessante quantificare questa variazione in termini di incremento di peso strutturale e di costo complessivo dell'opera (Giugliano et al., 2007b).

Si definiscono i seguenti parametri:

- incidenza del peso dei controventi,  $i_c$ , nella struttura dimensionata in accordo con l'Eurocodice 8, espresso dal rapporto tra il peso totale dei controventi della struttura ( $P_{c.EC8}$ ) e il peso complessivo della struttura incluse le parti pendolari ( $P_{s.EC8}$ ):

$$i_c = P_{c.EC8} / P_{s.EC8} \quad (2.26)$$

dove, evidentemente, il peso complessivo dei controventi della struttura è pari a  $4P_{contr}-4P_{col}$ , cioè 4 volte il peso del singolo controvento ( $P_{contr}$ ) cui va sottratto 4 volte il peso della colonna singola ( $P_{col}$ );

- $\Delta P_c$  che rappresenta la variazione relativa, rispetto alla soluzione derivante dalla progettazione secondo Eurocodice 8, del peso totale dei controventi nella struttura dimensionata secondo la metodologia a collasso controllato:

$$\Delta P_c = (P_{c.prop} - P_{c.EC8}) / P_{s.EC8} \quad (2.27)$$

in cui  $P_{c.prop}$  rappresenta il peso complessivo dei controventi nella struttura dimensionata secondo la metodologia a collasso controllato.

Combinando le espressioni (2.26) e (2.27), si può ricavare la relazione che fornisce il peso complessivo dei controventi nella struttura dimensionata a collasso globale:

$$P_{c.prop} = i_c \cdot P_{s.EC8} \cdot (1 + \Delta P_c) \quad (2.28)$$

Il peso complessivo delle strutture è fornito dalla somma del peso globale dei controventi e di quello delle parti pendolari ( $P_v$ ), che ovviamente non è affetto dal criterio di progettazione e può essere espresso come:

$$P_v = P_{s.EC8} - P_{c.EC8} = P_{s.EC8} \cdot (1 - i_c) \quad (2.29)$$

dove si è sostituito al peso  $P_{c.EC8}$  la sua espressione ricavata dalla (2.26).

Il peso della struttura progettata a collasso globale ( $P_{s.prop}$ ) sarà ottenuto come somma del peso della parte pendolare ( $P_v$ ) e quello complessivo dei controventi ( $P_{c.prop}$ ), per cui combinando le (2.28) e (2.29) si ottiene:

$$P_{s.prop} = P_{s.EC8} \cdot (1 + i_c \cdot \Delta P_c) \quad (2.30)$$

Di conseguenza, l'incremento di peso strutturale prodotto dall'adozione del criterio di progettazione a collasso controllato rispetto alla soluzione determinata secondo l'Eurocodice 8 può essere espresso come:

$$\Delta P_s = \frac{P_{s.prop} - P_{s.EC8}}{P_{s.EC8}} = i_c \cdot \Delta P_c \quad (2.31)$$

In genere il costo della struttura incide per una percentuale minima sul costo complessivo dell'opera, mentre la voce più rilevante è quella connessa alle finiture. Con riferimento al mercato italiano, si ammette che le parti strutturali incidano nella misura del 30% circa sul costo complessivo dell'opera finita. Si può quindi ricavare l'incremento di costo dell'opera derivante dall'assunzione dell'innovativa metodologia di progettazione a collasso controllato.

Il costo complessivo dell'opera progettata secondo le normative vigenti ( $C_o$ ) è fornito dalla somma del costo delle parti strutturali  $C_{s.EC8}$ , assunto, per quanto detto in precedenza, pari a  $0.3 \cdot C_o$ , e delle finiture  $C_f$ , che vale pertanto  $0.7 \cdot C_o$ . D'altra parte, il costo delle parti strutturali può

essere semplicemente espresso attraverso il prodotto del peso delle parti strutturali ( $P_{s,EC8}$ ) per il costo unitario del materiale acciaio ( $c_u$ ):

$$C_{s,EC8} = c_u \cdot P_{s,EC8} \quad (2.32)$$

Applicando la metodologia di progettazione a collasso controllato, si avrà ovviamente una variazione del solo peso delle parti strutturali. Il costo delle parti strutturali può esprimersi nella forma seguente:

$$C_{s,prop} = c_u \cdot P_{s,prop} = c_u \cdot P_{s,EC8} \cdot (1 + i_c \cdot \Delta P_c) \quad (2.33)$$

dove si è sostituito al peso della struttura la sua espressione (2.30). Dal confronto con la (2.32) si evince che il primo termine della (2.33) altro non è che il peso della struttura dimensionata secondo l'Eurocodice 8, che, per le assunzioni fatte in precedenza, è pari al 30% del costo complessivo dell'opera, per cui si ottiene:

$$C_{s,prop} = 0.30 \cdot C_o \cdot (1 + i_c \cdot \Delta P_c) \quad (2.34)$$

A questo punto può essere ricavato il costo complessivo dell'opera con controventi dimensionati applicando la metodologia a collasso controllato:

$$\begin{aligned} C_{o,prop} &= C_{s,prop} + C_f = 0.30 \cdot C_o \cdot (1 + i_c \cdot \Delta P_c) + 0.70 \cdot C_o = \\ &= C_o \cdot (1 + 0.30 \cdot i_c \cdot \Delta P_c) \end{aligned} \quad (2.35)$$

da cui, infine, si ricava la variazione del costo complessivo dell'opera rispetto alla soluzione da normativa:

$$\Delta C = \frac{C_{o,prop} - C_o}{C_o} = 0.30 \cdot i_c \cdot \Delta P_c \quad (2.36)$$

In Tabella 2.16 è riportata la stima del peso della parte pendolare della struttura in esame, mentre nelle tabelle 2.17 e 2.18 sono riportate le stime del peso dei controventi dimensionati in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 e con la metodologia a collasso controllato, rispettivamente.

Noto il peso del singolo controvento  $P_{contr,EC8}$  (Tabella 2.17), il peso complessivo dei controventi nella struttura dimensionata secondo normativa vale:

$$P_{c,EC8} = 42.73 \text{ ton}$$

Esso è ottenuto sommando il peso dei quattro controventi depurato dal peso delle colonne d'angolo (altrimenti computato due volte). Il peso dell'intera struttura si ottiene invece sommando al predente il peso della parte pendolare (Tabella 2.16):

$$P_{s.EC8} = 83.88 \text{ ton}$$

da cui, attraverso l'espressione (2.26), si ricava l'incidenza  $i_c$ :

$$i_c = P_{c.EC8} / P_{s.EC8} = 0.509$$

**Tabella 2.16:** Computo del peso della parte pendolare.

<i>Elemento</i>	<i>profilo</i>	<i>n. elem.</i>	<i>L (m)</i>	<i>Peso unit. (kg/m)</i>	<i>Peso elem. (ton)</i>
travi secondarie	HEA 220	88	6	50.5	26.66
travi principali	HEA 280	24	6	76.4	11.00
colonne piano I	HEB 220	4	4	71.5	1.14
colonne piano II	HEB 200	4	4	61.3	0.98
colonne piano III	HEB 180	4	4	51.2	0.82
colonne piano IV	HEB 140	4	4	33.7	0.54
				<b><math>P_v</math></b>	<b>41.15</b>

**Tabella 2.17:** Computo del peso del controvento CBF4-EC8.

<i>Piano</i>	<i>Elemento</i>	<i>profilo</i>	<i>n. elem.</i>	<i>L (m)</i>	<i>Peso unit. (kg/m)</i>	<i>Peso elem. (ton)</i>
I	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 280 A	3	6	76.4	1.37
	colonna	HE 300 B	4	4	117.0	1.87
II	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	5.19
	trave	HE 280 A	3	6	76.4	1.37
	colonna	HE 240 B	4	4	83.2	1.33
III	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 260 A	3	6	68.2	1.23
	colonna	HE 200 B	4	4	61.3	0.98
IV	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 240 A	3	6	60.3	1.08
	colonna	HE 140 B	4	4	33.7	0.54
				<b><math>P_{contr.EC8}</math></b>	<b>11.86</b>	

Tabella 2.18: Computo del peso del controvento CBF4-PROP.

<i>Piano</i>	<i>Elemento</i>	<i>profilo</i>	<i>n. elem.</i>	<i>L (m)</i>	<i>Peso unit. (kg/m)</i>	<i>Peso elem. (ton)</i>
I	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 280 A	3	6	76.4	1.37
	colonna	HE 320 B	4	4	127.0	2.03
II	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 280 A	3	6	76.4	1.37
	colonna	HE 280 B	4	4	103.0	1.65
III	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 280 A	3	6	76.4	1.37
	colonna	HE 240 B	4	4	83.2	1.33
IV	diagonale	HE 180 A	2	7.21	36	0.52
	trave	HE 280 A	3	6	76.4	1.37
	colonna	HE 180 B	4	4	51.2	0.82
<b><math>P_{contr.EC8}</math></b>						<b>13.41</b>

Riguardo all'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato, come nel caso precedente si valuta il peso complessivo dei controventi presenti nella struttura:

$$P_{c.prop} = 47.80ton$$

da cui attraverso l'eq. (2.27) si stima la variazione relativa del peso dei controventi:

$$\Delta P_c = (P_{c.prop} - P_{c.EC8}) / P_{s.EC8} = 11.87\%$$

Infine, le espressioni (2.31) e (2.36) consentono di pervenire alla stima, rispettivamente, dell'incremento di peso strutturale e del costo complessivo dell'opera prodotto dalla metodologia di progettazione a collasso controllato rispetto alla soluzione ottenuta in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8:

$$\Delta P_s = i_c \cdot \Delta P_c = 0.509 \cdot 11.87 = 6.05\%$$

$$\Delta C = 0.30 \cdot i_c \cdot \Delta P_c = 0.30 \cdot 6.05 = 1.81\%$$

In definitiva la procedura di progettazione a collasso controllato comporta un incremento del peso della struttura del 6% circa, che si

traduce in un incremento del costo globale dell'opera decisamente contenuto pari a 1.8% circa, e quindi addirittura inferiore rispetto al limite stabilito dalle normative vigenti in materia di appalti pubblici (D.P.R. 554/1999; D.Lgv. 163/2001) per le varianti migliorative, pari al 5.0%.

### **2.5 – Considerazioni conclusive**

Nel presente capitolo sono state illustrate in dettaglio la procedura di progettazione prevista dall'Eurocodice 8 (CEN 2004a) per i controventi concentrici e la metodologia di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003) basata sulla rigorosa applicazione dei principi del capacity design. Inoltre, con riferimento all'applicazione delle suddette procedure ad un controvento del tipo a diagonale singola di quattro piani, sono state condotte analisi dinamiche incrementalmente allo scopo di valutare le prestazioni sismiche, da un punto di vista deterministico, delle strutture dimensionate. I risultati delle analisi hanno messo in evidenza limiti e vantaggi delle procedure di progettazione illustrate.

La metodologia di progettazione suggerita dalle vigenti normative conduce al dimensionamento di controventi che esibiscono una crisi prematura per instabilizzazione fuori piano delle colonne. Tale problematica è legata essenzialmente alla sottostima delle sollecitazioni di progetto degli elementi non dissipativi, in particolare delle colonne, che non tengono conto dell'effettiva capacità delle diagonali; essa può infatti risultare, per alcuni livelli, anche significativamente diversa dalla sollecitazione di progetto, data la necessità di soddisfare la limitazione alla snellezza minima delle diagonali. Le colonne sono inoltre progettate per soddisfare le verifiche di resistenza fino all'occorrenza della plasticizzazione della diagonale con minima sovreresistenza, tendendo evidentemente verso lo sviluppo di un meccanismo di tipo locale.

Questa problematica può essere superata, come hanno mostrato i risultati delle analisi dinamiche, attraverso l'applicazione della procedura di progettazione a collasso controllato. Infatti, essendo le colonne progettate sulla base degli sforzi massimi trasmessi al collasso dalle diagonali (tese plasticizzate e compresse instabilizzate), esse risultano protette da fenomeni di crisi prematura, per cui il collasso interviene o

per frattura delle diagonali conseguente all'eccessivo impegno plastico delle stesse o per eccessivo danneggiamento di piano. Ne risulta un consistente incremento dell'intensità dell'azione sismica sopportabile dalla struttura e della capacità di dissipazione della stessa. Per i controventi analizzati si passa infatti da un'accelerazione di picco al suolo media al collasso di 0.24g per il controvento dimensionato secondo Eurocodice 8 a 0.51g per il controvento a collasso controllato. In termini di energia totale media dissipata l'incremento è di ben 3.5 volte.

Di contro l'applicazione della procedura di progettazione a collasso controllato comporta l'adozione di sezioni di dimensioni maggiori per le colonne. Tuttavia questo si traduce in un incremento esiguo del peso strutturale e del costo complessivo dell'opera pari a 6% e 1.8%, rispettivamente, per la struttura esaminata. Tali valori risultano del tutto accettabili se esaminati in relazione ai benefici conseguiti in termini di miglioramento delle prestazioni sismiche.

## **CAPITOLO III**

### **METODI PER LA VALUTAZIONE DELL’AFFIDABILITA’ SISMICA**

#### ***3.1 - Considerazioni introduttive***

La progettazione di strutture in zona sismica è attualmente basata sul soddisfacimento di diversi stati limite, finalizzati alla definizione delle prestazioni minime che le strutture stesse devono essere in grado di esibire in occorrenza di eventi sismici di diversa intensità (Fardis, 2004). In particolare, così come previsto dai moderni codici vigenti in materia di progettazione e verifica in zona sismica (CEN 2004a; D.M. 16/01/2008), in occorrenza di eventi sismici di media intensità, cioè aventi periodi di ritorno paragonabili alla vita utile dell’edificio, le strutture devono rimanere sostanzialmente in campo elastico, esibendo limitati danni alle sole parti non strutturali, mentre in occorrenza di eventi sismici di elevata intensità le strutture possono esibire danni consistenti sia a parti strutturali che non strutturali purché i danni alle componenti strutturali siano adeguatamente limitati allo scopo di garantire la salvaguardia della vita degli occupanti. Infine, in occorrenza di eventi sismici distruttivi, il collasso strutturale deve essere prevenuto verificando che il danneggiamento strutturale sia compatibile con le risorse di duttilità locali. Sebbene l’obiettivo di salvaguardia della vita sia evidentemente il più importante tra quelli annoverati, eventi sismici recenti hanno evidenziato che strutture dimensionate per soddisfare il solo requisito di salvaguardia della vita possono esibire danni eccessivi a parti strutturali, non strutturali e alle attrezzature presenti negli edifici, con la conseguenza che i costi connessi alla riparazione possono rappresentare una voce di entità inaccettabile nel bilancio della ricostruzione post-sima, come accaduto durante i terremoti di Northridge (1994) e Kobe (1995).

In conseguenza delle esperienze maturate, è ormai riconosciuta l'importanza di una progettazione basata non solo sull'obiettivo di salvaguardia della vita ma anche del contenimento del danno (Bertero, 1996; Ghobarah, 2001; Song et al., 1999), e quindi un'attenzione sempre crescente verso l'applicazione della filosofia prestazionale nota come *Performance Based Seismic Design* (PBSD) (SAEIOC; ATC40; FEMA 273; FEMA 350).

La filosofia del Performance Based Seismic Design è stata recentemente riformulata in un'ottica probabilistica. Essa prevede che le strutture debbano essere in grado di esibire, con una certa probabilità, determinate prestazioni (definite attraverso la combinazione di prestazioni strutturali e non strutturali) in occorrenza di eventi sismici di diversa intensità. È evidente che un'applicazione rigorosa della filosofia di progettazione prestazionale richiede l'implementazione di approcci su base probabilistica che consentano una valutazione esplicita del grado di affidabilità strutturale portando in conto tutte le fonti di incertezza che intervengono nei problemi di ingegneria strutturale. In particolare le fonti di incertezza possono classificarsi in due gruppi: le incertezze di carattere aleatorio (*randomness*), connesse alla variabilità naturale degli eventi sismici (ad esempio durata e magnitudo degli eventi sismici futuri), e le incertezze di carattere epistemologico (*uncertainty*) connesse alle conoscenze limitate (ad esempio incertezze sulla modellazione strutturale in campo fortemente non-lineare).

Attualmente in letteratura esistono numerosi approcci, più o meno rigorosi, che consentono di condurre analisi di tipo probabilistico delle prestazioni strutturali. Ovviamente la complessità di tali procedure è il fattore che principalmente ne limita la diffusione al solo ambito accademico. L'implementazione di procedure facilmente gestibili e codificabili per l'applicazione del PBSD è quindi l'obiettivo di molti studi svolti e attualmente in svolgimento. In questo senso, un risultato molto importante è quello raggiunto da Jalayer e Cornell (2003) nell'ambito dello studio promosso dal PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Centre*). Partendo da una formulazione rigorosa e attraverso alcune ipotesi semplificative, Jalayer e Cornell giungono ad un'espressione in forma chiusa per la valutazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite. Tale formulazione ben si presta ad una implementazione del tipo LRFD (*Load and Resistance*

*Factor Design*) e quindi ad una possibile futura applicazione in ambito normativo.

Nel seguito saranno brevemente illustrati i metodi rigorosi e semplificati presenti in letteratura per la valutazione dell'affidabilità strutturale. Saranno, inoltre, discussi in dettaglio il metodo di Jalayer e Cornell (2003), che fornisce, attraverso alcune ipotesi semplificative, un'espressione in forma chiusa per la valutazione dell'affidabilità, e una procedura di tipo numerico basata sull'integrazione dell'equazione del PEER.

### **3.2 - Metodi di I, II e III livello per la valutazione dell'affidabilità strutturale**

Durante la loro vita utile, le strutture sono sottoposte ad una varietà di condizioni di carico che possono portare a perdere, reversibilmente o permanentemente, alcune delle funzioni per le quali sono state progettate, o addirittura possono condurre al collasso. L'obiettivo delle procedure di verifica è dunque quello di controllare che, durante la vita utile, la struttura soddisfi gli obiettivi di funzionalità prefissati. Questo si traduce, nell'ottica del Performance Based Seismic Design, nel selezionare un numero discreto di "stati", ognuno corrispondente ad una situazione di malfunzionamento o perdita delle capacità portanti, e controllare che le strutture possiedano un adeguato livello di protezione nei confronti del superamento degli stessi.

Riconoscendo la natura probabilistica dei fenomeni che intervengono nei problemi di ingegneria strutturale (aleatorietà di carichi, resistenze, incertezze sulla caratterizzazione degli eventi sismici che agiranno sulla struttura), tale livello di protezione può essere espresso solamente in termini probabilistici, ossia attraverso la probabilità che ogni stato limite predefinito sia superato, almeno una volta, durante la vita utile della struttura. Con riferimento ad un dato stato limite, ai fini della caratterizzazione della probabilità di superamento dello stesso, si definisce una funzione  $G$ , detta *funzione limite*, del vettore  $\mathbf{x}^T = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  delle variabili di progetto (carichi, geometria, resistenze dei materiali etc.). Tale funzione viene definita in modo tale che risulti:

$$G(x_1, x_2, \dots, x_n) \begin{cases} > 0 \text{ se lo stato limite non viene superato} \\ = 0 \text{ se viene raggiunto lo stato limite} \\ < 0 \text{ se lo stato limite viene superato} \end{cases} \quad (3.1)$$

ossia  $G(\mathbf{x})$  risulta positiva se la struttura è in condizioni di sicurezza, e non positiva nel caso di raggiungimento o superamento dello stato limite considerato. Nello spazio delle variabili  $\mathbf{x}$ , la condizione  $G(\mathbf{x}) > 0$  identifica quindi il *sottospazio della sicurezza strutturale* ( $S$  - safe domain) mentre la condizione  $G(\mathbf{x}) \leq 0$  identifica il *sottospazio del collasso* ( $F$  - failure domain). La condizione  $G(\mathbf{x}) = 0$  identifica invece la frontiera tra i due sottoinsiemi, detta *superficie di collasso*.

Se, come detto, il vettore  $\mathbf{x}$  contiene variabili casuali, la funzione  $G(\mathbf{x})$  è essa stessa una variabile casuale, per cui il livello di protezione nei confronti dello stato limite considerato è fornito dalla probabilità di non collasso nella vita utile ( $P_s$ ), ossia dalla probabilità che la funzione limite assuma valori non negativi:

$$P_s = \Pr(G > 0) \quad (3.2)$$

Essendo  $F$  ed  $S$ , rispettivamente collasso e sicurezza strutturale, due eventi necessari ed incompatibili, la probabilità di collasso è espressa dalla relazione:

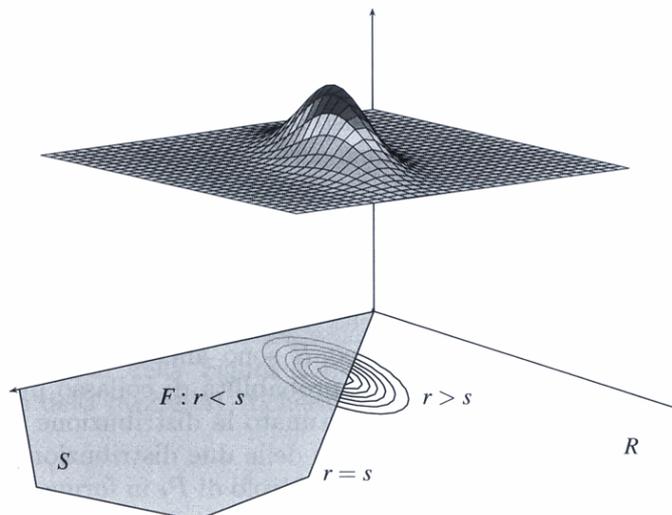
$$P_f = 1 - P_s = \Pr(G \leq 0) = F_G(0) \quad (3.3)$$

dove  $F_G$  è la funzione di distribuzione di probabilità cumulata di  $G$ . Infine, data la definizione del dominio di collasso  $F$ , la relazione (3.3) può essere riscritta nella forma:

$$P_f = \Pr[\mathbf{x} \in F] = \int_F f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) \, d\mathbf{x} \quad (3.4)$$

dove  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$  rappresenta la funzione densità di probabilità congiunta delle variabili casuali  $x_i$  di progetto.

Un esempio di rappresentazione del dominio di collasso e della funzione di distribuzione di probabilità congiunta  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$  è riportato in Fig. 3.1 con riferimento al caso in cui il vettore  $\mathbf{x}$  è composto da due sole variabili aleatorie, la resistenza  $R$  e la sollecitazione  $S$ , e la funzione limite è espressa nella forma  $G(\mathbf{x}) = R - S$ . Il dominio di collasso individuato dalla relazione  $G(\mathbf{x}) = 0$ , e quindi  $R - S = 0$ , è la bisettrice del primo e terzo quadrante, come riportato in Fig. 3.1.



**Fig. 3.1:** Esempio di dominio di collasso e funzione limite (tratto da Cosenza et al. 2008).

Introdotta la probabilità di collasso, la valutazione del livello di protezione nei confronti dello stato limite considerato può essere condotta controllando che sia soddisfatta la relazione:

$$P_f \leq P_f^* \quad (3.5)$$

dove  $P_f^*$  è un valore limite della probabilità di collasso, rappresentativo del rischio accettato in relazione alle conseguenze derivanti dal raggiungimento dello stato limite considerato. La sua valutazione rappresenta in effetti una risposta alla domanda “*quando una struttura può ritenersi sufficientemente sicura?*”. Le strutture hanno una probabilità di esibire collassi relativamente bassa; d’altro canto, l’impatto mediatico di tali eventi è notevole, tanto che si potrebbe pensare di ridurre al minimo il valore  $P_f^*$ . Assicurare però un elevato grado di sicurezza significa progettare strutture più importanti, e dunque più costose, tanto che i costi potrebbero risultare incompatibili con la funzione della struttura oltre che con le condizioni economiche e di sviluppo del paese. Pertanto il valore accettabile della probabilità di collasso risulta di non agevole determinazione, in quanto coinvolge competenze politiche e socio-economiche prima che strutturali; tale

valore, nell'ottica della codifica di procedure di verifica su base probabilistica, dovrebbe essere fornito dal legislatore in funzione dei diversi stati limite.

Nonostante l'apparente semplicità della (3.4), soluzioni in forma chiusa dell'integrale sono disponibili solo per pochi casi elementari. Per questo motivo sono stati implementati metodi approssimati volti alla stima della probabilità di collasso delle strutture classificati in metodi di III, II e I livello, affetti da un grado di approssimazione via via crescente cui corrisponde, tuttavia, una crescente efficienza computazionale.

I **metodi di III livello** sono finalizzati alla determinazione della probabilità di collasso attraverso la risoluzione della (3.4) per via analitica o mediante metodi approssimati. Nel caso particolare in cui la funzione limite dipenda dalle sole due variabili aleatorie R - resistenza ed S - sollecitazione che siano anche stocasticamente indipendenti, la determinazione della probabilità di collasso risulta particolarmente agevole. La funzione densità di probabilità congiunta risulta, infatti, pari al prodotto delle funzioni densità di probabilità delle singole variabili cioè:

$$\begin{aligned} P_f &= \int_F f_{R,S}(r,s) \, drds = \int_F f_R(r) f_S(s) \, drds = \\ &= \int_{s=-\infty}^{\infty} \int_{r=-\infty}^s f_R(r) f_S(s) \, drds = \int_{r=-\infty}^{\infty} \int_{s=r}^{\infty} f_R(r) f_S(s) \, drds \end{aligned} \quad (3.6)$$

da cui, introducendo le funzioni di ripartizioni di resistenza ( $F_R(r)$ ) e sollecitazione ( $F_S(s)$ ), si ottengono le due espressioni alternative:

$$P_f = \int_{s=-\infty}^{\infty} \left[ \int_{r=-\infty}^s f_R(r) \, dr \right] f_S(s) \, ds = \int_{r=-\infty}^{\infty} F_R(s) f_S(s) \, ds \quad (3.7)$$

$$P_f = \int_{r=-\infty}^{\infty} \left[ \int_{s=r}^{\infty} f_S(s) \, ds \right] f_R(r) \, dr = \int_{r=-\infty}^{\infty} [1 - F_S(r)] f_R(r) \, dr \quad (3.8)$$

in cui  $F_R(s)$  rappresenta la probabilità che la resistenza sia minore del valore  $s$  della sollecitazione (Fig. 3.2), mentre  $1 - F_S(r)$  rappresenta la probabilità che la sollecitazione sia maggiore del valore  $r$  della resistenza (Fig. 3.3).

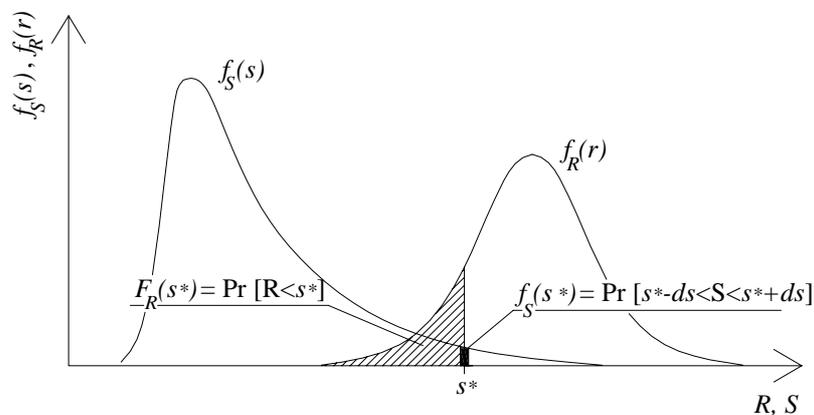


Fig. 3.2: Rappresentazione grafica delle grandezze statistiche dell'eq.(3.7).

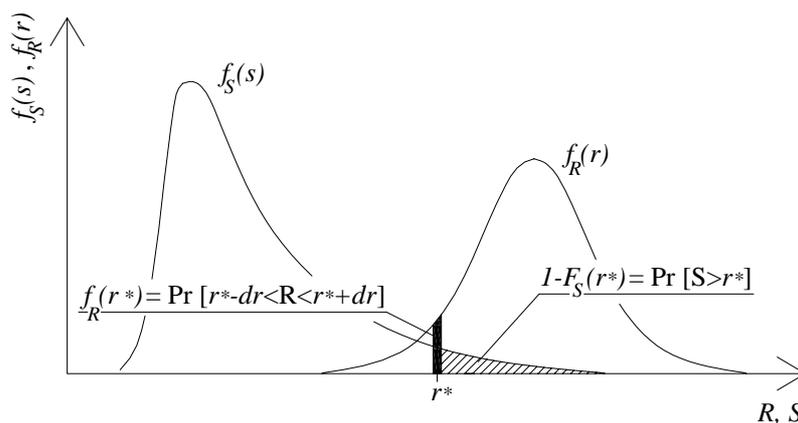


Fig. 3.3: Rappresentazione grafica delle grandezze statistiche dell'eq.(3.8).

Se in particolare la funzione limite viene espressa nella forma  $G=R-S$  e le due variabili hanno una distribuzione normale, allora banalmente anche  $G$  è una variabile gaussiana con media e dispersione pari a:

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \tag{3.9}$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2} \tag{3.10}$$

Per questo problema particolare, noto anche come problema base dell'affidabilità (*basic reliability problem*), la probabilità di collasso è ricavata esplicitamente dalla (3.3):

$$P_f = F_G(0) = \Phi\left(\frac{-\mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2}}\right) \quad (3.11)$$

In generale però l'integrale (3.4) non è di agevole risoluzione sia perché non sempre è possibile caratterizzare in modo efficace le funzioni densità di probabilità delle singole variabili aleatorie, sia perché non sempre è possibile scindere la funzione densità di probabilità congiunta non essendo le variabili stocasticamente indipendenti; inoltre non sempre il dominio di collasso risulta di semplice individuazione. In questi casi la risoluzione dell'integrale (3.4) può essere condotta esclusivamente attraverso i metodi di simulazione numerica. Tra questi il più diffuso è senza dubbio il metodo Montecarlo. Esso si basa sul campionamento delle variabili casuali che intervengono nella definizione del problema di affidabilità strutturale, conducendo in maniera artificiale un gran numero di esperimenti. L'esito di ogni esperimento viene valutato in termini di valore assunto dalla funzione limite  $G(\mathbf{x})$ ; per cui se la funzione limite assume valori non positivi si viene a configurare il raggiungimento di una condizione di collasso. La stima della probabilità di failure è infine ottenuta come rapporto tra il numero di analisi che conducono al collasso e il numero di analisi complessivamente simulate. In pratica per la formulazione del metodo Montecarlo la probabilità di violare uno stato limite (eq. (3.4)) può essere espressa nella forma:

$$P_f = \int I[G(\mathbf{x}) \leq 0] f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.12)$$

dove l'integrale è esteso all'intero dominio di definizione, mentre  $I$  è detta funzione indicatrice ed assume valore 1 se la condizione  $G(\mathbf{x}) \leq 0$  è soddisfatta, cioè se viene raggiunto il collasso, e 0 nel caso contrario. Questa operazione equivale praticamente ad effettuare l'integrazione sul solo dominio di failure  $F$  così come nella (3.4), ma a differenza del caso precedente il dominio non deve essere noto a priori. Dalla definizione della media di una variabile casuale continua, si desume che la (3.12) altro non è che la media di  $I$ , per cui:

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I[G(\mathbf{x}_j) \leq 0] \quad (3.13)$$

dove  $\mathbf{x}_j$  è il  $j$ -esimo vettore dei valori simulati delle variabili aleatorie  $x_i$  che intervengono nel problema ed  $N$  è il numero di vettori, ossia il numero di simulazioni. Il campionamento delle variabili può essere condotto per esempio attraverso il metodo della trasformazione inversa che consiste nel ricavare i valori campionati di una variabile casuale a partire dai valori della sua funzione di distribuzione (ipotizzata o desunta da osservazioni sperimentali) determinati per estrazione casuale.

L'applicazione del metodo Montecarlo "puro", così come descritto, pone delle problematiche relative all'affidabilità dei risultati che ovviamente tende a crescere col numero di simulazioni condotte. In letteratura sono presenti alcune formulazioni semplificate per la valutazione del numero di simulazioni necessarie tra cui quella riportata in Melchels (1999) che restituisce il valore  $N$  necessario per ottenere una certa affidabilità ( $C$ ) data la probabilità di collasso che si vuole stimare ( $P_f$ ):

$$N > \frac{-\ln(1-C)}{P_f} \quad (3.14)$$

Questo significa che per ottenere per esempio un livello di confidenza del 95% per una  $P_f=10^{-3}$ , il numero di simulazioni necessario è di circa 3000. Considerato che le strutture hanno generalmente una bassa probabilità di collasso e che ogni simulazione corrisponde di fatto ad un'analisi strutturale completa (condotta con valori simulati delle variabili casuali), ne consegue che l'impegno computazionale richiesto, in termini di gestione della mole dei risultati, oltre che di tempi di elaborazione, può risultare proibitivo. Con l'obiettivo di ottimizzare l'applicazione del metodo Montecarlo, sono state recentemente sviluppate tecniche innovative, che vanno sotto il nome di *importance sampling* (Melchels, 1999), che esulano tuttavia dagli obiettivi di questo lavoro.

I **metodi di II livello** sono finalizzati alla stima indiretta della probabilità di collasso attraverso l'introduzione di misure di affidabilità semplificate (Pinto et al., 2004). Per l'applicazione di tali procedure risulta in genere sufficiente la caratterizzazione del vettore  $\mathbf{x}$  delle variabili aleatorie attraverso il vettore media  $\boldsymbol{\mu}_x$ :

$$\boldsymbol{\mu}_x = E[\mathbf{x}] \quad (3.15)$$

e la matrice delle covarianze  $\mathbf{C}_x$ :

$$\mathbf{C}_x = E[(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu}_x)(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu}_x)^T] \quad (3.16)$$

in cui l'elemento di posto  $ii$  è la varianza della singola variabile aleatoria  $x_i$  mentre l'elemento  $ij$  è la covarianza valutata con riferimento alla coppia di variabili  $x_i - x_j$ .

Una delle misure semplificate per la valutazione dell'affidabilità strutturale è costituita dall'*indice di Cornell* ( $\beta_C$ ) detto anche semplicemente *indice di affidabilità* (*reliability index*). Assunta la funzione limite  $G$  come combinazione lineare delle variabili aleatorie  $x_i$ , essa può essere espressa nella forma:

$$G = a_0 + \mathbf{b}^T \mathbf{x} \quad (3.17)$$

in cui  $a_0$  è uno scalare e  $\mathbf{b}$  è il vettore dei coefficienti di combinazione. Media e varianza della funzione sono pertanto esprimibili nella forma:

$$\mu_G = a_0 + \mathbf{b}^T \boldsymbol{\mu}_x \quad (3.18)$$

$$\sigma_G^2 = \mathbf{b}^T \mathbf{C}_x \mathbf{b} \quad (3.19)$$

L'indice di Cornell è dunque definito dal rapporto tra media e dispersione della funzione limite:

$$\beta_C = (a_0 + \mathbf{b}^T \boldsymbol{\mu}_x) / (\mathbf{b}^T \mathbf{C}_x \mathbf{b})^{1/2} \quad (3.20)$$

ed è legato alla probabilità di collasso attraverso la relazione:

$$P_f = \Phi(-\beta_C) \quad (3.21)$$

La (3.21) trova giustificazione teorica nel fatto che, se le variabili aleatorie hanno distribuzione normale, anche la funzione limite è una variabile gaussiana, per cui può essere applicata a rigore la (3.3):

$$P_f = F_G(0) = \Phi(-\mu_G / \sigma_G) = \Phi(-\beta_C) \quad (3.22)$$

cioè in questa condizione l'indice di Cornell fornisce una stima rigorosa della probabilità di collasso. Per quanto detto, l'impiego dell'indice di Cornell prevede una serie di limitazioni. Riguardo alla linearità della  $G$  (eq. (3.17)) tale limitazione può essere superata sostituendo alla funzione limite lo sviluppo in serie troncato al primo termine. La problematica

fondamentale sta però nel fatto che il metodo risulta non invariante rispetto alla forma della funzione limite. Ciò significa che assumendo due espressioni della funzione limite con lo stesso dominio di collasso, la (3.21) fornisce stime differenti della probabilità di collasso.

Un approccio che consente di superare questa problematica è dato dall'introduzione dell'*indice di Hasofen e Lind*. Tale metodo consiste nell'effettuare una trasformazione delle variabili aleatorie dallo spazio delle  $x_i$  a quello delle variabili  $y_i$  standardizzate e non correlate, cioè tale che:

$$\boldsymbol{\mu}_y = E[\mathbf{y}] = \mathbf{0} \quad (3.23)$$

$$\mathbf{C}_y = E[\mathbf{y} \mathbf{y}^T] = \mathbf{I} \quad (3.24)$$

dove la trasformazione delle variabili aleatorie è del tipo:

$$\mathbf{y} = \mathbf{A}^{-1} (\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu}_x) \quad (3.25)$$

Senza soffermarsi sul significato geometrico della trasformazione (3.25) e sui requisiti della matrice  $\mathbf{A}$ , si osserva che per effetto della trasformazione la funzione limite nello spazio delle variabili  $y_i$  sarà espressa nella forma  $g(\mathbf{y})$ . L'equazione  $g(\mathbf{y})=0$  identifica quindi la frontiera ( $dF^*$ ) del dominio di collasso ( $F^*$ ) nello spazio delle  $y_i$ . Per cui quando  $\mathbf{y}$  appartiene alla frontiera, lo scalare:

$$d = |\mathbf{y}| = (\mathbf{y} \mathbf{y}^T)^{1/2} = \sqrt{y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2} \quad (3.26)$$

identifica la distanza (definibile in quanto lo spazio delle variabili standardizzate  $y_i$  è metrico per effetto della trasformazione (3.25)) del punto della frontiera di collasso dall'origine. L'indice di Hasofen e Lind è definito dal minimo valore di  $d$ , ossia dalla distanza dall'origine del più vicino punto sulla frontiera di collasso, detto *punto di progetto* o *punto più probabile di collasso* (*design point* o *most likely failure point*):

$$\beta_{HL} = \min_{\mathbf{y} \in dF^*} |\mathbf{y}| \quad (3.27)$$

Ne consegue che se si adottano diverse funzioni limite con lo stesso dominio di collasso, e quindi con la stessa frontiera limite, la (3.27) fornisce gli stessi risultati, ossia l'indice di Hasofen e Lind, a differenza di quello di Cornell, risulta invariante rispetto alla funzione limite  $G$ . Inoltre si può dimostrare che, se  $G$  dipende linearmente dalle variabili  $x_i$ , i due indici coincidono. Pertanto, per quanto affermato a proposito

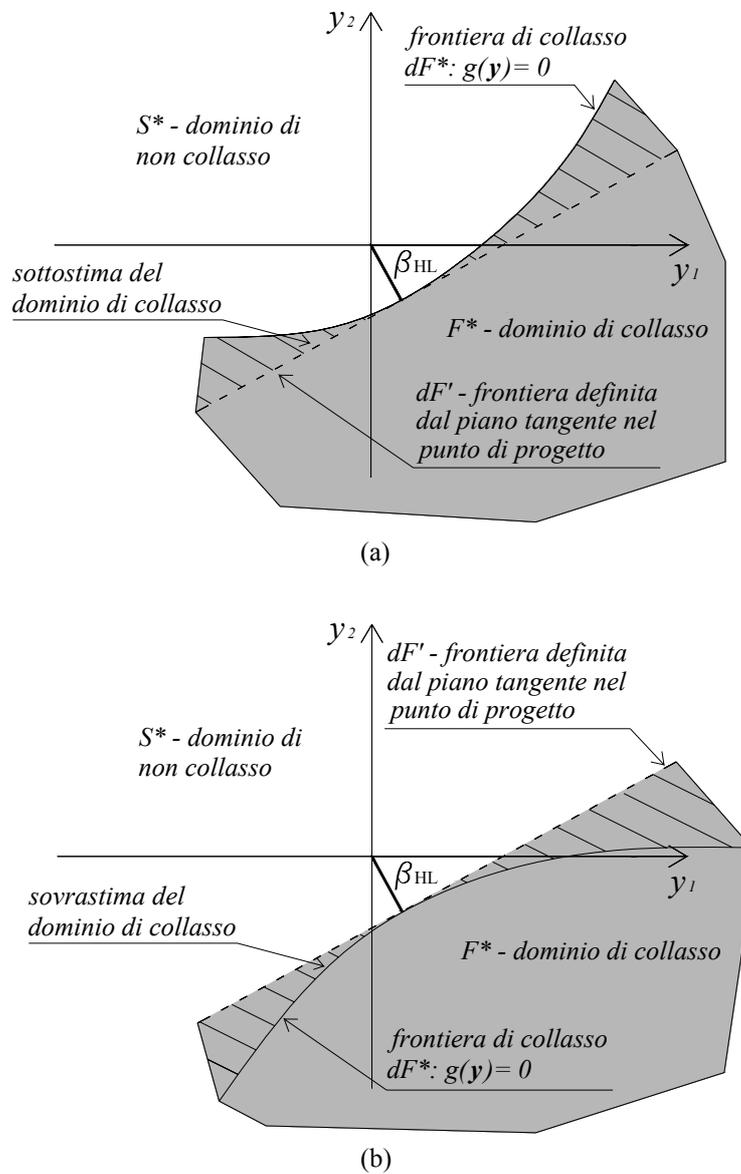
dell'indice di Cornell, se  $G$  è lineare nelle  $x_i$  e le variabili sono normali, allora esiste una chiara relazione tra indice di Hasofen e Lind e probabilità di collasso poiché dalla (3.21) risulta:

$$P_f = \Phi(-\beta_{HL}) \quad (3.28)$$

Quando invece non valgono le due condizioni precedenti, la relazione (3.28) fornisce la probabilità che  $y$  appartenga al frontiera  $dF'$  cioè alla frontiera del dominio  $F'$  individuato dal piano tangente alla frontiera effettiva di collasso  $dF^*$  (individuata dalla relazione  $g(\mathbf{y})=0$  nello spazio delle variabili standardizzate non correlate) nel punto di progetto (Fig. 3.4).

In altre parole, se  $G$  è non lineare oppure se  $G$  è lineare ma non lo è  $g$  nello spazio delle variabili  $y_i$  per effetto della trasformazione (3.25), l'indice di Hasofen e Lind attraverso la (3.28) fornisce una stima approssimata della probabilità di collasso. In particolare se la frontiera del dominio di failure ha un unico punto di progetto e curvatura moderata, l'approssimazione fornita per la stima della  $P_f$  risulta accettabile. Se invece la curvatura della frontiera è considerevole, l'errore risulta proporzionale all'area compresa tra la frontiera di collasso effettiva e la sua approssimazione lineare nel punto di progetto (Fig. 3.4). Per cui se la frontiera di collasso è concava rispetto all'origine (Fig. 3.4a) si ha una sottostima della misura del dominio, e quindi della probabilità di collasso; al contrario se la frontiera di collasso è convessa rispetto all'origine (Fig. 3.4b), l'indice di Hasofen e Lind determina una sovrastima della probabilità di collasso.

I metodi illustrati sono anche detti metodi **FORM** (First Order Reliability Method) in quanto sfruttano un'approssimazione lineare del dominio di failure. L'approssimazione della stima della probabilità di collasso può essere migliorata ricorrendo a metodi tipo **SORM** (Second Order Reliability Method) che, a differenza di quelli descritti, sfruttano un'approssimazione del dominio di failure attraverso una curva del secondo ordine tangente nel punto di progetto. Ciò comporta ovviamente un approccio analitico più complesso.



**Fig. 3.4:** Errori nella stima del dominio di collasso prodotti dall'indice di Hasofer e Lind per funzioni limite non lineari.

Infine, i **metodi di I livello** non forniscono una stima esplicita dell'affidabilità strutturale bensì puntano a garantire che la struttura sia dotata di un livello di affidabilità accettabile attraverso verifiche semplificate in cui i termini coinvolti hanno una caratterizzazione probabilistica. Sebbene siano affetti da un notevole grado di approssimazione, grazie alla semplicità di implementazione sono stati ampiamente adottati in tutto il mondo nelle normative in materia di progettazione e verifica di strutture in zona sismica. Tra i metodi di I livello ricade il metodo semi-probabilistico agli stati limite. Secondo questo approccio, la condizione di sicurezza è espressa attraverso il confronto tra resistenza e sollecitazione di progetto:

$$R_d \leq S_d \quad (3.29)$$

in cui resistenza e sollecitazione di progetto sono ottenute, rispettivamente, riducendo e amplificando i valori caratteristici attraverso coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_m$  e  $\gamma_s$ ), dove i valori caratteristici di carichi e resistenze rappresentano i frattili superiori e inferiori, rispettivamente, dell'ordine del 5%. Nell'ottica dei metodi di I livello dunque i coefficienti parziali di sicurezza sono calibrati e forniti dal legislatore in base a considerazioni di carattere politico, sociale ed economico per assicurare (almeno teoricamente) un adeguato livello di sicurezza strutturale.

### **3.3 - Approccio di Jalayer e Cornell**

La valutazione dell'affidabilità di strutture soggette ad azioni sismiche non può essere condotta né attraverso l'integrazione diretta della (3.4) né attraverso l'applicazione di metodi di II livello, tipo FORM o SORM, data l'impossibilità di caratterizzare dal punto di vista analitico la variabilità delle azioni sismiche, e quindi per l'impossibilità di determinare la funzione limite  $G(\mathbf{x})$  e la funzione di densità di probabilità congiunta  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ .

Il metodo di Jalayer e Cornell (2003) si classifica tra i metodi di integrazione numerica. Si basa infatti sull'interpretazione dei risultati di analisi dinamiche delle strutture, condotte con riferimento ad accelerogrammi reali, fornendo una stima approssimata della probabilità di collasso. Di seguito viene descritta in dettaglio la procedura di Jalayer

e Cornell mettendone in evidenza in particolare le ipotesi di base e i limiti di applicazione. In questa fase vengono considerate le sole incertezze di carattere naturale (*randomness*), connesse cioè alla natura degli eventi sismici (record-to-record variability). Nell'ultima parte si riporta la formulazione completa, nella quale vengono inserite anche le incertezze di carattere epistemologico (*uncertainty*), ossia le incertezze connesse alle conoscenze limitate (ad esempio sulla modellazione strutturale in campo fortemente non lineare o sul comportamento degli elementi strutturali). Tale formulazione generale costituisce, inoltre, la base teorica per la derivazione del metodo proposto dalle direttive FEMA 350 (2000) di cui si discuterà alla fine del capitolo.

### 3.3.1 – Strategia risolutiva

La metodologia recentemente proposta da Jalayer e Cornell nell'ambito della valutazione dell'affidabilità sismica delle strutture, conduce, attraverso alcune ipotesi semplificative, alla formulazione di un'espressione in forma chiusa per la valutazione della frequenza annua media di superamento di un prefissato stato limite, attraverso la combinazione dei risultati dell'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis – PSHA*), dell'analisi probabilistica della risposta strutturale (*Probabilistic Seismic Demand Analysis – PSDA*) e dell'analisi probabilistica della capacità strutturale (*Probabilistic Seismic Capacity Analysis – PSCA*). In accordo con la formulazione proposta da Cornell e Krawinkler (2000), la verifica dell'adeguatezza di una struttura può essere condotta attraverso la definizione di una variabile chiave *DV* (*Decision Variable*), quale per esempio il superamento di un dato stato limite o il verificarsi di danni economici in misura maggiore di un valore limite (per esempio il valore di ricostruzione della struttura). In questo modo, l'analisi dell'affidabilità strutturale viene ricondotta all'analisi probabilistica della stessa variabile *DV*, ossia consiste nella valutazione della frequenza media annua di superamento di un certo valore della variabile chiave ( $\lambda(DV)$ ). La strategia di analisi adottata in questa formulazione prevede, inoltre, la definizione di due variabili intermedie: una misura dell'intensità sismica *IM* (*Intensity Measure*) ed un parametro rappresentativo della risposta strutturale *DM* (*Damage Measure*). Attraverso la scelta opportuna delle

variabili intermedie e l'applicazione del teorema della probabilità totale, si giunge alla seguente espressione per la valutazione della frequenza annua media di superamento della variabile decisionale, nota anche come equazione del PEER:

$$\lambda(DV) = \iint G(DV | DM) \cdot |dG(DM | IM)| \cdot |d\lambda(IM)| \quad (3.30)$$

dove:

- $\lambda(IM)$  è la frequenza annua media di superamento di un dato valore della misura dell'intensità dell'azione sismica, generalmente indicata come *curva di pericolosità* ed ottenibile attraverso un'analisi della pericolosità sismica del sito in esame (PSHA). È importante sottolineare che nella formulazione proposta  $IM$  è l'unico termine di collegamento con l'evento sismico per cui deve essere in grado di esprimere efficacemente la capacità del sisma di danneggiare la struttura. Ne consegue che tutte le informazioni relative alla natura dell'evento stesso, quali per esempio la magnitudo, la distanza dall'epicentro e gli effetti locali, dovrebbero essere portati in conto attraverso questo fattore. Solo sotto questa ipotesi è possibile disaccoppiare l'analisi probabilistica della pericolosità sismica da quella della risposta strutturale.
- $G(DM|IM)$  è la probabilità che la variabile rappresentativa del danneggiamento strutturale ( $DM$ ) superi un determinato valore quando la misura dell'intensità sismica ( $IM$ ) assume un dato valore. Tale funzione può essere stimata attraverso l'analisi probabilistica della risposta strutturale ( $PSDA$ ).
- $G(DV|DM)$  è la probabilità che la variabile chiave superi un dato valore quando la demand ( $DM$ ) assume un determinato valore. Tale funzione può essere stimata attraverso l'analisi probabilistica della capacità strutturale ( $PSCA$ ).

Se si assume quale variabile decisionale il superamento di un determinato stato limite ( $DV=LS$ ), l'affidabilità strutturale è espressa in termini di frequenza annua media di superamento dello stato limite considerato. La condizione di superamento dello stato limite sarà dunque fornita dalla condizione  $DM \geq C$  cioè demand (ossia il parametro che descrive il comportamento strutturale) che supera la capacità strutturale. È opportuno sottolineare che nella formulazione presentata la capacità strutturale rappresenta il valore soglia della demand che divide

comportamenti strutturali definiti accettabili da comportamenti non accettabili (appunto il superamento dello stato limite considerato) ed è quindi espressa nella stessa misura del parametro  $DM$ . Inoltre la capacity è essa stessa una variabile aleatoria.

In base a queste considerazioni, dall'equazione del PEER (3.30) si ottiene l'espressione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite  $\lambda_{LS}$ :

$$\lambda_{LS} = \int_c \left( \int_{S_a} G(DM = c | S_a) \cdot |d\lambda_{S_a}(S_a)| \right) \cdot f_C(c) dc \quad (3.31)$$

dove:

- $\lambda_{S_a}(S_a)$  esprime la frequenza annua media di superamento della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, scelta nelle analisi quale misura dell'intensità dell'azione sismica;
- $G(DM=c|S_a)$  è la funzione che esprime la probabilità che la demand ( $DM$ ) superi il valore  $c$  della capacity quando la misura dell'intensità dell'azione sismica ( $S_a$ ) ha raggiunto un determinato valore;
- $f_C(c)$  è la funzione densità di probabilità della capacity.

È il caso si osservare che l'integrale in parentesi rappresenta la demand hazard ( $\lambda_{DM}(dm)$ ) ossia esprime la frequenza annua media di superamento di un dato valore della demand. Dall'esame della (3.31) risulta evidente che, data l'indipendenza di demand e pseudo-accelerazione spettrale dalla capacity, il problema della determinazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite può essere affrontato in due step ricavando prima la frequenza annua media di superamento della demand  $\lambda_{DM}(dm)$  (*drift hazard*) e successivamente integrando sulla capacità strutturale per ottenere la  $\lambda_{LS}$ . Nel seguito saranno illustrati i due step che consentono la risoluzione analitica dell'integrale di convoluzione (3.31) e saranno discusse le ipotesi semplificative alla base della metodologia di Jalayer e Cornell attraverso le quali è possibile giungere ad un'espressione in forma chiusa per la valutazione del grado di affidabilità strutturale.

### 3.3.1.1 – Sulla scelta della misura dell'intensità dell'azione sismica

La questione riguardante la scelta ottimale della misura dell'intensità dell'azione sismica è tuttora aperta. Il parametro  $IM$  selezionato dovrebbe essere in grado di descrivere efficacemente le caratteristiche dell'evento sismico, quali la durata, l'intensità, il contenuto in frequenza, nonché la sua capacità di danneggiare la struttura, portando in conto quindi anche informazioni riguardanti per esempio la distanza fonte-sito o ancora le caratteristiche geologiche locali. A questo si aggiunge il fatto che la scelta dei parametri ottimali per la descrizione dell'intensità dell'azione sismica dipende, più o meno fortemente, dal sistema strutturale e dal livello di performance che si vuole garantire. Una descrizione dettagliata potrebbe ottenersi solamente adottando un vettore di variabili, ma ciò comporterebbe una inevitabile complicazione nello sviluppo delle procedure di valutazione dell'affidabilità. D'altronde si fa osservare che proprio la possibilità di adottare un unico parametro per la descrizione dell'intensità dell'azione sismica è la condizione necessaria per operare il disaccoppiamento dell'analisi della pericolosità sismica dall'analisi della vulnerabilità della struttura.

La strategia comunemente accettata è quella di introdurre un unico parametro della  $IM$ , quello che meglio si adatta alla realtà in esame, considerando inglobati nella dispersione della risposta strutturale gli effetti legati a tutti i fattori che non vengono esplicitamente considerati nella descrizione dell'evento sismico. Ovviamente l'assunzione di un unico parametro rappresenta una forte approssimazione, per cui è necessario far riferimento ad opportuni requisiti per la selezione della misura dell'intensità dell'azione sismica, e cioè: *sufficienza*, *efficienza* ed *onere computazionale* della pericolosità sismica (Giovenale, 2002).

Riguardo al primo requisito, una  $IM$  si dice sufficiente rispetto ad una caratteristica del terremoto  $GMc$  (ad esempio la magnitudo o la distanza dall'epicentro), quando la distribuzione di probabilità della risposta strutturale ( $DM$ ) condizionata ad un assegnato valore della  $IM$  è statisticamente indipendente dalla  $GMc$  in questione, ossia  $f_{DM|IM,GMc} = f_{DM|IM}$ . Nel caso in cui la  $IM$  selezionata non sia sufficiente, è ovvio che la procedura fornisce una stima non accurata dell'affidabilità, a meno che la distribuzione dei parametri  $GMc$  del set di accelerogrammi selezionato

non ricalchi la distribuzione al sito; ma se la  $IM$  fosse sufficiente, la stima dell'affidabilità risulterebbe, in linea di principio, corretta per qualsiasi set di accelerogrammi selezionato.

Riguardo alla efficienza, nel confrontare due  $IM$  candidate, si dice che una  $IM$  è più efficiente di un'altra quando porta ad una minore dispersione del parametro che caratterizza la risposta strutturale (demand) ( $\beta_{DM/IM}$ ). L'utilizzo di una  $IM$  più efficiente comporta indubbi vantaggi in quanto si riduce il numero di analisi dinamiche non lineari da condurre (ossia il numero di accelerogrammi del set da selezionare) per ottenere un dato intervallo di confidenza nella stima della risposta strutturale.

Infine l'onere computazionale si riferisce alla possibilità di reperire le curve di pericolosità per la  $IM$  selezionata ( $\lambda(IM)$ ). Attualmente mappe di pericolosità sono disponibili in termini di accelerazione di picco al suolo ( $PGA$ ) e per valori discreti della pseudo-accelerazione spettrale ( $S_a$ ).

Nelle analisi sviluppate è stata assunta quale misura dell'intensità dell'azione sismica la pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura ( $S_a(T_0)$ ) per le sue caratteristiche di sufficienza ed efficienza (Shome e Cornell, 1999; Krawinkler et al., 2003).

### 3.3.2 – Ipotesi semplificative

Partendo dall'espressione rigorosa del PEER particolarizzata nella forma dell'eq. (3.31), Jalayer e Cornell introducono tre ipotesi semplificative.

La prima ipotesi riguarda l'approssimazione della curva di pericolosità del sito in oggetto ( $\lambda_{S_a}(S_a)$ ) nella regione della  $S_a$  di interesse, ossia nel range di valori con pericolosità prossima al valore  $\lambda_{LS}$  (cioè il valore della frequenza annua media di superamento dello stato limite in oggetto) attraverso una relazione esponenziale del tipo:

$$\lambda_{S_a}(x) = k_0 \cdot x^{-k} \quad (3.32)$$

dove  $k_0$  e  $k$  sono parametri che definiscono la forma della curva di pericolosità.

La seconda ipotesi semplificativa riguarda, invece, l'approssimazione del modello probabilistico della demand. L'analisi probabilistica della risposta strutturale viene generalmente condotta attraverso analisi dinamiche non lineari (*incremental dynamic analysis* – IDA) su un set di accelerogrammi opportunamente scelti e scalati a valori crescenti della pseudo accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura ( $S_a(T_0)$ ). Evidentemente, per un assegnato valore della pseudo-accelerazione spettrale, il parametro rappresentativo della risposta strutturale sarà caratterizzato da una certa variabilità. Assumendo quale unica fonte di incertezza quella connessa alla natura degli eventi sismici (*record-to-record variability*), ossia trascurando le incertezze di carattere epistemologico (connesse alle incertezze sulla modellazione), tale variabilità della demand è legata essenzialmente alla dispersione degli spettri nell'intorno della  $S_a(T_0)$  per effetto della influenza dei modi di vibrazione superiori al primo oltre che del danneggiamento strutturale (che genera un incremento del periodo di vibrazione della struttura). Il modello probabilistico completo della demand, pertanto, può essere espresso dalla seguente relazione:

$$D = \eta_{DM|Sa}(x) \cdot \varepsilon \quad (3.33)$$

dove  $\eta_{DM|Sa}(x)$  è la legge di variazione della mediana della demand al variare della pseudo-accelerazione spettrale, ed  $\varepsilon$  è una variabile aleatoria che definisce la legge di variazione della risposta strutturale per un assegnato valore della misura dell'intensità dell'azione sismica  $x$ . Jalayer e Cornell assumono che la variabile aleatoria  $\varepsilon$  abbia una distribuzione lognormale con mediana unitaria e deviazione standard pari alla dispersione della demand condizionata alla pseudo-accelerazione spettrale, cioè:

$$\eta_\varepsilon = e^{\text{mediana}(\ln(\varepsilon))} = 1 \quad (3.34)$$

$$\sigma_{\ln(\varepsilon)} = \beta_{DM|Sa} \quad (3.35)$$

Inoltre viene assunto un legame lineare nel piano logaritmico tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale, ossia la funzione  $\eta_{DM|Sa}(x)$  risulta definita dalla seguente espressione:

$$\eta_{DM|S_a}(x) = a \cdot x^b \tag{3.36}$$

dove  $a$  e  $b$  sono coefficienti ottenuti attraverso una regressione lineare nel piano logaritmico dei valori mediani della demand.

Sostituendo l'approssimazione (3.36) nella (3.33), il modello probabilistico completo della demand diventa:

$$D = a \cdot x^b \cdot \varepsilon \tag{3.37}$$

cioè, essendo  $\varepsilon$  una variabile aleatoria con distribuzione log-normale, anche la demand  $D$  è un variabile aleatoria caratterizzata dalla stessa distribuzione per assegnato valore della misura dell'intensità dell'azione sismica, le cui mediana e dispersione sono definite, rispettivamente, dalle relazioni (3.36) e (3.35).

Il modello probabilistico completo della demand è rappresentato in Fig. 3.5, dove sono riportate le approssimazioni log-normali delle leggi di variazione della demand per assegnati valori della  $S_a$  e l'approssimazione lineare (nel piano logaritmico) del legame tra mediana della demand ed  $S_a$ . Sono riportate, inoltre, le curve dei frattili relativi ad 84% e 16% ottenute come prodotto tra la mediana della demand  $\eta_{DM|S_a}(x)$  e i fattori  $\exp(\beta_{DM|S_a})$  e  $\exp(-\beta_{DM|S_a})$ , rispettivamente.

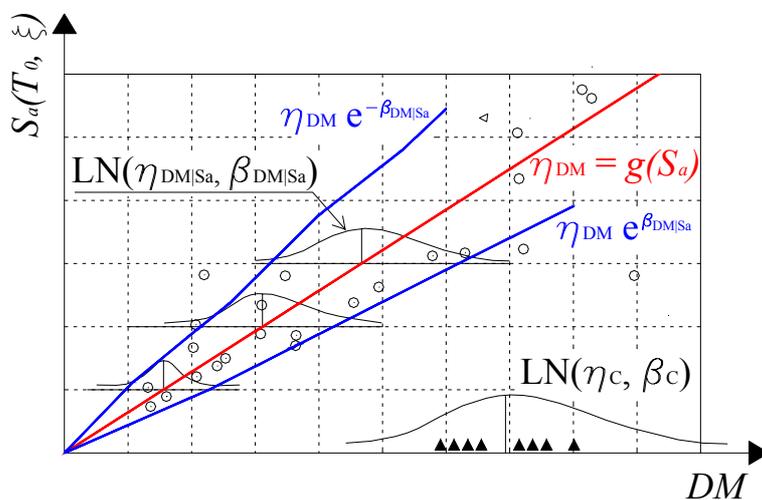


Fig. 3.5: Modello probabilistico della demand e della capacity (Jalayer e Cornell, 2003).

È importante sottolineare che, nella modellazione probabilistica della demand, Jalayer e Cornell introducono l'ulteriore ipotesi di dispersione della demand costante con la pseudo-accelerazione spettrale, ossia  $\beta_{DM|S_a}$  costante (*ipotesi di omoschedasticità*). È intuibile tuttavia come la dispersione della risposta strutturale sia in genere crescente con la pseudo-accelerazione spettrale. Infatti al crescere dell'intensità del sisma, cioè del valore della pseudo-accelerazione spettrale  $S_a(T_0)$  al quale viene scalato il generico accelerogramma, si ha un incremento del grado di danneggiamento strutturale che comporta un incremento sempre più consistente del periodo di vibrazione con conseguente traslazione in zone caratterizzate da una maggiore dispersione degli spettri scalati. L'influenza di tale ipotesi sulla valutazione del grado di affidabilità strutturale sarà discussa in dettaglio nel Capitolo IV, dove si forniranno, inoltre, indicazioni utili per una efficiente valutazione del parametro di dispersione da utilizzare nell'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell.

La terza ipotesi semplificativa riguarda la legge di distribuzione della capacità strutturale. Si assume una distribuzione log-normale con mediana  $\eta_C = \text{mediana}(C)$  e dispersione  $\beta_C = \sigma_{\ln(C)}$ . Il modello probabilistico della capacity è illustrato in Fig. 3.5.

### 3.3.3 – Frequenza annua media di superamento della demand ( $\lambda_{DM}(dm)$ )

La drift hazard,  $\lambda_{DM}(dm)$ , ossia la funzione che esprime la frequenza annua media di superamento di un dato valore della demand, è espressa dall'integrale in parentesi nella (3.31), ossia:

$$\lambda_{DM}(dm) = \int_0^{\infty} G(DM = dm | S_a = x) \cdot |d\lambda_{S_a}(x)| \quad (3.38)$$

Data l'ipotesi di distribuzione log-normale della demand per un assegnato valore della pseudo-accelerazione spettrale, ai fini della determinazione della funzione  $G(DM|S_a)$  che esprime la probabilità che la demand ecceda un dato valore condizionata alla misura dell'intensità sismica, si può ricorrere alla funzione di distribuzione di probabilità cumulata della normale standard:

$$\begin{aligned}
 G(DM = dm | S_a = x) &= P[DM > dm | S_a = x] = \\
 &= 1 - P \left[ \frac{\ln DM - \eta(\ln DM)}{\beta_{DM|S_a}} \leq \frac{\ln dm - \eta(\ln DM)}{\beta_{DM|S_a}} \mid S_a = x \right] \quad (3.39)
 \end{aligned}$$

Tuttavia per le variabili aleatorie con distribuzione log-normale vale la proprietà per cui la mediana del logaritmo della variabile è uguale al logaritmo della mediana della variabile stessa. Pertanto la (3.39) può essere ancora riscritta nella forma:

$$\begin{aligned}
 &1 - P \left[ \frac{\ln DM - \ln \eta_{DM|S_a}}{\beta_{DM|S_a}} \leq \frac{\ln dm - \ln \eta_{DM|S_a}}{\beta_{DM|S_a}} \right] = \\
 &= 1 - \Phi \left[ \ln \left( \frac{dm}{a \cdot S_a^b} \right) \cdot \frac{1}{\beta_{DM|S_a}} \right] \quad (3.40)
 \end{aligned}$$

in cui alla mediana della demand condizionata alla pseudo-accelerazione spettrale,  $\eta_{DM|S_a}$ , si è sostituita l'espressione (3.36). Sostituendo inoltre l'espressione (3.40) nell'integrale (3.38), si giunge all'espressione finale della drift hazard:

$$\lambda_{DM}(dm) = \int_0^\infty \left( 1 - \Phi \left[ \ln \left( \frac{dm}{a \cdot x^b} \right) \cdot \frac{1}{\beta_{DM|S_a}} \right] \right) |d\lambda_{S_a}(x)| \quad (3.41)$$

L'integrazione analitica della (3.41) conduce, infine, alla seguente espressione in forma chiusa:

$$\lambda_{DM}(dm) = \lambda_{S_a}(S_a^{dm}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{DM|S_a}^2} \quad (3.42)$$

dove  $S_a^{dm}$  è la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al valore  $dm$  della demand, ottenuta invertendo la (3.36) per  $\eta_{DM|S_a} = dm$ :

$$S_a^{dm} = (dm/a)^{1/b} \quad (3.43)$$

mentre  $k$  è l'esponente dell'approssimazione della curva di pericolosità nella regione di interesse (eq. (3.32));  $b$  è il coefficiente ottenuto dalla regressione sui dati della demand al variare di  $S_a$  (eq. (3.36));  $\beta_{DM|S_a}$  è la dispersione della demand assunta costante al variare della misura dell'intensità sismica (ipotesi di omoschedasticità).

La relazione (3.42) mostra pertanto che la frequenza annua media di superamento di un dato valore della demand è pari al prodotto della pericolosità sismica valutata per la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente alla demand considerata per un coefficiente che porta in conto la dispersione della demand.

### 3.3.4 – Frequenza annua media di superamento di un dato stato limite ( $\lambda_{LS}$ )

Valutata la drift hazard, l'integrale di convoluzione (3.31) può risciversi nella forma seguente:

$$\lambda_{LS} = \int_0^{\infty} \lambda_{DM}(c) \cdot f_C(c) \, dc = \int_0^{\infty} \lambda_{S_a}(S_a^c) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{DM|S_a}^2} \cdot f_C(c) \, dc \quad (3.44)$$

dove la funzione densità di probabilità della capacity, per l'ipotesi di distribuzione log-normale, è espressa nella forma:

$$f_C(c) = \frac{1}{\beta_C \cdot \sqrt{2\pi} \cdot c} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(c/\eta_C)}{\beta_C} \right)^2} \quad (3.45)$$

in cui  $\eta_C$  e  $\beta_C$  sono, rispettivamente, mediana e dispersione della capacità strutturale (paragrafo 3.3.2). Attraverso l'integrazione analitica della (3.44), si perviene all'espressione finale in forma chiusa per la valutazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite:

$$\lambda_{LS} = \lambda_{S_a}(S_a^{\eta_C}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{DM|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_C^2} \quad (3.46)$$

dove  $k$  è l'esponente dell'approssimazione locale della curva di pericolosità (eq. (3.32));  $b$  è il coefficiente ottenuto dalla regressione sui dati della demand condizionati alla pseudo-accelerazione spettrale (eq. (3.36));  $\beta_{DM|S_a}$  e  $\beta_C$  sono, rispettivamente, la dispersione (naturale) della demand e della capacity;  $S_a^{\eta_C}$  è la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente alla mediana della capacity, ottenuta invertendo la (3.36) per  $\eta_{DM|S_a} = \eta_C$  ( $S_a^{\eta_C} = (\eta_C/a)^{1/b}$ );  $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_C})$  è la pericolosità sismica associata a  $S_a^{\eta_C}$  ottenuta dalla curva di pericolosità (3.32) ( $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_C}) = k_0 \cdot (S_a^{\eta_C})^{-k}$ ).

La procedura per la determinazione della  $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_C})$  può essere chiarita dalla rappresentazione grafica riportata in Fig. 3.6, dove oltre alla

modellazione probabilistica completa della demand e alla legge di distribuzione della capacity è riportata la curva di pericolosità relativa alla generica struttura (quindi al periodo fondamentale di vibrazione). Nota la mediana della capacity si legge, sulla curva che approssima l'andamento della mediana della demand, il corrispondente valore della pseudo-accelerazione spettrale  $S_a^{\eta_c}$ , ed ancora, sulla curva di pericolosità, la corrispondente frequenza annua media di superamento  $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_c})$ .

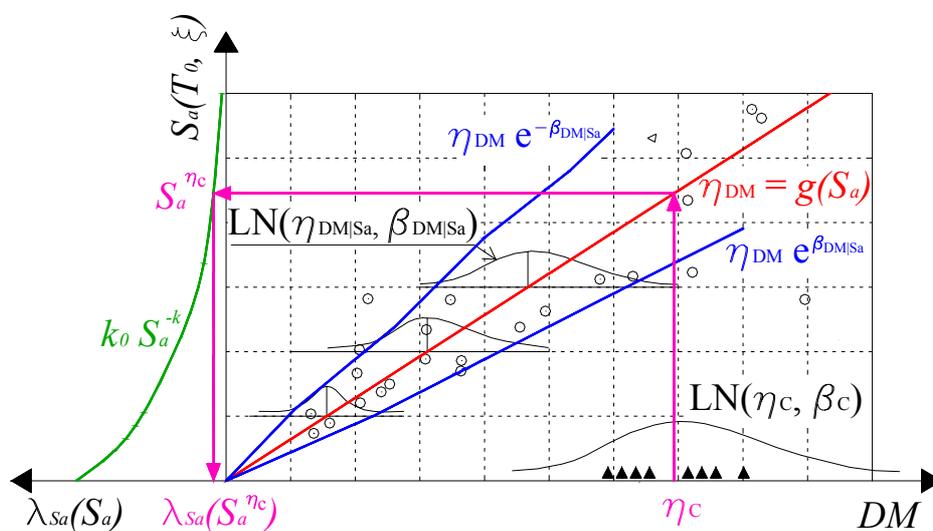


Fig. 3.6: Determinazione della  $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_c})$  (Jalayer e Cornell, 2003).

$S_a^{\eta_c}$  rappresenta dunque il valore dell'intensità dell'azione sismica che causa un valore mediano della demand pari alla mediana della capacity. Si osserva che in assenza di dispersioni, cioè per capacity deterministica ( $\beta_c=0$ ) e assenza di dispersione nella risposta strutturale ( $\beta_{DM|S_a}=0$ ), la frequenza annua media di superamento dello stato limite considerato è pari proprio alla pericolosità sismica connessa al valore  $S_a^{\eta_c}$ . Infatti, dalla (3.44) risulta che per capacity deterministica la frequenza annua media di superamento dello stato limite non è altro che la drift hazard in corrispondenza del valore  $\eta_c$  (deterministico) della capacity (ossia la probabilità media annua che la demand superi il valore della capacity):

$$\lambda_{LS} = \lambda_{DM}(c) \quad (3.47)$$

D'altra parte, la  $G(DM=\eta_C|S_a=x)$  nella (3.38) (probabilità che la demand sia maggiore o uguale al valore  $\eta_C$ ), data la relazione biunivoca tra demand e  $S_a$  ( $\beta_{DM|S_a}=0$ ), è pari a 0 quando la  $S_a < S_a^{\eta_C}$  mentre è pari a 1 quando la  $S_a \geq S_a^{\eta_C}$ . Ne consegue che la (3.38) fornisce la seguente relazione:

$$\lambda_{LS} = \int_{S_a^{\eta_C}}^{\infty} |d\lambda_{S_a}(x)| = \lambda_{S_a}(S_a^{\eta_C}) \quad (3.48)$$

In presenza di incertezze naturali della demand e della capacity, invece, il valore fornito dalla (3.48) va opportunamente corretto. Infatti, dall'esame della relazione (3.46) si desume che la frequenza annua media di superamento di un dato stato limite è pari al prodotto della pericolosità sismica valutata per la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente alla mediana della capacity per due coefficienti che portano in conto l'influenza della dispersione nella demand e della capacity, rispettivamente.

### 3.4 – *Analisi probabilistica della pericolosità sismica: metodi semplificati per l'individuazione della curva di pericolosità*

L'obiettivo dell'analisi probabilistica della pericolosità sismica è la definizione della curva di pericolosità  $\lambda_{S_a}(S_a)$  che esprime la frequenza annua media di superamento della pseudo-accelerazione spettrale, assunta quest'ultima quale misura dell'intensità dell'azione sismica per le caratteristiche di sufficienza, efficienza e semplicità computazionale (Giovenale, 2002).

Le curve di pericolosità dovrebbero essere fornite dai sismologi in funzione del sito, del periodo di vibrazione della struttura e del fattore di smorzamento. Tuttavia, in assenza di analisi specifiche, è possibile ricorrere alle disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004b) ottenendo curve di pericolosità rappresentative della pericolosità sismica media delle zone europee (Longo et al., 2009). L'Eurocodice 8 fornisce, infatti, la seguente relazione che consente di ricavare l'accelerazione di picco al suolo per eventi con periodo di ritorno  $t_r$  diverso da  $t_{ro}$  (475 anni), ossia il

periodo di ritorno assunto a riferimento per la definizione dello spettro elastico allo SLU:

$$\frac{a_g}{a_{g,475}} = \left( \frac{t_r}{t_{ro}} \right)^z \quad (3.49)$$

dove  $a_g$  e  $a_{g,475}$  sono, rispettivamente, i valori dell'accelerazione di picco al suolo corrispondenti ad eventi sismici con periodo di ritorno  $t_r$  e  $t_{ro}$ ; mentre  $z$  è un parametro che assume valori compresi tra 0.30 e 0.40. Invertendo la (3.49) si ottiene l'espressione del periodo  $t_r$ :

$$t_r = t_{ro} \cdot \left( \frac{a_g}{a_{g,475}} \right)^{1/z} \quad (3.50)$$

da cui, essendo il reciproco del periodo di ritorno pari alla frequenza media annua di superamento dell'evento sismico, si ricava la curva di pericolosità espressa in termini di accelerazione di picco al suolo:

$$\lambda_{a_g}(a_g) = \frac{1}{t_{ro}} \cdot \left( \frac{a_{g,475}}{a_g} \right)^{1/z} = \left( \frac{a_{g,475}^{1/z}}{t_{ro}} \right) \cdot a_g^{-(1/z)} \quad (3.51)$$

Nota inoltre il periodo fondamentale di vibrazione della struttura, dalle formulazioni analitiche fornite nell'Eurocodice 8 (CEN 2004a) per gli spettri elastici, risulta nota la relazione tra pseudo-accelerazione spettrale ed accelerazione di picco al suolo:

$$S_a(T_0) = f \cdot a_g \quad (3.52)$$

dove  $f$  dipende dalla zona nella quale ricade il periodo di vibrazione. Invertendo la (3.52) e sostituendo l'espressione dell'accelerazione di picco al suolo nella (3.51), si ottiene, infine, la curva di pericolosità espressa in termini di pseudo-accelerazione spettrale:

$$\lambda_{S_a}(S_a) = \left( \frac{a_{g,475}^{1/z}}{t_{ro}} \cdot \frac{1}{f^{-1/z}} \right) \cdot S_a^{-(1/z)} \quad (3.53)$$

Attraverso il confronto tra la (3.53) e la (3.32), si ottengono le espressioni dei coefficienti di forma della curva di pericolosità media delle zone sismiche europee derivata dalle disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004b):

$$k_0 = \frac{a_{g,475}^{1/z}}{t_{ro} \cdot f^{-1/z}} \quad (3.54)$$

$$k = \frac{1}{z} \quad (3.55)$$

In alternativa, limitatamente a siti italiani, è possibile far riferimento ai dati forniti dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008). Nella *tabella 1* allegata al testo normativo vengono infatti riportati, in funzione di latitudine e longitudine dei punti del reticolo di riferimento e per valori significativi del periodo di ritorno dell'evento sismico (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni), i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , che assumono il significato, rispettivamente, di: accelerazione di picco al suolo su suolo di riferimento rigido orizzontale; fattore massimo di amplificazione dell'accelerazione spettrale su suolo di riferimento rigido orizzontale; parametro utile alla definizione dei periodi  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  che segnano l'inizio dei tratti dello spettro ad accelerazione, velocità, e spostamento spettrale costante. Noti tali valori, che definiscono compiutamente gli spettri elastici per ognuno dei periodi di ritorno significativi, si può associare ad ogni valore della frequenza annua media di superamento (reciproco del periodo di ritorno dell'evento sismico di riferimento) il corrispondente valore della pseudo-accellerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura in esame. Attraverso una regressione tipo potenza sui dati ottenuti, si ricava infine l'approssimazione della curva di pericolosità nella forma (3.32). Se in particolare si ricorre ad una delle applicazioni consultabili gratuitamente in rete, per esempio EdiLus-MS (<http://www.acca.it/EdiLus-MS/>), facendo variare la vita nominale della struttura e la classe d'uso si può reperire un set di dati più fitto, e quindi una stima meglio approssimata della curva di pericolosità.

### 3.5 – Metodi per l'analisi probabilistica della risposta strutturale

#### 3.5.1 – Considerazioni di carattere generale

L'analisi probabilistica della risposta sismica (*Probabilistic Seismic Demand Analysis – PSDA*) ha come obiettivo la determinazione della frequenza annua media di superamento della demand ( $\lambda_{DM}(dm)$ ). Per

strutture soggette ad azioni sismiche la valutazione dell'affidabilità viene condotta ricorrendo a metodi di simulazione numerica, cioè basati sull'interpretazione dei risultati di analisi dinamiche condotte attraverso l'impiego di accelerogrammi reali opportunamente selezionati. Nell'ottica dell'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell, l'analisi probabilistica della risposta sismica è finalizzata alla determinazione della funzione  $G_{DM|IM}(dm|im)$  cioè della legge di distribuzione della demand condizionata alla misura dell'intensità sismica. Per le ipotesi introdotte, quali distribuzione log-normale della demand per assegnato valore della pseudo-accelerazione spettrale, legame lineare nel piano logaritmico tra mediana della demand ( $\eta_{DM|S_a}$ ) ed  $S_a$  e dispersione della demand costante con  $S_a$  (ipotesi di omoschedasticità), l'analisi probabilistica della risposta strutturale si traduce nella stima dei parametri  $a$  e  $b$  della relazione  $\eta_{DM|S_a}-S_a$  (eq. (3.36)) e della dispersione  $\beta_{DM|S_a}$ .

I metodi di simulazione numerica per la valutazione della funzione  $G_{DM|IM}(dm|im)$  possono essere distinti in due gruppi a seconda dell'ampiezza del campo di valori della  $IM$  per il quale forniscono una stima accurata della risposta strutturale: *metodi a banda stretta* e *metodi a banda larga*.

### 3.5.2 – Metodi a banda stretta

I metodi a banda stretta forniscono una stima attendibile della risposta strutturale solo in corrispondenza di un dato valore o di un intorno di un determinato valore della  $IM$ , e questo può risultare accettabile se l'analisi della risposta sismica è finalizzata all'applicazione del DCFD Format (paragrafo 3.3.5). Questi metodi presentano un notevole vantaggio dal punto di vista dell'onere computazionale rispetto ai metodi a banda larga, in quanto necessitano di un limitato numero delle analisi; di contro però c'è la necessità di ripetere le analisi tante volte quanti sono i livelli di interesse della  $IM$ , cioè per esempio quanti sono gli stati limite rispetto ai quali si vogliono effettuare le verifiche di affidabilità. Tra i metodi a banda stretta si possono citare:

- *metodi a nuvola*: consistono nell'effettuare una serie di analisi dinamiche non lineari per accelerogrammi reali non scalati o scalati tutti dello stesso fattore. Dai risultati ottenuti è possibile valutare la

dispersione della demand ( $\beta_{DM|S_a}$ ) e, riportando i dati della demand in un piano  $DM-IM$ , i coefficienti  $a$  e  $b$  della relazione (3.36) stimati attraverso una regressione lineare (nel piano logaritmico). La scelta degli accelerogrammi è evidentemente condizionata alla sufficienza della  $IM$  selezionata. Nell'ipotesi di sufficienza (paragrafo 3.3.1.1) la correttezza dei risultati delle analisi dinamiche non dipende, in linea di principio, dal set di accelerogrammi, che quindi possono essere scelti casualmente. Ovviamente i risultati ottenuti ( $a$ ,  $b$  e  $\beta_{DM|S_a}$ ) sono funzione del livello medio della  $IM$  degli accelerogrammi selezionati. Per cui volendo utilizzare questi metodi ai fini dell'applicazione del DCFD format, è necessario scalare gli accelerogrammi in modo da centrare la nuvola intorno a  $^{P_0}S_a$  (pseudo-accelerazione spettrale con probabilità di superamento pari al valore limite  $P_0$  della frequenza annua media di superamento dello stato limite considerato).

- *metodi a striscia*: consistono nell'effettuare una serie di analisi dinamiche non lineari per accelerogrammi scalati tutti allo stesso valore della misura dell'intensità sismica  $im^*$ . Se le analisi sono finalizzate all'applicazione del DCFD format, gli accelerogrammi vanno evidentemente scalati in corrispondenza di  $^{P_0}S_a$ . Si ottiene in questo modo una serie di valori della demand in corrispondenza di  $im^*$ , da cui è possibile stimare mediana e dispersione ( $\eta_{DM|IM=im^*}$  e  $\beta_{DM|IM=im^*}$ ). Per poter determinare la frequenza annua media di superamento dello stato limite bisogna però stimare il parametro  $b$  (eq. (3.36)); per fare questo è necessario analizzare almeno un'altra striscia (metodo a doppia striscia) ossia effettuare un'altra serie di analisi scalando gli accelerogrammi ad un altro valore della pseudo-accelerazione spettrale.

Con riferimento ad una data struttura, alcune analisi dinamiche potrebbero evidenziare l'occorrenza di fenomeni di instabilità dinamica, legati a degrado di resistenza e rigidità degli elementi. Per strutture quali i controventi concentrici il fenomeno dell'instabilità dinamica interviene allorquando, per inversione della direzione dell'azione sismica, la diagonale precedentemente tesa si instabilizza in compressione mentre quella inizialmente instabilizzata non riesce a recuperare la sua configurazione iniziale. In questa condizione entrambe le diagonali risultano instabilizzate per cui interviene un meccanismo di piano. Numericamente tale fenomeno si manifesta con la non

convergenza dell'analisi che si traduce nel conseguente raggiungimento di valori infiniti dei parametri di demand espressi in termini di spostamento. Allo scopo di portare in conto l'occorrenza di tali fenomeni nella valutazione dei parametri statistici della demand, ossia mediana e dispersione, è necessario ricorrere ad opportune tecniche per la sintesi dei risultati delle analisi dinamiche.

### 3.5.2.1 – Metodi per la sintesi dei risultati di analisi dinamiche non lineari

L'estrema variabilità dei risultati delle analisi dinamiche non lineari sconsiglia in genere il ricorso al metodo dei momenti per la stima dei parametri statistici della demand. Tale metodo risulta inoltre inapplicabile nei casi in cui alcune analisi conducano al collasso strutturale, e quindi a valori infiniti della demand. Risulta pertanto necessario ricorrere a statistiche più robuste, per le quali cioè i parametri statistici siano meno sensibili alla variabilità dei risultati e ai valori estremi, ossia che rendano possibile la stima dei parametri statistici della demand anche in presenza di analisi non convergenti.

Una possibilità in questo senso consiste nell'applicazione del metodo delle **statistiche contate**. Si dicono contate quelle statistiche ottenute da dati preventivamente disposti in ordine crescente. La caratteristica essenziale di questo metodo è la robustezza nei confronti dei valori estremi della popolazione, nel senso che valori estremamente grandi (al limite infiniti) non spostano ad esempio il valore della mediana. Se si effettua un'analisi a striscia per un dato set di accelerogrammi, il metodo richiede innanzitutto che i valori ottenuti della demand siano ordinati in senso crescente, cioè  $dm_1 < dm_2 < dm_3 < \dots < dm_n$ , dove  $n$  è il numero di accelerogrammi del set, e quindi il numero di dati ottenuti. Per i valori della demand così ordinati si stimano le frequenze cumulate:

$$F_{DM}(dm_i) = \frac{i}{n+1} \quad (3.56)$$

dove l'indice  $i$  individua la posizione dell' $i$ -esimo valore della demand. Attraverso le frequenze cumulate possono essere valutati i frattili. Per esempio la mediana corrisponderà al valore della demand cui è associato

una frequenza cumulata pari a 0.5. Ovviamente se il numero di analisi  $n$  è dispari, la mediana corrisponderà proprio al valore della demand di posizione  $(n+1)/2$ , altrimenti sarà un valore compreso tra i risultati di posizione  $n/2$  ed  $(n/2)+1$ . Con lo stesso criterio sono valutabili i frattili di ordine diverso.

Inoltre, ai fini della definizione completa del modello probabilistico della demand, è necessario valutare la dispersione. A tale proposito, sfruttando l'ipotesi di lognormalità della demand per assegnato livello della  $IM$ , la dispersione può essere valutata a partire dalla stima dei frattili al 16% ( $dm_{16\%}$ ) e allo 84% ( $dm_{84\%}$ ):

$$\beta_{DM|S_a} = \frac{1}{2} \left[ \ln \left( \frac{dm_{84\%}}{dm_{16\%}} \right) \right] \quad (3.57)$$

La (3.57) può essere applicata evidentemente sempre che i casi di collasso siano minori del 16%, cioè fintanto che il frattile allo 84% assuma un valore finito. In caso contrario si può far riferimento alla seguente relazione:

$$\beta_{DM|S_a} = \ln \left( \frac{dm_{50\%}}{dm_{16\%}} \right) \quad (3.58)$$

in cui  $dm_{50\%}$  è evidentemente la mediana della demand.

In alternativa si può ricorrere al **modello di distribuzione a tre parametri** (Shome e Cornell, 2000) che consente di portare in conto l'influenza dei fenomeni di instabilità dinamica (analisi non convergenti) nella stima dei parametri statistici della demand. In particolare, detti  $C$  ed  $NC$  due sottoinsiemi dei valori della demand corrispondenti, rispettivamente, ad analisi che conducono alla situazione di collasso e non collasso della struttura, la probabilità che la demand superi un dato valore condizionata alla pseudo-accelerazione spettrale,  $G_{DM|IM}(dm|im)$ , può essere espressa, attraverso l'applicazione del teorema delle probabilità totali, nella forma seguente:

$$P[DM > dm | S_a = x] = P[DM > dm | S_a = x, NC] \cdot P[NC | S_a = x] + P[DM > dm | S_a = x, C] \cdot P[C | S_a = x] \quad (3.59)$$

dove  $P[NC|S_a=x]$  è la probabilità di non collasso condizionata ad  $S_a=x$ , ossia il rapporto tra in numero di analisi che non conducono a fenomeni di instabilità dinamica (tra quelle condotte scalando gli accelerogrammi

al valore di  $x$  della pseudo-accelerazione spettrale) ed il numero totale di analisi (pari al numero di accelerogrammi selezionati);  $P[C|S_a=x]$  è la probabilità di collasso condizionata ad  $S_a=x$ , ottenuta come  $1-P[NC|S_a=x]$  essendo  $C$  ed  $NC$  due eventi necessari e mutuamente escludenti. In presenza di instabilità dinamica i parametri di demand (espressi in termini di spostamenti) assumono però valori infiniti, per cui  $P[DM>dm|S_a=x, C]=1$ . L'equazione (3.59) diventa pertanto:

$$P[DM > dm | S_a = x] = P[DM > dm | S_a = x, NC] \cdot P[NC | S_a = x] + 1 - P[NC | S_a = x] \quad (3.60)$$

Infine, nell'ipotesi di distribuzione log-normale della demand per un assegnato valore della pseudo-accelerazione spettrale, l'eq. (3.60) può essere ancora espressa nella forma:

$$P[DM > dm | S_a = x] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(dm / \eta_{DM|S_a=x, NC})}{\beta_{DM|S_a=x, NC}}\right) \cdot P[NC | S_a = x] \quad (3.61)$$

dove  $\Phi$  è la funzione densità di probabilità cumulata normale standard;  $\eta_{DM|S_a=x, NC}$  è la mediana della demand condizionata ad  $S_a=x$  del sottoinsieme di dati caratterizzato dall'assenza di fenomeni di instabilità dinamica (sottoinsieme  $NC$ ), determinata per esempio attraverso l'applicazione del metodo delle statistiche contate;  $\beta_{DM|S_a=x, NC}$  è la dispersione della demand condizionata ad  $S_a=x$ , riferita allo stesso sottoinsieme e valutata mediante la (3.57). Si osserva che la funzione  $G_{DM|IM}(dm|im)$  è espressa, nella forma dell'eq. (3.61), in funzione di tre parametri:  $\eta_{DM|S_a, NC}$ ,  $\beta_{DM|S_a, NC}$ , e  $P[NC|S_a]$ . Da qui il nome di modello a tre parametri. È il caso di osservare, inoltre, che i tre parametri sono funzione del livello dell'intensità dell'azione sismica, ossia sono relativi alla striscia considerata.

Dalla (3.61) è possibile ricavare la funzione di distribuzione della  $DM$  condizionata alla  $IM$ ,  $F_{DM|IM}(dm|im) = 1 - G_{DM|IM}(dm|im)$ , ossia la funzione che esprime la probabilità che la demand sia minore di un dato valore ( $dm$ ) condizionata al livello dell'azione sismica  $x$ :

$$F_{DM|IM}(dm|im) = \Phi\left(\frac{\ln(dm / \eta_{DM|S_a=x, NC})}{\beta_{DM|S_a=x, NC}}\right) \cdot P[NC | S_a = x] \quad (3.62)$$

In conclusione, allo scopo di valutare i parametri statistici della demand che tengano conto della presenza di analisi non convergenti, è

possibile utilizzare l'espressione precedente. In altre parole, il valore della demand  $dm_p$  (es. frattile al 16%, mediana o frattile allo 84%) corrispondente alla probabilità  $p$  di non superamento (0.16, 0.50 e 0.84, rispettivamente), può essere ricavato attraverso l'inversione della (3.62) ponendo  $F_{DM|IM}(dm|im)=p$ :

$$dm_p = \eta_{DM|S_a=x,NC} \cdot \exp\left(\beta_{DM|S_a=x,NC} \cdot \Phi^{-1}\left(\frac{p}{P[NC|S_a=x]}\right)\right) \quad (3.63)$$

dove  $\Phi^{-1}$  è l'inversa della funzione densità di probabilità cumulata normale standard.

Stimati i frattili per mezzo della (3.63), la dispersione della demand può essere determinata, valendo ancora l'ipotesi di distribuzione log-normale della demand per assegnato livello dell'intensità sismica, attraverso la (3.57) o (3.58).

Il modello di distribuzione a tre parametri è applicabile a tutti i casi in cui sono presenti analisi non convergenti. Ovviamente se non esistono casi di collasso ( $P[NC|S_a]=1$ ), il metodo equivale semplicemente ad assumere una distribuzione log-normale della demand condizionata all'intensità dell'azione sismica con dispersione  $\beta_{DM|S_a=x}$ . Quindi la mediana ottenuta dalla (3.63) è pari proprio a quella stimata attraverso il metodo delle statistiche contate, mentre i frattili al 16% e 84% sono pari a quelli stimati, nell'ipotesi di lognormalità della demand per assegnata intensità dell'azione sismica, direttamente attraverso la relazione:

$$dm_{16\%,84\%} = \eta_{DM|S_a=x} \cdot \exp(\mp \beta_{DM|S_a=x}) \quad (3.64)$$

### 3.5.3 – Metodi a banda larga

I metodi a banda larga consentono di ottenere una stima della frequenza annua media di superamento della demand (funzione  $G_{DM|IM}(dm|im)$ ) in tutto il campo di interesse della  $IM$ . Tra questi il metodo principe è sicuramente l'analisi dinamica incrementale (IDA – *incremental dynamic analysis*) che consiste nell'effettuare una serie di analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi reali scalati a livelli crescenti dell'intensità dell'azione sismica. I valori della  $IM$  sono selezionati in modo da coprire l'intera gamma di comportamento della struttura, dalla fase elastica a quella plastica fino al collasso.

In Fig. 3.7 è rappresentata l'operazione di scalatura del set di accelerogrammi impiegato nelle analisi per una struttura con periodo di vibrazione 0.55 sec in corrispondenza di un valore della pseudo-accelerazione spettrale pari a 0.5g.

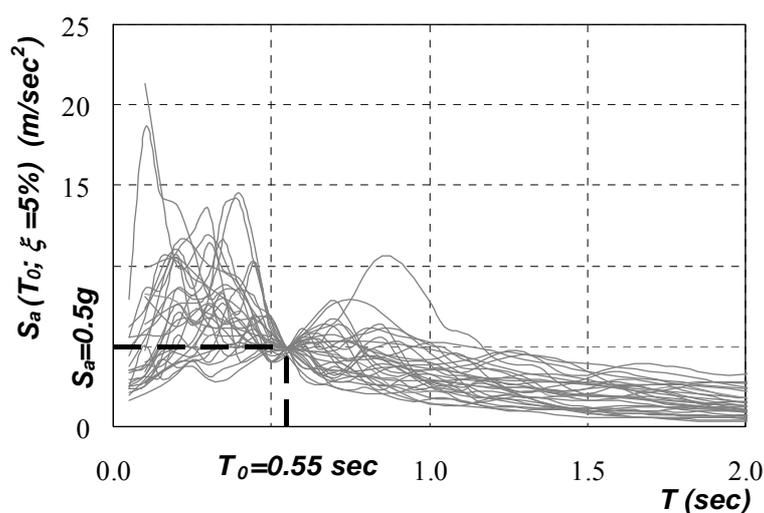
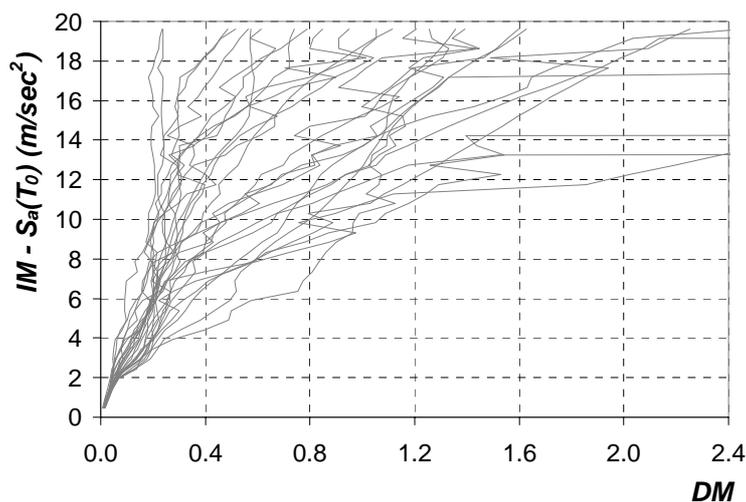


Fig. 3.7: Operazione di scalatura di un set di accelerogrammi al valore  $S_a=0.5g$  per una struttura con periodo di vibrazione 0.55sec.

Riportando i risultati della singola analisi IDA (cioè per singola registrazione accelerometrica) in un piano *DM-IM* si ottiene una curva detta appunto curva IDA. Il risultato della singola curva varia evidentemente con l'accelerogramma selezionato, per cui ha una limitata valenza applicativa. Sono invece decisamente più utili i risultati di analisi IDA che impieghino un set di accelerogrammi. Un esempio è riportato in Fig. 3.8 per un generico parametro *DM*. Si osserva che curve IDA con andamento asintotico orizzontale, per le quali cioè si manifesta un forte incremento del parametro di demand considerato (espresso in termini di spostamento) per contenuti incrementi della misura dell'intensità dell'azione sismica, indicano il raggiungimento di condizioni di collasso per instabilità dinamica.

Disponendo dei risultati di più analisi IDA, per ogni valore della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del quale vengono scalati gli accelerogrammi si ottiene una serie di valori della demand che

può essere elaborata statisticamente allo scopo di effettuare la caratterizzazione del modello della demand.



**Fig. 3.8:** Curve IDA relative al generico parametro DM per un set di accelerogrammi selezionato.

In particolare per ogni striscia possono essere determinati mediana e dispersione della demand, da cui successivamente, attraverso la regressione nel piano logaritmico sui dati della mediana, si ricavano i coefficienti  $a$  e  $b$  della relazione (3.36). Ai fini della caratterizzazione statistica della demand secondo il modello ipotizzato da Jalayer e Cornell, resta da definire il valore della dispersione  $\beta_{DM|Sa}$  assunta costante per l'ipotesi di omoschedasticità. Di questo si discuterà in dettaglio nel paragrafo successivo.

In definitiva per la sintesi dei risultati delle analisi dinamiche si opera per striscia, e sono pertanto applicabili gli stessi modelli illustrati con riferimento ai metodi a banda stretta. Di conseguenza, nel caso in cui per un dato valore della  $S_a$  (cioè sulla generica striscia) si verificano casi di collasso per instabilità dinamica è necessario ricorrere all'applicazione del modello di distribuzione a tre parametri al fine di portare in conto l'influenza delle analisi non convergenti nella valutazione dei parametri statistici della demand.

### 3.6 – *Ipotesi di omoschedasticità e metodi per la valutazione della dispersione della demand*

Sono stati finora descritti i metodi per l'analisi probabilistica della risposta sismica e i metodi, disponibili in letteratura, per la sintesi dei risultati finalizzati alla determinazione del modello probabilistico della demand. In particolare il risultato fornito da tali procedure è l'approssimazione del legame tra mediana della demand e la pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo di vibrazione della struttura, ossia i coefficienti  $a$  e  $b$  della relazione (3.36). Tuttavia, la definizione completa del modello probabilistico della demand richiede l'ulteriore determinazione della dispersione ( $\beta_{DM|Sa}$ ) che, ai fini della trattabilità analitica del problema, Jalayer e Cornell assumono costante con la misura dell'intensità dell'azione sismica (ipotesi di omoschedasticità). Al contrario, come dimostrano i risultati delle analisi dinamiche condotte (Capitolo IV), la dispersione della demand è fortemente variabile con la pseudo-accelerazione spettrale. Infatti, scalando più accelerogrammi allo stesso valore della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura ( $T_0$ ) si ottengono diversi valori del parametro rappresentativo della risposta strutturale. Tale differenza è dovuta sostanzialmente all'influenza del danneggiamento strutturale, che comporta un aumento del periodo di vibrazione e dunque uno spostamento verso valori per i quali gli spettri del set di accelerogrammi selezionato presentano una certa dispersione (Fig. 3.7). Inoltre, la dispersione della demand interviene anche in fase elastica a causa dell'influenza dei modi di vibrare superiori al primo, e quindi della dispersione degli spettri per periodi minori di  $T_0$  (Fig. 3.7). Infine, siccome il livello di danneggiamento strutturale diventa progressivamente più importante al crescere della misura dell'intensità dell'azione sismica, la dispersione della demand tende ad aumentare con la pseudo-accelerazione spettrale.

L'incertezza sulla scelta del parametro di dispersione rappresenta un forte limite all'applicazione della procedura di Jalayer e Cornell, poiché, come sarà discusso in dettaglio nel Capitolo IV, la stima dell'affidabilità strutturale risulta fortemente influenzata da questo fattore. Si pone dunque il problema di definire un criterio efficace per la

valutazione del valore di dispersione da utilizzare nell'espressione in forma chiusa della frequenza annua media di superamento dello stato limite selezionato (eq. (3.46)). A questo proposito si introducono tre metodi (Giugliano et al., 2008):

- *metodo 1*: consiste nella stima del valore medio della dispersione nella zona di interesse della  $S_a$ , cioè nella zona in cui la mediana della demand è approssimata dalla regressione lineare (nel piano logaritmico) con pendenza  $b$  e intercetta  $a$ ;
- *metodo 2*: consiste in una procedura iterativa finalizzata alla stima della dispersione corrispondente al valore della pseudo-accelerazione spettrale caratterizzata da una frequenza annua media di superamento (pericolosità sismica) pari alla frequenza annua media di superamento dello stato limite;
- *metodo 3*: consiste nella valutazione della dispersione media in un intervallo predefinito della pseudo-accelerazione spettrale. In particolare il limite inferiore dell'intervallo è definito come il valore di  $S_a$  in corrispondenza del quale, per almeno uno degli accelerogrammi del set analizzato, si raggiunge un valore della demand pari almeno al 90% della mediana della capacity; mentre il limite superiore è definito come il valore di  $S_a$  in corrispondenza del quale, per almeno uno degli accelerogrammi del set analizzato, si raggiunge un valore della demand pari almeno al 110% della mediana della capacity.

Nel capitolo IV sarà mostrata l'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell ad un caso studio e sarà presentato un confronto tra i risultati ottenuti attraverso la determinazione della dispersione della demand per mezzo dei tre metodi proposti. I risultati, espressi in termini di affidabilità, saranno inoltre confrontati con quelli esatti ottenuti per integrazione numerica dell'equazione del PEER, allo scopo sia di apprezzare la variabilità della misura dell'affidabilità strutturale al variare del criterio per la stima della dispersione, sia di fornire informazioni utili riguardo al metodo più idoneo per la determinazione del valore da inserire nell'espressione in forma chiusa della frequenza annua media di superamento dello stato limite.

### 3.7 – Demand and Capacity Factor Design (DCFD)

La procedura sviluppata da Jalayer e Cornell consente di effettuare la verifica di strutture esistenti in termini di affidabilità, cioè valutando la frequenza annua media di superamento e controllando che essa risulti accettabile. In fase progettuale, invece, la geometria degli elementi non è nota a priori ma è l'obiettivo della procedura. Ne consegue che la progettazione di strutture che garantiscano un adeguato livello di affidabilità assume un carattere iterativo, nel senso che consiste nel definire una soluzione progettuale di primo tentativo e verificare il soddisfacimento di un dato o di dati obiettivi di performance inserendo modifiche alla prima soluzione nell'eventualità che tali obiettivi non siano soddisfatti.

Nell'ottica di una possibile codifica, Jalayer e Cornell (2003) propongono una procedura pratica finalizzata alla verifica dell'adeguatezza delle prestazioni strutturali basata sul confronto tra le due variabili *demand* e *capacity fattorizzate*, pertanto detta Demand and Capacity Factor Design (DCFD). Tale procedura consiste in una rielaborazione dell'espressione in forma chiusa della frequenza annua di superamento di uno stato limite (eq. (3.46)), e pertanto è affetta dalle stesse ipotesi semplificative alla base della metodologia illustrata. Il punto di partenza nella formulazione del DCFD consiste nella definizione del criterio di progetto (o di verifica), ossia dell'obiettivo prestazionale: “una struttura deve essere in grado di esibire una frequenza annua media di superamento di un certo stato limite minore di un valore prefissato  $P_0$ ”. Il requisito prestazionale si traduce pertanto nella seguente disuguaglianza:

$$\lambda_{LS} = \lambda_{S_a} (S_a^{\eta_c}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{DM|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_C^2} \leq P_0 \quad (3.65)$$

in cui i vari coefficienti assumono il significato discusso in precedenza. Sostituendo nella (3.65) l'espressione della frequenza annua media di superamento della pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al valore mediano della capacity ( $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_c})$ ), ricavato sfruttando le relazioni (3.32) e (3.36), si ottiene la relazione:

$$k_0 \cdot \left( \frac{\eta_C}{a} \right)^{\frac{k}{b}} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{DM|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_C^2} \leq P_0 \quad (3.66)$$

da cui, isolando la mediana della capacity  $\eta_C$ :

$$\eta_C \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{DM|S_a}^2} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_C^2} \geq a \cdot \left( \frac{P_0}{k_0} \right)^{-\frac{b}{k}} \quad (3.67)$$

Il termine  $(P_0/k_0)^{-1/k}$ , data l'approssimazione della curva di pericolosità (3.32), non è altro che la pseudo-accelerazione spettrale caratterizzata da una probabilità di superamento  $P_0$  ( $^{P_0}S_a$ ); pertanto, ritenendo valida la relazione tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale definita dalla (3.36), il secondo membro assume il significato di valore mediano della demand corrispondente alla misura dell'intensità dell'azione sismica con probabilità di superamento pari al valore massimo ammissibile della frequenza annua media di superamento dello stato limite  $P_0$  ( $\eta_{D|^{P_0}S_a}$ ). Portando infine al secondo membro il coefficiente in  $\beta_{DM|S_a}$ , si ottiene l'espressione finale del DCFD:

$$\eta_{D|^{P_0}S_a} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{DM|S_a}^2} \leq \eta_C \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_C^2} \quad (3.68)$$

Il termine a destra dell'eq. (3.68) rappresenta la capacity fattorizzata, cioè il prodotto del valore mediano della capacity per il fattore  $\phi = \exp[-1/2 \cdot (k/b) \cdot \beta_C^2]$  che porta in conto sostanzialmente le incertezze naturali nella valutazione della capacità strutturale, ed assume valore minore o uguale all'unità. Il termine a sinistra rappresenta invece la demand fattorizzata, cioè il prodotto del valore mediano della demand in corrispondenza della pseudo-accelerazione spettrale con pericolosità pari al valore ammissibile  $P_0$ , per il fattore  $\gamma = \exp[1/2 \cdot (k/b) \cdot \beta_{DM|S_a}^2]$  che porta in conto le incertezze di tipo naturale nella valutazione della demand e assume valore maggiore o uguale dell'unità. Se si sostituisce alla mediana della demand  $D^{P_0}$  e alla mediana della capacity  $C$ , l'eq. (3.68) diventa:

$$D^{P_0} \cdot \gamma \leq C \cdot \phi \quad (3.69)$$

per cui l'obiettivo prestazionale fissato ( $P_0$ ) risulta soddisfatto quando la demand fattorizzata (corrispondente alla  $S_a$  con probabilità di superamento  $P_0$ ) risulta minore della capacity fattorizzata, ossia, in maniera del tutto equivalente, lo stato limite fissato si considera raggiunto quando la demand fattorizzata eguaglia la capacity fattorizzata.

Verifiche su base probabilistica condotte in applicazione del DCFD format (eq. (3.69)) consentono di condurre un limitato numero di analisi, ossia un limitato numero di strisce. Infatti, ai fini della determinazione della  $D^{P_0}$  sarebbe sufficiente un'unica striscia di valori ottenuti scalando gli accelerogrammi del set selezionato al valore della  $S_a$  con pericolosità  $P_0$ , ossia  $^{P_0}S_a$  (in realtà la necessità di determinare il coefficiente  $b$  della regressione sui dati della mediana della demand richiede almeno una o due strisce aggiuntive). Questo però non implica che la struttura è progettata solo per il sisma con probabilità di superamento  $P_0$ , cioè per il livello di  $S_a$  pari a  $^{P_0}S_a$ . Infatti, l'espressione iniziale (3.31), da cui derivano tanto l'espressione della  $\lambda_{LS}$  (eq. (3.46)) quanto la relazione (3.62), considera tutti i livelli possibili della misura dell'intensità dell'azione sismica, sia maggiori che minori di  $^{P_0}S_a$ , tutti pesati in funzione della loro probabilità di accadimento nel sito in esame. Dunque l'espressione (3.69) è solamente il risultato delle ipotesi semplificative introdotte dal metodo di Jalayer e Cornell.

Si osserva, inoltre, che la formulazione (3.69) del Demand and Capacity Factor Design è formalmente analoga al Load and Resistance Factor Design (LRFD), ossia la formulazione del metodo semiprobabilistico agli stati limite:

$$\sum_i \gamma_i Q_i \leq \varphi \cdot R_n \quad (3.70)$$

dove al primo membro compare la resistenza ultima richiesta e al secondo membro la resistenza di progetto. A differenza però dei fattori di carichi e resistenze del LRFD (che assumono valori costanti imposti dalla normativa allo scopo di garantire un adeguato livello di sicurezza strutturale), i fattori di demand e capacity nella (3.69) sono esplicitamente espressi in termini probabilistici in funzione di  $\beta_{DM|S_a}$  e  $\beta_C$  per portare in conto la variabilità connessa alle incertezze di carattere naturale. Inoltre il primo termine della (3.69) dipende dal valore limite  $P_0$  della frequenza annua media di superamento attraverso la definizione di  $D^{P_0}$ , a differenza dell'approccio del LRFD dove né il valore di progetto dei carichi né quello delle resistenze dipendono esplicitamente dal livello di sicurezza strutturale che si vuole garantire.

È bene, infine, sottolineare che ai fini dell'applicazione della procedura del DCFD sarebbe necessario disporre dei valori minimi del

grado di affidabilità ( $P_0$ ) da assicurare in relazione ad ognuno dei requisiti prestazionali da garantire, cioè per ogni stato limite. Gli stessi Jalayer e Cornell (2003) assumono nelle applicazioni un valore di  $P_0$  pari al reciproco del periodo di ritorno associato all'evento sismico di riferimento dello stato limite di collasso. Ciò equivale ad interpretare  $1/T_r$  come il grado di affidabilità richiesto per il soddisfacimento di ognuno degli stati limite considerati (per esempio eccessivo danneggiamento di piano, frattura delle diagonali, o instabilità delle colonne). In altre parole, il requisito (3.65), e quindi l'eq. (3.69), equivale a controllare che il reciproco della frequenza annua media di superamento dello stato limite considerato sia non minore del periodo di ritorno dell'azione sismica connessa allo stato limite di collasso:

$$1/\lambda_{LS} \geq T_{r,SLC} \quad (3.71)$$

Dunque, per esempio, con riferimento alle disposizioni della vigente normativa italiana (D.M. 14/01/08) e per una struttura a destinazione civile, il reciproco della frequenza annua media  $\lambda_{LS}$  deve risultare non inferiore al periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento allo stato limite di collasso, pari a 975 anni (probabilità di superamento del 5% in 50 anni).

Tale pratica è comunque opinabile giacché il periodo di ritorno fissato dalle normative per la definizione delle azioni di riferimento per i diversi stati limite è il risultato di analisi di pericolosità oltre che di considerazioni di carattere socio-economico, ed è dunque rappresentativo fondamentalmente delle incertezze connesse alla variabilità dell'azione sismica. Significato ben diverso ha la probabilità di collasso di una struttura, ossia la frequenza annua media di superamento di un dato stato limite, che porta in sé informazioni relative alle analisi probabilistiche della risposta sismica strutturale e della capacità. Inoltre, altro aspetto da evidenziare è che l'assunzione (3.71) equivale ad imporre lo stesso livello di affidabilità per tutti gli stati limite considerati, per esempio eccessivo danneggiamento di piano, frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico, o instabilità fuori piano delle colonne. A rigore, invece, essi andrebbero differenziati in funzione della gravità dello stato limite stesso. Per esempio è facile intuire che il grado di sicurezza associato allo stato limite di instabilità delle colonne dovrebbe essere superiore trattandosi di un meccanismo indesiderato che coinvolge

elementi non dissipativi e la cui occorrenza limita lo sviluppo delle capacità inelastiche delle zone dissipative. Di contro la differenziazione dei livelli di affidabilità in funzione dei meccanismi di collasso non è certamente agevole.

Da queste considerazioni consegue che l'implementazione a livello normativo di procedure finalizzate alla valutazione probabilistica dell'adeguatezza delle strutture sono, senza dubbio, subordinate ad una valutazione opportuna del grado minimo di affidabilità da garantire in funzione dei diversi obiettivi prestazionali oltre che della rilevanza dell'opera.

### ***3.8 – Incertezze di carattere epistemologico nel metodo di Jalayer e Cornell***

Al paragrafo 3.3 è stata illustrata la metodologia sviluppata da Jalayer e Cornell (2003) per la valutazione dell'affidabilità strutturale espressa in termini di frequenza annua media di superamento di un dato stato limite. La formulazione riportata considera la presenza delle sole incertezze di carattere naturale.

Tuttavia, le conoscenze scientifiche e professionali sono sempre limitate, per cui i modelli elaborati per la caratterizzazione dei tre elementi aleatori, cioè la misura dell'intensità dell'azione sismica, la demand e la capacity, ne rappresentano una stima. Ne consegue che anche il valore della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite, desunto dalla (3.46), è una stima della reale probabilità di collasso. Poiché questa incertezza non può mai essere eliminata, la soluzione migliore consiste nel quantificarla e definirne il valore ammissibile nella formulazione degli obiettivi prestazionali. Per fare questo è necessario introdurre le incertezze di carattere epistemologico (connesse alle conoscenze limitate) nella modellazione dei tre elementi a carattere aleatorio, cioè pericolosità sismica, demand e capacity. Ciò è quanto viene fatto, per esempio, nelle direttive FEMA 350 (2000) che forniscono una procedura, derivata dalla formulazione completa del metodo di Jalayer e Cornell, finalizzata alla stima del livello di confidenza connesso all'attingimento di date prestazioni, ossia al raggiungimento di un dato stato limite.

Riguardo alle curve di pericolosità, in genere si fa riferimento a quelle fornite dai sismologi per il sito di interesse. Tuttavia, anche la caratterizzazione delle curve di pericolosità è affetta da un certo grado di incertezza, e questo è il motivo per il quale in genere vengono fornite le curve medie e quelle corrispondenti al frattile all'84%. Alla luce di queste considerazioni, Jalayer e Cornell (2003) introducono il seguente modello probabilistico della pericolosità sismica (la tilde denota variabili casuali):

$$\tilde{\lambda}_{Sa}(x) = \hat{\lambda}_{Sa}(x) \cdot \tilde{\varepsilon}_{UH} \quad (3.72)$$

in cui  $\hat{\lambda}_{Sa}(x)$  rappresenta la stima mediana della curva di pericolosità, che si assume essere espressa dalla (3.32), mentre  $\tilde{\varepsilon}_{UH}$  è una variabile casuale con distribuzione lognormale, con mediana unitaria e dispersione  $\beta_{UH}$ :

$$\text{mediana}(\tilde{\varepsilon}_{UH}) = \eta_{\varepsilon_{UH}} = 1 \quad (3.73)$$

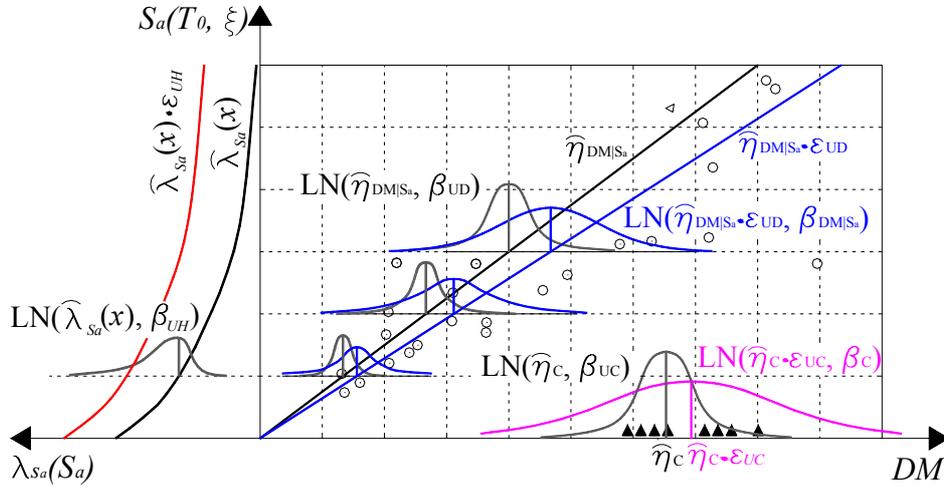
$$\sigma_{\ln(\varepsilon_{UH})} = \beta_{UH} \quad (3.74)$$

Ne consegue che la pericolosità sismica connessa ad un generico valore della pseudo-accelerazione spettrale  $S_a$  non è più un valore definito ma una variabile aleatoria con distribuzione lognormale, con mediana e dispersione pari a  $k_0 \cdot S_a^{-k}$  e  $\beta_{UH}$ , rispettivamente. Può essere ricavata, a questo punto, la curva di pericolosità media:

$$\bar{\lambda}_{Sa}(x) = \hat{\lambda}_{Sa}(x) \cdot \text{mean}(\tilde{\varepsilon}_{UH}) = \hat{\lambda}_{Sa}(x) \cdot e^{\frac{1}{2}\beta_{UH}^2} \quad (3.75)$$

dove è stata sfruttata la proprietà secondo la quale, per una variabile aleatoria con distribuzione lognormale, la media è pari alla mediana per l'esponentiale della metà della dispersione al quadrato.

La rappresentazione grafica del modello probabilistico della pericolosità sismica, data l'introduzione delle incertezze di carattere epistemologico, è riportata in Fig. 3.9. In particolare la curva in nero rappresenta la curva mediana di pericolosità, mentre quella in rosso è ottenuta per un dato valore della  $\varepsilon_{UH}$ , ossia per un dato livello di incertezza. Inoltre è riportata, per un generico valore della pseudo-accelerazione spettrale, la legge di distribuzione (lognormale) della pericolosità sismica.



**Fig. 3.9:** Modello probabilistico di pericolosità sismica, demand e capacity in presenza delle incertezze di carattere epistemologico (Jalayer e Cornell 2003).

Riguardo alla demand, come discusso al paragrafo 3.3.2, essa è caratterizzata, per un dato valore della  $S_a$ , da una certa dispersione legata alla record-to-record variability, cioè connessa alle incertezze di carattere naturale. Tuttavia il modello della demand viene elaborato a partire da un numero finito di analisi, cioè attraverso l'impiego di un numero finito di accelerogrammi. Ciò implica che la stima della mediana ( $\eta_{DM|S_a}$ ) è affetta essa stessa da un grado di incertezza associato alle conoscenze limitate (incertezze di carattere epistemologico). Secondo le assunzioni di Jalayer e Cornell, il modello probabilistico completo è ottenuto, analogamente a quanto fatto per la pericolosità sismica (eq. (3.72)), assumendo che la mediana della demand sia caratterizzata da una distribuzione lognormale:

$$\eta_{DM|S_a}(x) = \hat{\eta}_{DM|S_a}(x) \cdot \tilde{\varepsilon}_{UD} \quad (3.76)$$

dove  $\tilde{\varepsilon}_{UD}$  è una variabile aleatoria con distribuzione lognormale (dove U sta per uncertainty e D per demand), mentre  $\hat{\eta}_{DM|S_a}(x)$  è la stima mediana della demand (eq. (3.36)). D'altronde, dalla (3.33) risulta:

$$D = \eta_{DM|S_a}(x) \cdot \tilde{\varepsilon}_{RD} \quad (3.77)$$

in cui, per coerenza con l'espressione (3.76), si è sostituito  $\tilde{\varepsilon}_{RD}$  ad  $\tilde{\varepsilon}$  (dove R sta per randomness e D per demand). In definitiva, sostituendo la (3.76) nella (3.77) si ottiene:

$$D = \hat{\eta}_{DM|S_a}(x) \cdot \tilde{\varepsilon}_{RD} \cdot \tilde{\varepsilon}_{UD} \quad (3.78)$$

dove  $\tilde{\varepsilon}_{UD}$  e  $\tilde{\varepsilon}_{RD}$  sono assunte indipendenti e caratterizzate dai seguenti parametri statistici:

$$\eta_{\varepsilon_{RD}} = \eta_{\varepsilon_{UD}} = 1 \quad (3.79)$$

$$\sigma_{\ln(\varepsilon_{RD})} = \beta_{RD} \quad (3.80)$$

$$\sigma_{\ln(\varepsilon_{UD})} = \beta_{UD} \quad (3.81)$$

Per coerenza con la simbologia introdotta, la dispersione della demand legata alle incertezze naturali ( $\beta_{DM|S_a}$ ) è stata indicata come  $\beta_{RD}$ .

La rappresentazione grafica del modello probabilistico della demand è riportata in Fig. 3.9. In particolare sono rappresentate: la stima della mediana  $\hat{\eta}_{DM|S_a}(x)$  (che è essa stessa una quantità incerta) e la legge di distribuzione della stessa caratterizzata dalla dispersione  $\beta_{UD}$ ; la relazione tra demand ed  $S_a$  per un assegnato valore della  $\tilde{\varepsilon}_{UD}$  (cioè per una data misura dell'incertezza di carattere epistemologico) e la legge di distribuzione intorno a questi valori legata alle incertezze di carattere naturale (dispersione  $\beta_{RD}$ ).

Per quanto riguarda, infine, la capacity, secondo le ipotesi riportate al paragrafo 3.3.2 essa è rappresentata da una legge del tipo:

$$C = \eta_C \cdot \tilde{\varepsilon}_C \quad (3.82)$$

Tuttavia, il valore mediano della capacity può essere considerato esso stesso una variabile aleatoria a causa delle conoscenze limitate (incertezze di carattere epistemologico). Ammettendo che la distribuzione della mediana sia ancora di tipo lognormale, si ha:

$$\eta_C = \hat{\eta}_C \cdot \tilde{\varepsilon}_{UC} \quad (3.83)$$

dove  $\tilde{\varepsilon}_{UC}$  è una variabile casuale con distribuzione lognormale (U sta per uncertainty e C per capacity). In definitiva, sostituendo la (3.83) nella (3.82), si ottiene il modello probabilistico completo della capacity:

$$C = \hat{\eta}_C \cdot \tilde{\varepsilon}_{UC} \cdot \tilde{\varepsilon}_{RC} \quad (3.84)$$

in cui, per coerenza con la notazione adottata nella (3.83), nella (3.82) si è sostituito  $\tilde{\varepsilon}_{RC}$  ad  $\tilde{\varepsilon}_C$  (R sta per randomness e C per capacity). Le due variabili aleatorie  $\tilde{\varepsilon}_{UC}$  ed  $\tilde{\varepsilon}_{RC}$  sono assunte indipendenti e caratterizzate dai seguenti parametri statistici:

$$\eta_{\varepsilon_{RC}} = \eta_{\varepsilon_{UC}} = 1 \quad (3.85)$$

$$\sigma_{\ln(\varepsilon_{RC})} = \beta_{RC} \quad (3.86)$$

$$\sigma_{\ln(\varepsilon_{UC})} = \beta_{UC} \quad (3.87)$$

Il modello probabilistico della capacity è ancora rappresentato in Fig. 3.9. In particolare, è riportata la stima della mediana della capacity e la legge di distribuzione che riflette le incertezze di carattere epistemologico relative alla stima di questo parametro (dispersione  $\beta_{UC}$ ). Inoltre è riportato il valore della mediana della capacity per un assegnato valore della  $\varepsilon_{UC}$ , ossia per un assegnato livello di incertezza nella stima di tale parametro, e la legge densità di probabilità che riflette le incertezze di carattere naturale (dispersione  $\beta_{RC}$ ).

Data la caratterizzazione delle incertezze di natura epistemologica nella pericolosità sismica, nella demand e nella capacity, la frequenza annua media di superamento di un dato stato limite è essa stessa una quantità incerta. In particolare, secondo quanto riportato da Jalayer e Cornell (2003),  $\lambda_{LS}$  è una variabile aleatoria con distribuzione log-normale, le cui mediana e dispersione sono pari a:

$$\bar{\lambda}_{LS} = \bar{\lambda}_{S_a} (S_a^{\eta_c}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{RD}^2 + \beta_{UD}^2)} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{RC}^2 + \beta_{UC}^2)} \quad (3.88)$$

$$\beta_{\lambda_{LS}} = \sqrt{(k^2 / b^2) \cdot (\beta_{UD}^2 + \beta_{UC}^2)} \quad (3.89)$$

La (3.88) è formalmente analoga alla (3.46). A differenza del caso precedente compaiono i termini in  $\beta_{UD}$  e  $\beta_{UC}$  che tengono conto delle incertezze di carattere epistemologico nella demand e nella capacity, rispettivamente. Inoltre, la frequenza annua media di superamento del valore della pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al valore mediano della capacity va valutata in corrispondenza della curva media

di pericolosità sismica, espressa dalla relazione (3.75), e non della curva mediana.

Siccome la  $\lambda_{LS}$  è caratterizzata da una certa variabilità, è possibile definire un intervallo di confidenza, intorno alla mediana della frequenza annua media, che rifletta le incertezze di carattere epistemologico nella stima della demand (per assegnato livello della  $S_a$ ) e della capacity. La frequenza annua media connessa a questo livello di confidenza ( $x$ ) può essere espressa come:

$$\lambda_{LS}^x = \widehat{\lambda}_{LS} \cdot e^{K_x \beta_{\lambda_{LS}}} \quad (3.90)$$

dove  $\lambda_{LS}^x$  è il valore della frequenza annua media di superamento dello stato limite associato al livello di confidenza  $x$ ;  $\widehat{\lambda}_{LS}$  è la mediana della frequenza annua media;  $K_x$  è il valore della variabile normale standard con probabilità  $x$  di non essere superata;  $\beta_{\lambda_{LS}}$  è la dispersione della frequenza annua media legata alle incertezze di carattere epistemologico espressa dalla (3.89).

D'altronde  $\widehat{\lambda}_{LS}$  altro non è che l'espressione delle frequenza annua media in presenza delle sole incertezze di carattere naturale (eq. (3.46)), per cui sostituendo tale espressione nella (3.90) si ottiene:

$$\lambda_{LS}^x = \overline{\lambda}_{S_a} (S_a^{\eta_c}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{RD}^2 + \beta_{RC}^2)} \cdot e^{K_x \beta_{\lambda_{LS}}} \quad (3.91)$$

Data l'approssimazione (3.32) della curva media della pericolosità sismica e l'approssimazione (3.36) della relazione mediana tra demand e  $S_a$ , il termine  $\overline{\lambda}_{S_a} (S_a^{\eta_c})$  è espresso dalla relazione:

$$\overline{\lambda}_{S_a} (S_a^{\eta_c}) = k_0 \cdot \left( \frac{\eta_C}{a} \right)^{-k/b} \quad (3.92)$$

che, sostituito nella (3.91) fornisce:

$$\lambda_{LS}^x = k_0 \cdot \left( \frac{\eta_C}{a} \right)^{-k/b} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{RD}^2 + \beta_{RC}^2)} \cdot e^{K_x \beta_{\lambda_{LS}}} \quad (3.93)$$

In analogia col DCFD format, illustrato al paragrafo precedente, il criterio di ammissibilità delle prestazioni è ottenuto confrontando il valore della frequenza annua media, corrispondente al livello di confidenza che si vuole garantire, con il valore limite  $P_0$ :

$$\lambda_{LS}^x \leq P_0 \quad (3.94)$$

Sostituendo la (3.93) nella (3.94) dopo alcuni passaggi si giunge alla seguente disequazione:

$$\eta_C \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{RC}^2} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{UC}^2} \geq \eta_{DM|P_0 S_a} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{RD}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{UD}^2} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{UT}^2} \cdot e^{K_x \beta_{LS}} \quad (3.95)$$

dove  $\eta_{DM|P_0 S_a}$  è la mediana della demand in corrispondenza del valore della  $S_a$  caratterizzato da una probabilità di superamento pari a  $P_0$ . Dalla (3.95) si definiscono, in analogia con la (3.69), i fattori di demand e capacity:

$$\gamma = \gamma_R \cdot \gamma_U = e^{\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{RD}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{UD}^2} \quad (3.96)$$

$$\phi = \phi_R \cdot \phi_U = e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{RC}^2} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{UC}^2} \quad (3.97)$$

dove, evidentemente,  $\gamma_R$  e  $\gamma_C$  portano in conto le incertezze di carattere naturale ed epistemologico, rispettivamente, nella demand, mentre  $\phi_R$  e  $\phi_U$  portano in conto le incertezze di carattere naturale ed epistemologico, rispettivamente, nella capacity.

Infine si definisce il fattore di confidenza corrispondente al livello di confidenza  $x$ :

$$\lambda_x = e^{-\beta_{UT} \left( K_x - \frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{UT} \right)} \quad (3.98)$$

in cui  $\beta_{UT}$  è la misura dell'incertezza totale di carattere epistemologico di cui è affetta la stima della frequenza annua media:

$$\beta_{UT} = \sqrt{(\beta_{UD}^2 + \beta_{UC}^2)} \quad (3.99)$$

Attraverso le (3.96)-(3.99) la condizione di ammissibilità espressa dalla (3.95) diventa:

$$\frac{\eta_{DM|P_0 S_a} \cdot \gamma_R \cdot \gamma_U}{\eta_C \cdot \phi_R \cdot \phi_U} \leq \lambda_x \quad (3.100)$$

Dall'esame della (3.100) si desume che, qualora si portino in conto le incertezze di carattere epistemologico, al fine di condurre la verifica dell'ammissibilità delle prestazioni non è sufficiente, come nella (3.69),

controllare che la demand fattorizzata sia minore della capacity fattorizzata. Al contrario, essendo la frequenza annua media di superamento dello stato limite essa stessa una variabile aleatoria, la verifica si conduce controllando che il rapporto tra demand fattorizzata e capacity fattorizzata (dove i fattori tengono conto sia delle incertezze di carattere naturale che epistemologico) sia inferiore ad un prefissato fattore di confidenza. Tale fattore è funzione del livello di confidenza che si vuole garantire, ossia del frattile della frequenza annua media che si vuole soddisfare la condizione di ammissibilità delle prestazioni (3.94).

### **3.9 – Disposizioni delle direttive FEMA 350**

Le direttive americane FEMA 350 (2000) nella “*appendice A*” riportano una procedura per la verifica probabilistica delle prestazioni strutturali finalizzata alla stima del livello di confidenza con il quale la struttura è in grado di esibire le prestazioni corrispondenti ad un dato stato limite. Sebbene tali direttive facciano un esplicito riferimento alla valutazione del livello di confidenza di strutture intelaiate, attraverso una opportuna caratterizzazione dei parametri in gioco la procedura può essere estesa a qualsiasi tipologia strutturale.

La procedura fornita dalle FEMA 350 si basa sull'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell nella formulazione completa, cioè quella che considera l'influenza sia delle incertezze di carattere naturale che epistemologico. Rispetto però ai risultati riportati al paragrafo precedente, le direttive sfruttano una formulazione alternativa. Secondo la (3.100) la verifica dell'ammissibilità delle prestazioni è basata su un confronto tra capacity fattorizzata e demand fattorizzata avendo fissato il livello di confidenza che si vuole garantire. Al contrario la procedura fornita dalle direttive FEMA 350 è finalizzata alla determinazione del livello di confidenza connesso al raggiungimento dell'obiettivo prestazionale fissato, ossia alla stima indiretta della misura dell'incertezza di cui è affetta la verifica di affidabilità. Quindi un livello di confidenza alto, ad esempio 90-95%, stimato con riferimento ad un dato obiettivo prestazionale (cioè un dato stato limite), significa che c'è un'elevata probabilità (ma non è certo) che la struttura sia in grado di soddisfare l'obiettivo prestazionale selezionato. Un livello di confidenza più basso, ad esempio del 50%, significa che la struttura potrebbe non

soddisfare l'obiettivo prestazionale richiesto, mentre un livello di confidenza piuttosto basso, ad esempio il 30%, implica che la struttura molto probabilmente non è in grado di soddisfare l'obiettivo prestazionale fissato.

La procedura riportata dalle direttive FEMA 350 si basa sulla definizione del fattore di confidenza  $\lambda$  espresso dalla relazione:

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot \gamma_a \cdot D}{\varphi \cdot C} \quad (3.101)$$

dove:

- $D$  è la demand corrispondente al livello di intensità dell'azione sismica relativo all'obiettivo prestazionale selezionato, equivalente al termine  $\eta_{DM|P_0, S_a}$  della (3.100), ossia la mediana della demand in corrispondenza della pseudo-accelerazione spettrale con frequenza annua media di superamento  $P_0$ . In particolare, con riferimento allo stato limite di collasso, le direttive assumono  $P_0 S_a$  come il livello della pseudo-accelerazione spettrale valutata in corrispondenza dello spettro associato allo stato limite in oggetto. Ciò equivale ad assumere  $P_0$  pari al reciproco del periodo di ritorno che definisce l'azione sismica di riferimento per quello stato limite (2475 anni per le FEMA 350). Si potrebbero muovere in proposito le stesse critiche già esposte al paragrafo 3.7, ma è anche vero che in assenza di indicazioni specifiche tale valore costituisce l'unico termine di confronto con la probabilità di collasso della struttura.
- $\gamma$  è un coefficiente che tiene conto alla variabilità della demand in funzione dell'azione sismica (incertezze di carattere naturale connesse alle caratteristiche dell'evento sismico o record-to-record variability), equivalente al coefficiente  $\gamma_R$  nella (3.96):

$$\gamma = e^{\frac{k}{2b} \beta_{RD}^2} \quad (3.102)$$

dove  $\beta_{RD}$  è la deviazione standard del logaritmo naturale della demand in corrispondenza del livello dell'azione sismica di riferimento, ossia, utilizzando le stesse notazioni impiegate nel metodo di Jalayer a Cornell,  $\beta_{DM|P_0, S_a}$ ;  $k$  è l'esponente logaritmico della curva di pericolosità sismica, approssimata da una relazione del tipo (3.32);  $b$  è un coefficiente legato all'incremento della demand in funzione

dell'intensità dell'azione sismica. Tale coefficiente è assimilabile all'esponente della regressione sui valori medi della demand (eq.(3.36)). Le FEMA 350 suggeriscono, in assenza di analisi dettagliate, di assumere  $b=1.0$ ;

- $\gamma_a$  è un fattore di incertezza che tiene conto dell'accuratezza del metodo di analisi adottato (quindi quantifica le incertezze di carattere epistemologico) ed è analogo al coefficiente  $\gamma_U$  nella (3.96). L'espressione fornita per il coefficiente  $\gamma_a$  è la seguente:

$$\gamma_a = C_B \cdot e^{\frac{k}{2b}\beta_{UD}^2} \quad (3.103)$$

dove  $C_B$  è l'errore sistematico, connesso alla sovrastima o sottostima dei parametri di demand fornita dal metodo di analisi impiegato;  $\beta_{UD}$  è l'incertezza della demand connessa al metodo di analisi utilizzato (e quindi all'accuratezza dello stesso). In assenza di analisi specifiche, le FEMA 350 suggeriscono di assumere, qualora vengano condotte analisi dinamiche non lineari,  $C_B = 1.0$  e  $\beta_{UD} = 0.2$  per strutture di altezza media (4-12 piani).

- $C$  è la mediana della capacità strutturale;
- $\phi$  è un coefficiente che tiene conto delle incertezze nella valutazione della capacity (equivalente al coefficiente espresso dalla (3.97)) valutabile attraverso la relazione:

$$\phi = \phi_R \cdot \phi_U = e^{-\frac{k}{2b}\beta_{RC}^2} e^{-\frac{k}{2b}\beta_{UC}^2} \quad (3.104)$$

dove  $\beta_{RC}$  è la dispersione della capacity ottenuta come risultato delle osservazioni di prove sperimentali (incertezze di carattere naturale), mentre  $\beta_{UC}$  tiene conto delle incertezze connesse al reale comportamento degli elementi inseriti nella struttura rispetto alle sperimentazioni su singolo elemento (incertezze di carattere epistemologico). Per  $\beta_{UC}$  viene suggerito un valore pari a 0.2.

In definitiva, selezionato l'obiettivo prestazionale di riferimento (lo stato limite) e i parametri significativi che caratterizzano il livello di danneggiamento strutturale (parametri di demand), attraverso la (3.101) è possibile pervenire alla stima dei fattori di confidenza relativi ad ognuno dei parametri di demand. Il livello di confidenza associato al soddisfacimento dell'obiettivo prestazionale selezionato è dunque definito in relazione al minore dei fattori di confidenza invertendo la relazione (analogo alla (3.98)):

$$\lambda = e^{-b \cdot \beta_{UT} (K_x - k \cdot \beta_{UT} / 2)} \quad (3.105)$$

in cui  $\lambda$  è il minore tra i fattori di confidenza determinato per i parametri di danno analizzati;  $b$  e  $k$  assumono il significato chiarito in precedenza;  $\beta_{UT}$  (total uncertainty) è un coefficiente che tiene conto complessivamente delle incertezze di cui è affetta la stima del livello di confidenza (eq. (3.99));  $K_x$  è il valore della variabile normale standardizzata cui è associata una probabilità  $x$  di non essere superata (ossia un valore  $x$  della funzione di ripartizione normale standard). In definitiva  $x$  rappresenta l'obiettivo della procedura, ossia il livello di confidenza (*confidence level* - *CL*) connesso al soddisfacimento dello stato limite selezionato, ricavabile attraverso l'inversione della (3.105):

$$CL = \Phi(K_x) = \Phi\left(\frac{k \cdot \beta_{UT}}{2} - \frac{\ln \lambda}{b \cdot \beta_{UT}}\right) \quad (3.106)$$

Ai fini della verifica dell'ammissibilità delle prestazioni esibite dalla struttura, tale valore deve risultare non minore di un valore minimo opportunamente fissato. I valori minimi del livello di confidenza sono suggeriti dalle FEMA 350 con riferimento ai parametri di demand impiegati per le strutture intelaiate, tra cui il drift d'interpiano e lo sforzo di compressione nelle colonne, che risultano significativi ai fini della definizione del livello di danneggiamento strutturale anche con riferimento a strutture controventate. Per tali parametri e con riferimento all'obiettivo prestazionale di *collapse prevention* (da considerarsi equivalente allo stato limite di collasso (SLC) definito dalla normativa italiana) viene prescritto un livello di confidenza minimo del 90%.

Si può osservare che tale procedura, così come il DCFD format, presenta il vantaggio di richiedere un limitato numero di analisi. Risultano, infatti, sufficienti due o al massimo tre strisce di valori della demand (al fine di definire il parametro  $b$  della regressione (3.36)) centrate intorno alla pseudo-accelerazione di interesse, ossia la pseudo-accelerazione spettrale con probabilità di superamento  $P_0$ .



## CAPITOLO IV

### INFLUENZA DELL'IPOTESI DI OMOSCHEDASTICITA': APPLICAZIONE AD UN CASO STUDIO

#### *4.1 - Introduzione*

Il metodo proposto da Jalayer e Cornell (2003) per la valutazione dell'affidabilità sismica delle strutture conduce, attraverso alcune ipotesi semplificative, ad un'espressione in forma chiusa per la valutazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite. Tra le ipotesi semplificative quella di omoschedasticità (dispersione della demand costante con la misura dell'intensità dell'azione sismica) è particolarmente rilevante. In questo capitolo si analizza l'influenza di tale ipotesi attraverso l'applicazione della metodologia di Jalayer e Cornell (nella formulazione che tiene conto delle sole incertezze di carattere naturale) ad un caso studio, impiegando i metodi proposti nel capitolo precedente per la valutazione del parametro di dispersione. Inoltre, allo scopo di analizzare l'efficacia delle approssimazioni relative alla modellazione probabilistica della demand, i risultati ottenuti dall'applicazione dell'approccio semplificato sono confrontati con quelli desunti dall'integrazione numerica dell'equazione del PEER. Questo consente di fornire informazioni utili circa l'individuazione del criterio più efficace per la determinazione della dispersione della demand.

La struttura assunta a riferimento è un edificio in acciaio a 4 piani di pianta regolare con struttura pendolare e controventi a diagonali singola accoppiati disposti lungo il perimetro. La struttura è stata dimensionata in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a). La risposta sismica è stata indagata attraverso analisi dinamiche non lineari condotte mediante il codice di calcolo PC-ANSR (Maison, 1992) impiegando il modello di Georgescu (1991) per la descrizione del

comportamento ciclico dell'asta caricata assialmente, e quello di Maison (1992) per la determinazione dei parametri utili alla caratterizzazione dei cicli di isteresi delle aste stesse nel programma di analisi.

Nel seguito si riporta una sintesi dei risultati dell'analisi di affidabilità.

#### 4.2 –Struttura di riferimento

L'edificio in oggetto è quello già analizzato nel capitolo II (paragrafo 2.4.1). Esso è costituito da 4 piani, ha pianta quadrata di dimensioni 18.0x18.0 m, con campate di 6.0 m e altezza di interpiano costante pari a 4.0m (Fig. 4.1a). La struttura è pendolare per cui le azioni orizzontali sono portate dai controventi del tipo a diagonale singola disposti lungo il perimetro (Fig. 4.1b). L'edificio è destinato ad ospitare uffici, per cui i carichi accidentali sono pari a  $3.0 \text{ kN/m}^2$ . L'acciaio impiegato è del tipo S235 con tensione di snervamento pari a  $f_y=235 \text{ N/mm}^2$ .

In Tabella 4.1 sono riportate le sezioni degli elementi strutturali ottenute attraverso la progettazione del controvento a diagonale singola secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8, così come riportato in dettaglio al paragrafo 2.4.1.3.

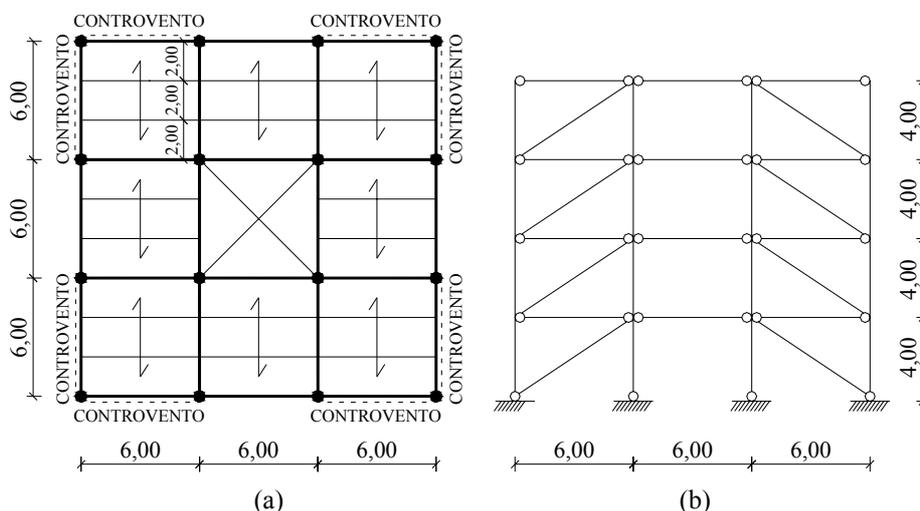


Fig. 4.1: a) Carpenteria dell'edificio, b) controvento analizzato

**Tabella 4.1:** Profili di diagonali, travi e colonne del controvento dimensionato in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8.

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{lim}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HEA 220	1.39	1.16	HEA 300	HEB 300
2	HEA 200	1.54	1.09	HEA 300	HEB 260
3	HEA 160	1.93	1.01	HEA 280	HEB 200
4	HEA 160	1.93	1.80	HEA 260	HEB 140

### 4.3 – Applicazione del metodo di Jalayer e Cornell per la valutazione dell'affidabilità sismica della struttura in esame

#### 4.3.1 – Analisi probabilistica della pericolosità sismica

L'analisi probabilistica della pericolosità sismica è finalizzata alla determinazione della curva di pericolosità (*hazard curve*) per il sito in oggetto. In particolare, data l'approssimazione locale della curva introdotta da Jalayer e Cornell nella regione di interesse (eq. (3.32)), l'obiettivo dell'analisi si traduce nella determinazione dei parametri  $k_0$  e  $k$ . Nelle analisi condotte è stata considerata quale misura dell'intensità dell'azione sismica la pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura ( $IM=S_a(T_0)$ ) date le caratteristiche di sufficienza, efficienza e possibilità di reperire la curva di pericolosità.

Allo scopo di ottenere risultati di validità generale, l'analisi dell'affidabilità della struttura in esame non è stata condotta con riferimento ad un sito specifico, bensì si è ricorso alla determinazione di una curva di pericolosità rappresentativa della pericolosità media delle zone a maggiore sismicità in Europa sfruttando le relazioni fornite dall'Eurocodice 8 (CEN 2004b) (secondo la procedura descritta al paragrafo 3.4). Per la struttura in oggetto, assunto  $z=0.4$ , le eq. (3.54) e (3.55) forniscono:

$$k_0 = \frac{a_{g,475}^{1/z}}{t_{ro} \cdot f^{-1/z}} = \frac{0.35 \cdot 9.81^{1/0.4}}{475 \cdot 1.82^{-1/0.4}} = 0.204995$$

$$k = \frac{1}{z} = 2.5$$

dove  $f$  rappresenta il rapporto tra la pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura e l'accelerazione di picco al suolo definito secondo gli spettri da normativa. Per  $T_0=0.55$  sec si ottiene:

$$f = S \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} = 1 \cdot 2.5 \cdot \frac{0.4}{0.55} = 1.82$$

La curva di pericolosità ottenuta è riportata in Fig. 4.2.

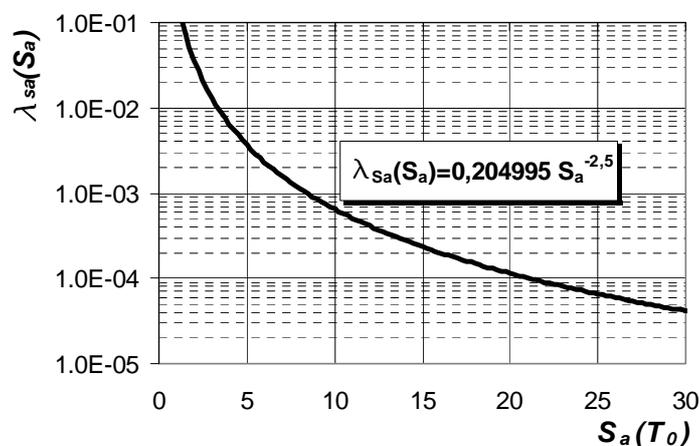


Fig. 4.2: Curva di pericolosità per la struttura in esame ( $T_0=0.55$  sec;  $\xi=5\%$ ).

#### 4.3.2 – Analisi probabilistica della risposta strutturale

L'analisi probabilistica della risposta strutturale è finalizzata alla definizione del modello probabilistico della demand, e cioè, secondo le ipotesi semplificative di Jalayer e Cornell, alla determinazione dei parametri  $a$  e  $b$  della relazione tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale (eq. (3.36)) e della dispersione della demand.

La risposta dinamica di una struttura è, ovviamente, fortemente dipendente dalle caratteristiche dell'eccitazione sismica. Come discusso nel capitolo precedente, la scelta di un parametro unico per la misura dell'intensità dell'azione sismica se da un lato consente di disaccoppiare l'analisi della vulnerabilità da quella della pericolosità sismica, dall'altro rappresenta una forte approssimazione. È dunque necessario selezionare opportunamente un set di accelerogrammi che consenta di portare in

conto i fattori che non intervengono esplicitamente nella descrizione sintetica dell'azione sismica (quale il contenuto in frequenza, la forma dell'accelerogramma etc.). A tale proposito è stato considerato un set di 30 accelerogrammi selezionati dal database del PEER allo scopo di ottenere uno spettro medio coerente con quello di progetto, così come prescritto dalla normativa vigente. In Tabella 4.2 sono riportate le caratteristiche delle registrazioni storiche selezionate e il valore assunto dalla pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura analizzata. Inoltre in Fig. 4.3 sono riportati gli spettri relativi alle registrazioni accelerometriche, ottenuti con riferimento ad un fattore di smorzamento del 5%, e lo spettro medio risultante. Si può osservare una buona corrispondenza tra lo spettro medio risultante e quello fornito dalla normativa.

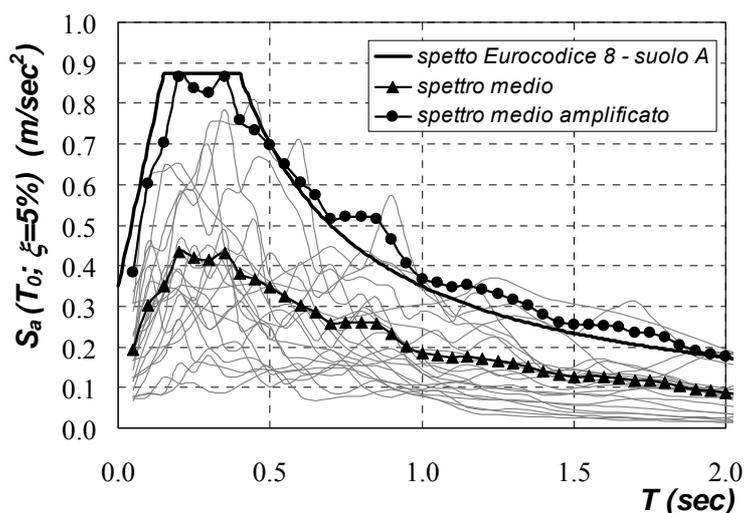


Fig. 4.3: Confronto tra spettro medio e spettro elastico da normativa.

Tra i metodi disponibili per l'analisi probabilistica della risposta strutturale si è adottato quello dell'analisi dinamica incrementale multistriscia, che consiste nell'analizzare la struttura scalando gli accelerogrammi a livelli crescenti della pseudo-accelerazione spettrale ( $S_a(T_0)$ ).

Tabella 4.2: Set di accelerogrammi selezionato.

n.	Registrazione accelerometrica	Data	Componente	$S_a(T_0)$ [cm/sec <sup>2</sup> ]	$a_{max}/g$	durata [sec]
1	Irpinia (Bagnoli)	23/11/1980	N-S	379.609	0.133	72.61
2	Cape Mendocine	25/04/1992	E-W	446.900	1.039	30.00
3	Elcentro	19/05/1940	E-W	568.052	0.226	29.78
4	Montenegro (Ercegov)	15/04/1979	E-W	248.054	0.230	25.00
5	Fernandel 3	03/10/1941	N-E	138.300	0.112	17.05
6	Fernandell	19/09/1939	S-E	123.183	0.091	20.52
7	Gazli USSR (Karakyr)	17/05/1976	N-S	926.505	0.608	16.25
8	Tokaki - Kenoki (Hachinoe)	17/05/1968	N-S	323.854	0.229	36.00
9	Helena Montana (Carrol College)	31/10/1935	E-W	177.037	0.153	9.67
10	Hollister (City Hall)	09/03/1949	S-W	283.411	0.117	17.03
11	Kern county (Taft Lincoln School)	21/07/1952	S-E	317.550	0.178	54.13
12	Kobe (Takarazuka)	16/01/1980	N-S	1283.63	0.629	35.00
13	Livermore (Morgan Terr Park)	27/01/1980	N-W	425.910	0.252	30.00
14	Los Angeles	10/03/1933	N-E	145.287	0.065	25.78
15	Mammoth Lakes	25/05/1980	E-W	584.970	0.416	29.95
16	KEN-OKI (Miyagi)	1978	N-S	319.131	0.140	58.00
17	Northridge	17/01/1994	N-W	1828.486	0.842	15.55
18	Olympia	13/04/1949	N-E	640.999	0.325	30.28
19	Parkfield (Templor)	28/06/1966	S-W	361.800	0.357	30.31
20	Montenegro (Petrovac)	15/04/1979	N-S	1328.090	0.438	19.62
21	San Fernando (Hollywood Stor Lot)	09/02/1971	E-W	299.270	0.210	27.98
22	Friuli (San Rocco)	15/09/1976	N-S	179.268	0.035	16.92
23	Seattle	13/04/1949	N-W	107.375	0.076	20.10
24	Spitak, Armenia (Gukasian)	07/12/1988	N-S	343.050	0.199	19.90
25	Superstitt Hills (A)	24/11/1971	E-W	209.350	0.132	29.81
26	Taft 1	21/07/1952	N-W	241.678	0.157	30.00
27	Taft 3	21/07/1952	S-E	269.380	0.179	54.90
28	Friuli (Tarcento)	15/09/1976	N-S	118.748	0.139	20.10
29	Tokyo	1956	N-S	135.192	0.075	11.40
30	Vernon	10/03/1933	S-E	266.064	0.192	42.17

Ciascuna striscia è costituita dai valori assunti dal parametro di demand per i diversi accelerogrammi del set selezionato in corrispondenza di un dato valore della misura dell'intensità dell'azione sismica. In particolare per la struttura in oggetto sono state analizzate 40 strisce a partire da  $0.05g$  e per incrementi successivi dello stesso valore, indagando quindi la risposta strutturale fino al valore soglia di  $2g$ . Sono state dunque condotte complessivamente 1200 analisi dinamiche (30 accelerogrammi  $\cdot$  40 strisce). Per gestire l'enorme quantità di dati risultanti dalle analisi è stato elaborato un post processore (Longo, 2001) in grado di restituire, per ogni livello dell'intensità dell'azione sismica, il valore assunto dal parametro di demand.

Nelle analisi condotte sono state considerate le tre modalità di collasso significative già impiegate nel corso delle analisi deterministiche (Capitolo II): eccessivo danneggiamento di piano, frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico e instabilizzazione delle colonne. Alle tre modalità di collasso corrispondono altrettanti parametri caratteristici della risposta strutturale (parametri di demand):

- massimo drift d'interpiano nel corso della time history misurato al singolo livello (PIDR – peak interstorey drift ratio);
- rapporto tra la duttilità ciclica massima delle diagonali, registrata nel corso della time history, e il valore limite definito secondo Tremblay (2002) ( $\mu/\mu_{lim}$ ), dove la duttilità ciclica rappresenta la massima escursione plastica in un ciclo, somma cioè di quella in trazione e in compressione;
- rapporto tra il massimo sforzo normale registrato nelle colonne nella time history e lo sforzo normale resistente all'instabilità fuori piano definito in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 3 (CEN 2005) ( $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ ).

Riportando per ogni valore della  $S_a$  il valore attinto dal parametro di demand si ottengono le curve IDA relative ai parametri esaminati. In Fig. 4.4 sono riportate, a titolo d'esempio, le curve IDA relative al massimo drift d'interpiano in corrispondenza del primo livello. Le curve sono ovviamente in numero pari agli accelerogrammi del set selezionato. Si osserva che alcune curve IDA presentano un andamento asintotico orizzontale per elevati livelli della  $IM$ , cioè notevoli incrementi del parametro caratteristico della risposta strutturale per contenute variazioni

della misura dell'intensità dell'azione sismica. Tale andamento identifica il raggiungimento di condizioni di collasso per instabilità dinamica.

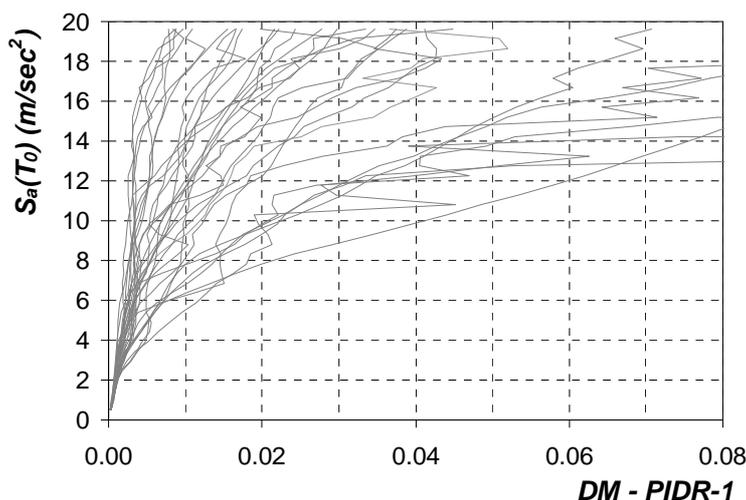


Fig. 4.4: Curve IDA relative al parametro PIDR al livello 1.

Nel caso di controventi concentrici l'instabilità dinamica occorre quando, per inversione della direzione dell'azione sismica, la diagonale precedentemente plasticizzata in trazione raggiunge la sua capacità in compressione, mentre la diagonale instabilizzata non è in grado di ritornare nella sua posizione iniziale; ne consegue che entrambe le diagonali vengono a trovarsi in una configurazione instabilizzata per cui si manifesta un meccanismo di collasso di tipo locale. Dal punto di vista analitico il fenomeno si traduce nella non convergenza numerica della soluzione e nel raggiungimento di valori infiniti dei parametri di demand espressi in termini di spostamento (quali PIDR e  $\mu/\mu_{lim}$ ).

Data la presenza di analisi non convergenti, per la stima di mediana e frattili della demand si ricorre all'applicazione del modello a tre parametri. Come discusso al capitolo precedente, esso consente di portare in conto l'occorrenza dei fenomeni di instabilità dinamica nella stima dei parametri statistici della demand attraverso l'applicazione dell'eq. (3.63):

$$dm_p = \eta_{DM|S_a=x,NC} \cdot \exp\left(\beta_{DM|S_a=x,NC} \cdot \Phi^{-1}\left(\frac{p}{P[NC | S_a = x]}\right)\right) \quad (4.1)$$

dove  $\eta_{DM|S_a=x,NC}$  è la mediana della demand, condizionata ai casi di non collasso, in corrispondenza del valore  $x$  della pseudo-accelerazione spettrale;  $\beta_{DM|S_a=x,NC}$  è la dispersione della demand, condizionata allo stesso sottoinsieme di dati, in corrispondenza del valore  $x$  della pseudo-accelerazione spettrale;  $P[NC|S_a=x]$  è, per l'assegnato livello di intensità dell'azione sismica, la probabilità di non collasso;  $dm_p$  è il valore della demand caratterizzato da una probabilità  $p$  di non superamento (frattile di ordine  $p$ );  $\Phi^{-1}$  è l'inversa della funzione di ripartizione della normale standard.

Al fine di chiarire il significato della (4.1), si riporta di seguito l'applicazione del modello a tre parametri ad una striscia singola. A titolo d'esempio si fa riferimento alla striscia costituita dai valori del PIDR al primo livello in corrispondenza di un valore della pseudo-accelerazione spettrale pari a  $1.9g$  ( $18.64 \text{ m/sec}^2$ ). In Fig. 4.5. sono riportati i valori della demand corrispondenti alle analisi convergenti, ossia il sottoinsieme dei valori della demand condizionato al non collasso.

La striscia è caratterizzata dalla presenza di quattro analisi non convergenti, cioè per quattro degli accelerogrammi selezionati scalati ad  $S_a=1.9g$  si manifesta collasso per instabilità dinamica. Di conseguenza la probabilità (o meglio la frequenza) di non collasso, fornita dal rapporto tra numero di analisi convergenti e numero totale delle analisi condotte (ossia numero di accelerogrammi) risulta pari a:  $P[NC|S_a=1.9g]=26/30=0.8667$ .

Attraverso l'applicazione del metodo delle statistiche contate ai dati condizionati al non collasso è possibile stimare: la mediana della demand condizionata al non collasso per quel valore della  $IM$  ( $\eta_{DM|S_a=1.9g,NC} = dm_{50\%}$ ), i frattili al 16% e 84% e, attraverso la (3.57), la dispersione condizionata al non collasso nell'ipotesi di distribuzione lognormale dei dati della demand condizionati al non collasso ( $\beta_{DM|S_a=1.9g,NC}$ ). I valori ottenuti di frattili e dispersione della demand sono riportati in Tabella 4.3 e rappresentati, inoltre, in Fig. 4.5. Essi non tengono conto, ovviamente, della presenza delle quattro analisi non convergenti.

Noti mediana e dispersione della demand condizionati al non collasso, determinati come detto in precedenza, si può a questo punto applicare la (4.1). I valori ottenuti per frattili e dispersione sono riportati in Tabella 4.3 e rappresentati in Fig. 4.5. Si può osservare che, rispetto al metodo delle statistiche contate, il modello a tre parametri determina un

incremento dei frattili e della dispersione della demand. Tali incrementi sono appunto legati alla presenza di valori infiniti del parametro di demand forniti dalle analisi non convergenti, che non potrebbero essere altrimenti portati in conto.

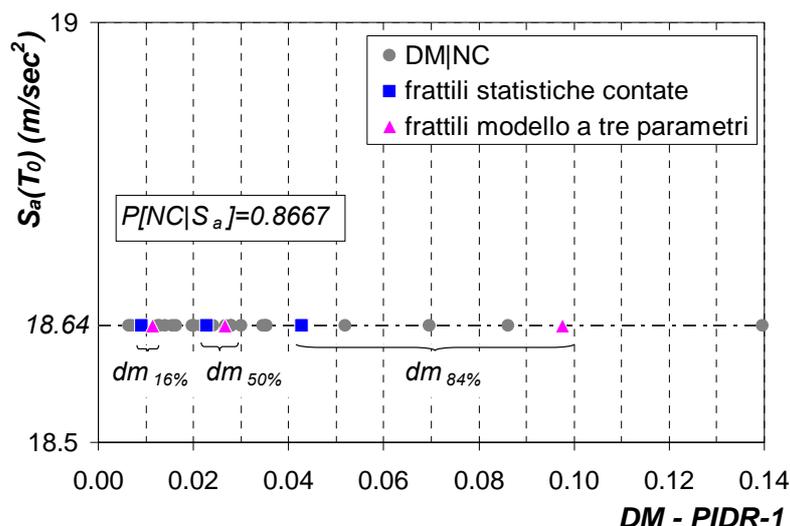


Fig. 4.5: Applicazione del modello a tre parametri ad una singola striscia.

Tabella 4.3: Frattili e dispersione della demand relativi al parametro PIDR-1 per la striscia corrispondente a  $S_a=18.64\text{m/sec}^2$ .

	<i>Metodo delle statistiche contate (sul campione DM NC)</i>	<i>Modello di distribuzione a tre parametri</i>
$dm_{16\%}$	0.009062	0.011402
$dm_{50\%}$	0.022880	0.026591
$dm_{84\%}$	0.042735	0.097505
$\beta_{DM S_a}$	0.775450	1.073038

Il modello a tre parametri viene applicato in maniera analoga per l'interpretazione dei risultati delle analisi dinamiche incrementali. Il primo passo consiste nell'applicazione del metodo delle statistiche contate per striscia al fine di determinare i frattili sui dati condizionati al non collasso. In Fig. 4.6 sono riportate le curve di mediana e frattili al 16% e 84% per il parametro di demand PIDR-1. Ai fini dell'applicazione

della (4.1) si approssima la legge di variazione della mediana della demand attraverso una regressione lineare nel piano logaritmico (Fig. 4.7), coerentemente con l'ipotesi di Jalayer e Cornell (eq. (3.36)):

$$\eta_{D|S_a,NC}(x) = a \cdot x^b \quad (4.2)$$

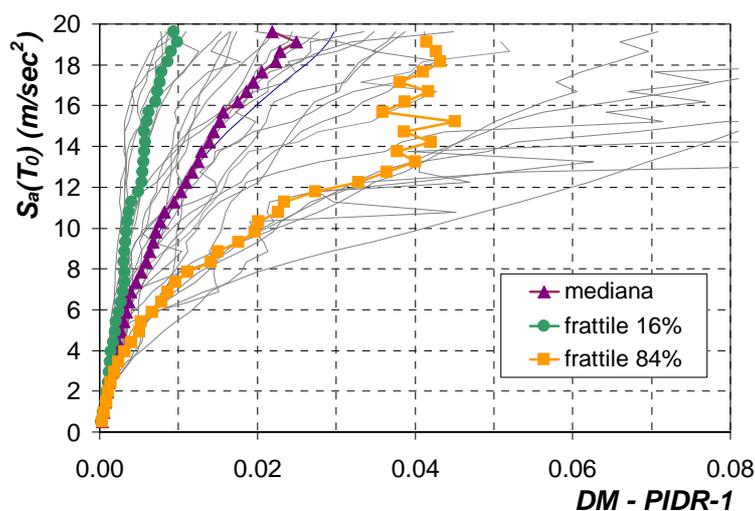


Fig. 4.6: Curve di mediana e frattili ottenute attraverso il metodo delle statistiche contate.

La probabilità di non collasso viene invece modellata attraverso una legge del tipo:

$$P_{NC|S_a} = 1 \quad \text{per } S_a \leq S_{a0} \quad (4.3)$$

$$P_{NC|S_a} = (S_a / S_{a0})^{-\beta} \quad \text{per } S_a > S_{a0} \quad (4.4)$$

in cui  $S_{a0}$  rappresenta il valore massimo della pseudo-accelerazione spettrale per il quale non si manifestano casi di collasso per instabilità dinamica (Fig. 4.8) e  $\beta$  è un coefficiente determinato attraverso la regressione sui dati per  $S_a > S_{a0}$ .

Infine, attraverso l'applicazione della (4.1) per ogni singola striscia, si perviene alla stima di mediana e frattili secondo il modello a tre parametri. Le curve di mediana e frattili al 16% e 84% così ottenute sono riportate in Fig. 4.9.

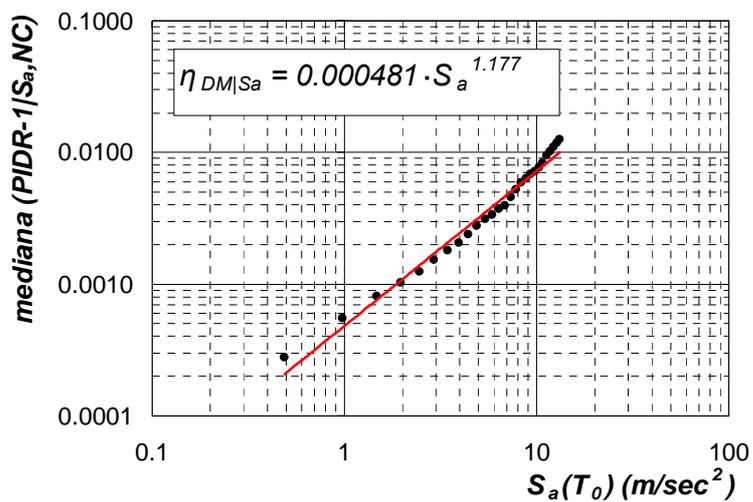


Fig. 4.7: Regressione sui dati della mediana della demand condizionati al non collasso.

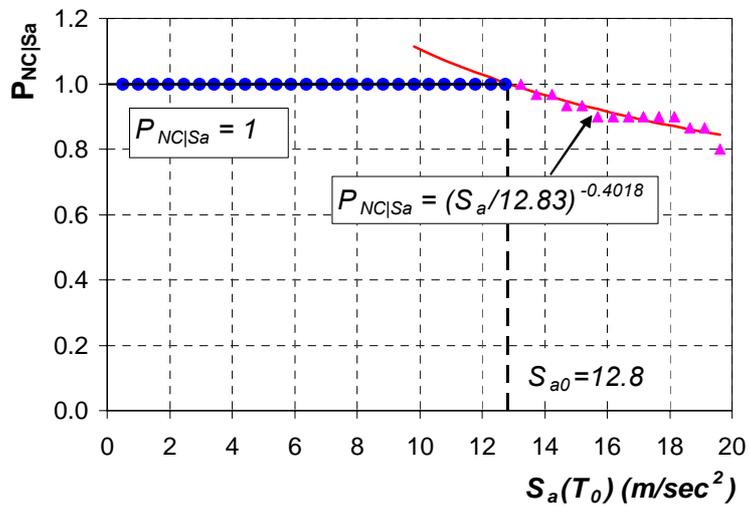
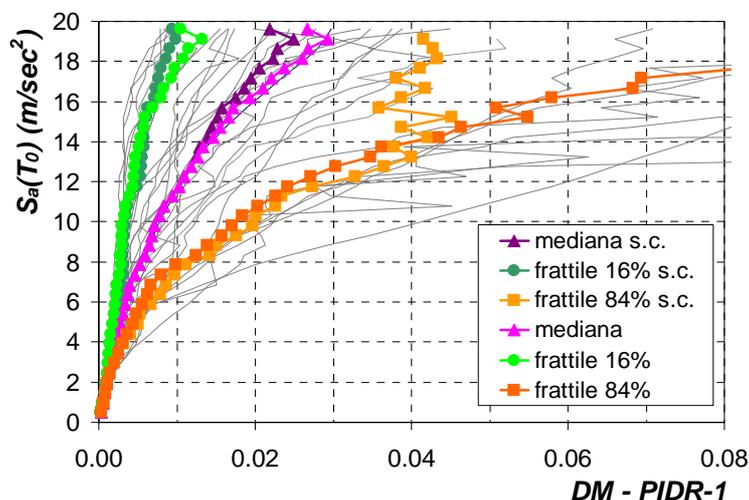


Fig. 4.8: Modellazione della probabilità di non collasso.



**Fig. 4.9:** Confronto tra curve di mediana e frattili ottenute attraverso il modello a tre parametri e il metodo delle statistiche contate (s.c. sta per statistiche contate).

Con riferimento all'impiego del modello a tre parametri per l'interpretazione dei risultati delle analisi IDA valgono le medesime considerazioni già esposte nel caso della singola striscia. In particolare confrontando le curve riportate in Fig. 4.9 si osserva che, rispetto a quelle desunte dall'applicazione del metodo delle statistiche contate sui dati condizionati al non collasso, il modello a tre parametri opera una correzione dei valori consistente in un incremento dei frattili, in considerazione proprio della presenza dei casi di collasso (valori infiniti della demand). Inoltre si osserva che tale correzione viene operata per valori elevati della pseudo-accelerazione spettrale ( $S_a > S_{a0} = 12.83 \text{ m/sec}^2$ ), in corrispondenza dei quali cioè si verificano fenomeni di instabilità dinamica. Al contrario, per valori contenuti dell'intensità dell'azione sismica (cioè in assenza di casi di collasso), l'applicazione del modello a tre parametri consiste, di fatto, nell'ipotizzare per ogni striscia una distribuzione lognormale dei dati della demand condizionati al valore della pseudo-accelerazione spettrale  $S_a$  con mediana pari ad  $a' \cdot S_a^{b'}$  e dispersione  $\beta_{DM|S_a,NC}$ .

Infine, noti i valori della mediana che portano in conto l'influenza delle analisi non convergenti desunti dall'applicazione del modello a tre

parametri, attraverso la regressione lineare nel piano logaritmico si determinano i valori definitivi dei coefficienti  $a$  e  $b$  (eq. (3.36)) della relazione tra mediana e misura dell'intensità dell'azione sismica (Fig. 4.10).

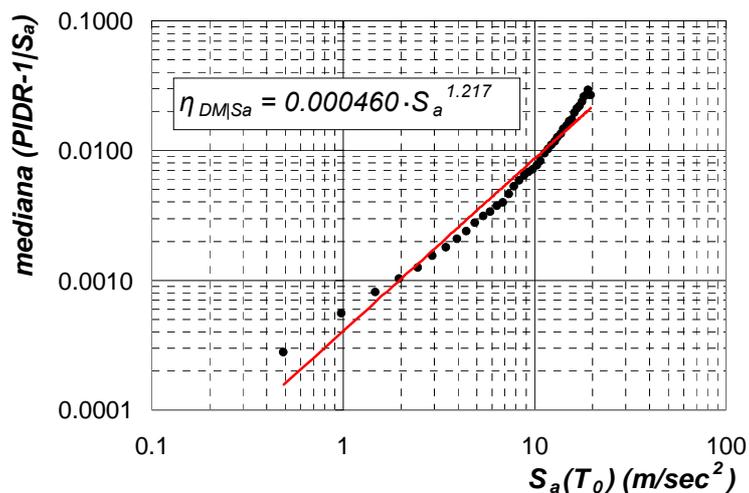


Fig. 4.10: Regressione finale sui dati della mediana della demand.

La caratterizzazione del modello statistico della demand richiede, inoltre, la valutazione del parametro di dispersione. Sotto l'ipotesi di distribuzione lognormale della demand per assegnato livello della  $IM$ , attraverso le (3.57) e (3.58) è possibile stimare la dispersione della demand al variare della misura dell'intensità dell'azione sismica a partire dai valori dei frattili desunti dal modello di distribuzione a tre parametri. In Fig. 4.11 sono riportati i valori della dispersione ottenuti con riferimento sia alle statistiche contate (sul sottoinsieme di dati condizionati al non collasso) che al modello a tre parametri. Si osserva che, analogamente al caso della striscia singola, il modello a tre parametri opera una correzione consistente in un incremento della dispersione rispetto alla soluzione delle statistiche contate in considerazione della presenza delle analisi non convergenti. Inoltre tale correzione, così come per i frattili, è relativa a valori elevati della  $S_a$ , cioè quelli per i quali si manifestano fenomeni di instabilità dinamica ( $S_a > S_{a0}$ ). In assenza di casi

di collasso, evidentemente, i valori della dispersione stimati a partire dai frattili delle statistiche contate e del modello a tre parametri coincidono.

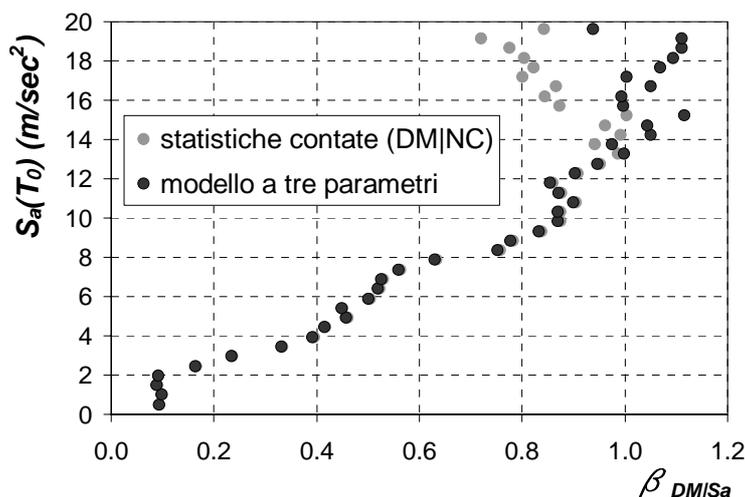


Fig. 4.11: Dispersione della demand al variare di  $S_a(T_0)$ .

La Fig. 4.11 mette in evidenza, inoltre, l'elevata variabilità del parametro di dispersione della demand con il livello dell'azione sismica. Per valori molto contenuti della IM, le strutture esibiscono di fatto un comportamento elastico, per cui la dispersione è legata esclusivamente all'influenza dei modi di vibrare superiori, ovvero alla dispersione degli spettri per valori del periodo di vibrazione più bassi di quello fondamentale (usato per la scalatura). Al crescere della misura dell'intensità dell'azione sismica, invece, le strutture esibiscono livelli di danneggiamento strutturale via via più importanti, cui si accompagnano variazioni consistenti del periodo di vibrazione (struttura più flessibile) e dispersioni crescenti della demand, dovute alla dispersione sempre maggiore degli spettri per periodi di vibrazione più alti di quello fondamentale.

Ne consegue che, ai fini dell'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell, tra le cui ipotesi semplificative c'è quella di omoschedasticità (dispersione della demand costante con la  $IM$ ), risulta necessario fissare un criterio per la valutazione del parametro di dispersione da introdurre nell'espressione in forma chiusa (3.46). Nel seguito si farà riferimento ai

tre criteri descritti al paragrafo 3.6 (Giugliano et al., 2008) e cioè in dettaglio:

- *metodo 1* che consiste nella stima del valore medio della dispersione nella zona di interesse della  $S_a$ , cioè nella zona in cui la mediana della demand è approssimata dalla regressione lineare (nel piano logaritmico) con pendenza  $b$  e intercetta  $a$ . In pratica ciò equivale a stimare la dispersione media in tutto l'intervallo di analisi della  $S_a$  nel caso in cui la relazione tra mediana della demand e  $IM$  sia approssimata da un'unica regressione (es. in Fig. 4.9 e 4.10). Nel caso in cui, invece, la relazione tra mediana della demand e  $IM$  sia approssimata da due o più regressioni, il metodo si applica stimando la dispersione media nell'intervallo di  $S_a$  in cui risulta valida la regressione su  $\eta_{DM|S_a}$  nella quale ricade il valore mediano della capacity.

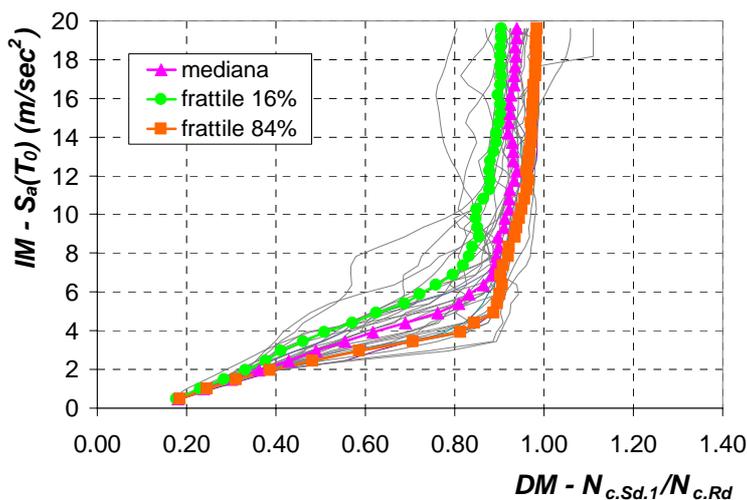


Fig. 4.12: Curve IDA e frattili per il parametro  $N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$  al primo livello.

Accade, infatti, per alcuni parametri di demand, che allo scopo di ottenere curve di mediana e frattili che approssimino sufficientemente l'andamento delle curve IDA, la relazione tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale deve essere necessariamente approssimata attraverso più regressioni nel piano logaritmico. Un esempio è riportato in Fig. 4.12 con riferimento al parametro

$N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  al primo livello. Per lo stesso parametro in Fig. 4.13 è riportata la doppia regressione nel piano logaritmico sulla mediana della demand. In questo caso la dispersione media va stimata nella zona della seconda regressione, in cui ricade appunto il valore della mediana della capacity pari a 1.0 per il parametro di demand considerato (paragrafo 4.3.3).

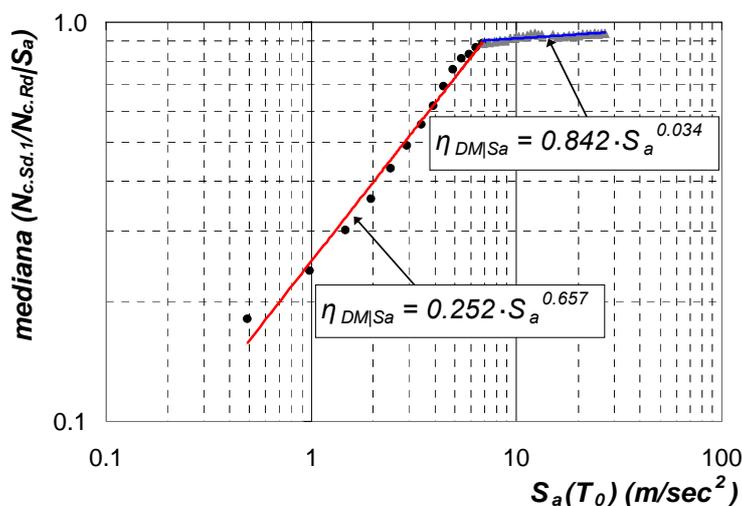


Fig. 4.13: Regressione sui dati della mediana della demand per il parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  al primo livello.

- *metodo 2* che consiste in una procedura iterativa finalizzata alla stima della dispersione corrispondente al valore della pseudo-accelerazione spettrale caratterizzata da una frequenza annua media di superamento  $\lambda_{S_a}(S_a)$  (pericolosità sismica) pari alla frequenza annua media di superamento dello stato limite  $\lambda_{LS}$ . In dettaglio la procedura iterativa si articola nelle seguenti fasi: si seleziona un valore di primo tentativo della dispersione ( $\beta_{DM|S_a}^{(1)}$ ) e si valuta, sulla curva di pericolosità, la frequenza annua media di superamento della pseudo-accelerazione spettrale corrispondente ( $\lambda_{S_a}(S_a^{(1)})$  attraverso l'eq. (3.32)) (percorso relativo allo step 1 in Fig. 4.14) e, successivamente, il valore della frequenza annua media di superamento dello stato limite ( $\lambda_{LS}^{(1)}$ ) attraverso la (3.46). Se  $\lambda_{S_a}(S_a^{(1)}) = \lambda_{LS}^{(1)}$  allora il valore selezionato della dispersione e quello esatto, altrimenti si ricerca un nuovo valore

della pseudo-accelerazione spettrale imponendo  $\lambda_{Sa}(S_a^{(2)}) = \lambda_{LS}^{(1)}$ , cui corrisponderà un nuovo valore della dispersione della demand  $\beta_{DM|Sa}^{(2)}$  (percorso relativo allo step 2 in Fig. 4.14). E' possibile a questo punto valutare la frequenza annua media di superamento dello stato limite ( $\lambda_{LS}^{(2)}$ ) e confrontarla con la  $\lambda_{Sa}(S_a^{(2)})$ . La procedura si arresta allorquando all' $i$ -esimo step  $\lambda_{Sa}(S_a^{(i)}) = \lambda_{LS}^{(i)}$ , ovvero quando la differenza tra i due valori risulta inferiore alla tolleranza stabilita.

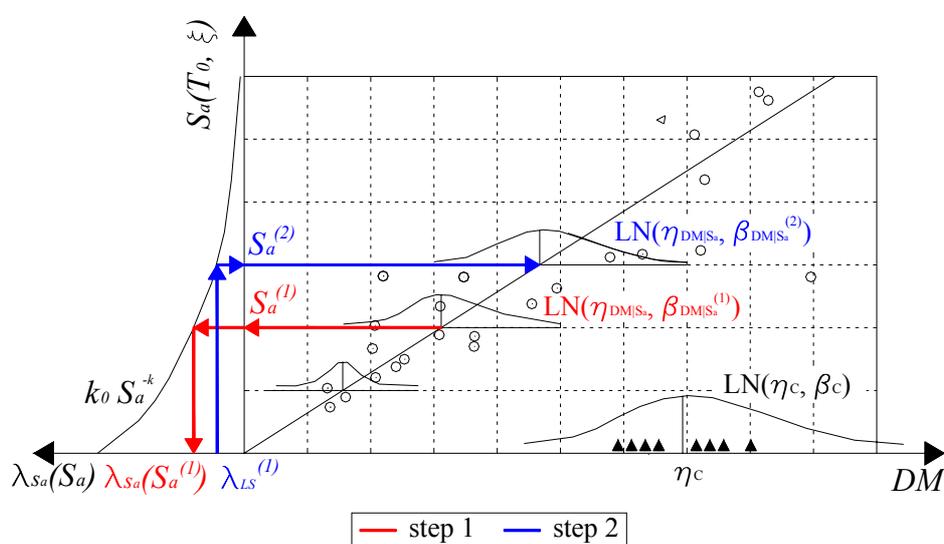


Fig. 4.14: Metodo 2: rappresentazione di primo e secondo step della procedura iterativa.

- *metodo 3* che consiste nella valutazione della dispersione media in un intervallo predefinito della pseudo-accelerazione spettrale. In particolare il limite inferiore dell'intervallo è stato scelto come il valore di  $S_a$  in corrispondenza del quale, per almeno uno degli accelerogrammi del set analizzato, si raggiunge un valore mediano della demand pari almeno al 90% della mediana della capacity; mentre il limite superiore è stato scelto come il valore di  $S_a$  in corrispondenza del quale, per almeno uno degli accelerogrammi del set analizzato, si raggiunge un valore mediano della demand pari almeno al 110% della mediana della capacity. In Fig. 4.15 si riporta, a titolo d'esempio, la definizione dell'intervallo predefinito della pseudo-accelerazione

spettrale con riferimento al parametro di demand PIDR al terzo livello.

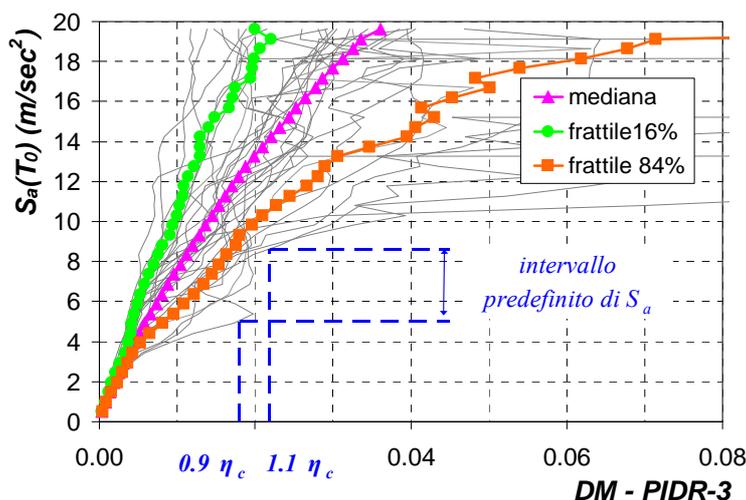


Fig. 4.15: Metodo 3: ricerca dell'intervallo predefinito di  $S_a$ .

È bene sottolineare che, a differenza dei parametri di demand PIDR e  $\mu/\mu_{lim}$  che sono espressi in termini di spostamento, il parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  è in realtà un parametro di forza e, pertanto, presenta delle differenze sostanziali rispetto ai precedenti in particolare riguardo alle condizioni di collasso strutturale.

Si è già osservato come l'occorrenza di fenomeni di collasso per instabilità dinamica si traduca numericamente nella non convergenza della soluzione dell'analisi dinamica e di fatto in valori infiniti assunti dai parametri di demand espressi in termini di spostamento. Il parametro di forza, al contrario, non può raggiungere valori infiniti, poiché esiste un limite superiore fornito dallo sforzo trasferibile alle colonne quando tutte le diagonali tese risultano plasticizzate. Tale problematica può essere superata assumendo, per i livelli di  $S_a$  per i quali si manifestano casi di instabilità dinamica, un valore costante del parametro di forza pari a quello disponibile in corrispondenza dell'ultimo livello dell'azione sismica per il quale si dispone di risultati utili (ultima analisi convergente). Pertanto, giacché il parametro di demand  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  assume sempre valori finiti, mediana e frattili possono essere stimati direttamente

con il metodo delle statistiche contate senza ricorrere all'applicazione del modello a tre parametri. Di conseguenza l'analisi probabilistica della demand si riconduce alla sola regressione sui valori della mediana (Fig. 4.7), finalizzata alla determinazione dei parametri  $a$  e  $b$  della relazione (3.36), e alla determinazione della dispersione nell'ipotesi di distribuzione lognormale della demand (eq. (3.57)).

In Appendice A sono riportati in dettaglio i risultati dell'analisi probabilistica della demand. In particolare, per i parametri di demand analizzati sono forniti i grafici delle curve IDA, in cui sono riportate anche le curve di mediana e frattili, e le regressioni finali sui dati della mediana della demand.

#### 4.3.3 – Analisi probabilistica della capacità strutturale

L'analisi probabilistica della capacità strutturale è finalizzata alla determinazione del modello probabilistico della capacity. La capacità strutturale rappresenta il valore limite del parametro di demand che divide comportamenti ritenuti accettabili per la struttura da comportamenti ritenuti non accettabili (cioè il superamento dello stato limite considerato), ed è pertanto espressa negli stessi termini della demand. In particolare, data l'ipotesi di distribuzione lognormale della capacity introdotta da Jalayer e Cornell, l'analisi probabilistica della capacità strutturale si riconduce alla determinazione dei parametri statistici:

$$\eta_C = \text{mediana}(C)$$

$$\beta_C = \text{VAR}[\ln(C)]^{1/2}$$

Con riferimento alle tre grandezze utilizzate per la descrizione della risposta strutturale, sono stati assunti i seguenti valori dei parametri statistici della capacity:

- drift d'interpiano (PIDR):

$$\eta_C = 0.02 \quad \beta_C = 0.20$$

secondo quanto suggerito dalle FEMA-273 (1997).

- rapporto tra la duttilità ciclica massima delle diagonali, registrata nel corso della time history, e il valore limite ( $\mu / \mu_{lim}$ ):

$$\eta_c = 1.0 \quad \beta_c = 0.25$$

dove il valore della dispersione assunto è quello riportato da Tremblay (2002) in relazione all'interpretazione dei dati della campagna di prove sperimentali. Si osserva che il parametro di demand è stato normalizzato rispetto alla duttilità ciclica limite allo scopo di ottenere un valore unico della mediana della capacità strutturale. In caso contrario, infatti, si avrebbe un valore differente per ogni snellezza delle diagonali.

- rapporto tra il massimo sforzo normale registrato nelle colonne durante la time history e lo sforzo normale resistente all'instabilità fuori piano ( $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ ):

$$\eta_c = 1.0 \quad \beta_c = 0$$

dove la dispersione è stata assunta nulla (capacity deterministica) in quanto nelle analisi non è stata portata in conto l'aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale. Anche in questo caso il parametro di demand è stato normalizzato rispetto allo sforzo normale resistente allo scopo di avere un valore unico della capacità strutturale. In caso contrario, infatti, si avrebbe un valore della mediana della capacity diverso per ogni profilo delle colonne.

#### 4.3.4 – Determinazione della frequenza annua media di superamento dello stato limite ( $\lambda_{LS}$ )

Una volta effettuate la caratterizzazione della curva di pericolosità e del modello probabilistico di demand e capacity, la metodologia di Jalayer e Cornell consente di stimare la frequenza annua media di superamento dello stato limite considerato attraverso la relazione (3.46) (in cui si considerano le sole incertezze di carattere naturale):

$$\lambda_{LS} = \lambda_{S_a} (S_a^{\eta_c}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta^2_{D|S_a}} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta^2_c} \quad (4.5)$$

Nelle tabelle che seguono sono riportati sinteticamente i risultati dell'analisi di affidabilità condotta secondo il metodo di Jalayer e Cornell. In particolare ogni tabella corrisponde all'applicazione di uno dei metodi illustrati precedentemente per la determinazione della dispersione della demand.

Per ogni metodo sono stati riportati, in corrispondenza di ciascuno dei parametri analizzati per la descrizione del comportamento strutturale: i coefficienti  $a$  e  $b$  della regressione sulla mediana della demand (eq. (3.36)), il valore assunto dalla dispersione della demand secondo il criterio considerato, la frequenza annua media di superamento dello stato limite in oggetto (eccessivo danneggiamento di piano, frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico e instabilità delle colonne, rispettivamente) ed il periodo di ritorno corrispondente (reciproco della frequenza annua media di superamento dello stato limite). Si sottolinea che i parametri  $a$  e  $b$  riportati sono quelli relativi alla regressione finale sui dati della mediana della demand, e cioè quelli determinati attraverso la regressione sui valori della mediana determinati per mezzo del modello a tre parametri o del metodo delle statistiche contate a seconda che occorran o no casi di instabilità dinamica. Inoltre, nel caso di doppia regressione sui valori della mediana della demand (es. Fig. 4.13), i valori di  $a$  e  $b$  riportati sono quelli relativi alla regressione valida nell'intervallo di  $\eta_{DM|Sa}$  in cui ricade la mediana della capacity.

**Tabella 4.4:** Valori di  $\lambda_{LS}$  desunti dall'applicazione del metodo 1 per la stima della dispersione.

<i>Parametro di demand</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	$\beta_{DM Sa}$ (metodo 1)	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
<b>PIDR-1</b>	0.00046	1.22	0.7174	$2.85 \cdot 10^{-4}$	3505
<b>PIDR-2</b>	0.00061	1.15	0.5736	$2.57 \cdot 10^{-4}$	3897
<b>PIDR-3</b>	0.00081	1.24	0.3848	$4.83 \cdot 10^{-4}$	2070
<b>PIDR-4</b>	0.00247	0.27	0.1325	$1.08 \cdot 10^{-8}$	>100000
$\mu_1/\mu_{lim}$	0.02103	1.25	0.6327	$2.27 \cdot 10^{-4}$	4409
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.02637	1.22	0.5118	$2.33 \cdot 10^{-4}$	4291
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.03179	1.35	0.3769	$4.85 \cdot 10^{-4}$	2062
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.09414	0.27	0.1700	$3.14 \cdot 10^{-9}$	>100000
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.84240	0.03	0.0454	$1.80 \cdot 10^{-4}$	5559
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.73680	0.05	0.0421	$1.03 \cdot 10^{-6}$	>100000
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.84545	0.05	0.0412	$2.70 \cdot 10^{-4}$	3709
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.33187	0.58	0.1078	$1.90 \cdot 10^{-3}$	526

**Tabella 4.5:** Valori di  $\lambda_{LS}$  desunti dall'applicazione del metodo 2 per la stima della dispersione.

<i>Parametro di demand</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	$\beta_{DM Sa}$ (metodo 2)	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
<b>PIDR-1</b>	0.00046	1.22	0.8719	$4.79 \cdot 10^{-4}$	2089
<b>PIDR-2</b>	0.00061	1.15	0.7489	$4.42 \cdot 10^{-4}$	2262
<b>PIDR-3</b>	0.00081	1.24	0.3926	$4.89 \cdot 10^{-4}$	2045
<b>PIDR-4</b>	0.00247	0.27	0.0086	$5.19 \cdot 10^{-9}$	>100000
$\mu_1/\mu_{lim}$	0.02103	1.25	0.8789	$4.78 \cdot 10^{-4}$	2090
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.02637	1.22	0.8107	$5.36 \cdot 10^{-4}$	1866
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.03179	1.35	0.7581	$1.02 \cdot 10^{-3}$	979
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.09414	0.27	0.1837	$3.87 \cdot 10^{-9}$	>100000
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.84240	0.03	0.0495	$5.15 \cdot 10^{-4}$	1942
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.73680	0.05	0.0718	$3.76 \cdot 10^{-5}$	26615
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.84545	0.05	0.0441	$3.91 \cdot 10^{-4}$	2555
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.33187	0.58	0.1024	$1.88 \cdot 10^{-3}$	531

**Tabella 4.6:** Valori di  $\lambda_{LS}$  desunti dall'applicazione del metodo 3 per la stima della dispersione.

<i>Parametro di demand</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	$\beta_{DM Sa}$ (metodo 3)	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
<b>PIDR-1</b>	0.00046	1.22	0.6917	$2.64 \cdot 10^{-4}$	3783
<b>PIDR-2</b>	0.00061	1.15	0.5725	$2.56 \cdot 10^{-4}$	3908
<b>PIDR-3</b>	0.00081	1.24	0.3974	$4.93 \cdot 10^{-4}$	2029
<b>PIDR-4</b>	0.00247	0.27	0.1503	$1.34 \cdot 10^{-8}$	>100000
$\mu_1/\mu_{lim}$	0.02103	1.25	0.6262	$2.23 \cdot 10^{-4}$	4482
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.02637	1.22	0.5814	$2.74 \cdot 10^{-4}$	3655
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.03179	1.35	0.4536	$5.41 \cdot 10^{-4}$	1848
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.09414	0.27	0.1837	$3.87 \cdot 10^{-9}$	>100000
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.84240	0.03	0.0679	$1.77 \cdot 10^{-1}$	6
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.73680	0.05	0.0424	$1.06 \cdot 10^{-6}$	>100000
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.84545	0.05	0.0440	$3.86 \cdot 10^{-4}$	2588
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.33187	0.58	0.1470	$2.09 \cdot 10^{-3}$	478

Da un primo esame dei risultati forniti dalla procedura di Jalayer e Cornell si osserva innanzitutto una forte variabilità della frequenza annua media di superamento dello stato limite con il criterio impiegato per la stima della dispersione della demand. Ciò conferma l'esigenza di definire un criterio efficace per la stima della dispersione in grado di fornire una buona approssimazione dell'effettiva affidabilità del sistema.

Inoltre si osserva che riguardo al parametro di demand  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  (unico parametro di forza), il metodo di Jalayer e Cornell fornisce alcuni risultati anomali. Con riferimento al primo livello, per esempio, i tre metodi assunti per la stima della dispersione forniscono valori del periodo di ritorno pari a 5559, 1942 e 6, rispettivamente. D'altronde, dall'esame dell'andamento delle curve IDA (riportate in Appendice A), si deduce chiaramente che periodi di ritorno dell'ordine di 10 anni non sono verosimili per tale parametro di danno, giacché le curve IDA presentano un andamento asintotico verticale e non raggiungono il valore della mediana della capacity. Questo fenomeno è legato proprio alla forma delle curve IDA. Per quanto osservato precedentemente, a differenza dei parametri espressi in termini di spostamento, lo sforzo normalizzato massimo nelle colonne non tende a valori infiniti in occorrenza di casi di instabilità dinamica. Al contrario per tale parametro esiste un limite superiore fornito dallo sforzo massimo trasmissibile dalle diagonali plasticizzate, per cui le curve IDA tendono ad assumere un andamento asintotico verticale, e cioè l'esponente  $b$  della regressione (3.36) (come si desume dai valori riportati nelle tabelle 4.4-4.6 e dalle regressioni rappresentate in Appendice A), tende a 0. Di conseguenza la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente alla mediana della capacity  $Sa^{nc} = (\eta_C/a)^{1/b}$  (ricavata per inversione della (3.36) posto  $\eta_{DM|Sa}=\eta_C$ ) tende ad  $\infty$ , mentre la frequenza annua media di superamento della stessa ( $\lambda_{Sa}(Sa^{nc})$ , determinata attraverso la (3.32)) tende a 0. Al contrario, il fattore che tiene conto della dispersione della demand ( $\exp[1/2 (k/b)^2 \beta_{DM|Sa}^2]$ ) tende ad  $\infty$ . Pertanto la (4.5) conduce ad una forma indeterminata  $0 \cdot \infty$  (manca per il parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  il terzo fattore avendo assunto una capacity deterministica cioè  $\beta_C=0$ ). Si può dunque concludere che il metodo di Jalayer e Cornell non è in grado di fornire una stima efficace dell'affidabilità strutturale nel caso in cui le curve IDA assumano un andamento asintotico verticale (esponente  $b$  tendente a 0). In queste situazioni, come accade per il parametro

$N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  del controvento analizzato, solo l'integrazione numerica dell'equazione del PEER (3.31) è capace di fornire una misura attendibile dell'affidabilità sismica del sistema.

#### 4.4 – Integrazione numerica dell'equazione del PEER: confronto con i risultati dell'approccio di Jalayer e Cornell

La metodologia di Jalayer e Cornell, come più volte evidenziato, si basa su alcune ipotesi semplificative riguardanti le legge di distribuzione della demand e della capacity. Una stima esatta dell'affidabilità della struttura sarebbe a rigore ricavabile attraverso l'integrazione numerica dell'equazione del PEER (3.31):

$$\lambda_{LS} = \int_c \left( \int_{S_a} G(DM = c | S_a) \cdot |d\lambda_{S_a}(S_a)| \right) \cdot f_c(c) dc \quad (4.6)$$

dove l'integrale in parentesi esprime la frequenza annua media di superamento di un dato valore della demand ( $\lambda_{DM}(dm)$ ); la  $G(DM=dm|S_a)$  è la funzione che esprime la probabilità che la demand superi un dato valore,  $dm$ , condizionata alla misura dell'intensità dell'azione sismica;  $\lambda_{S_a}(S_a)$  è la curva di pericolosità relativa al sito;  $f_c(c)$  è la funzione densità di probabilità della capacità strutturale.

Data la presenza di analisi non convergenti, definiti due sottoinsiemi di dati della demand  $C$  ed  $NC$  riferiti, rispettivamente, a condizioni di collasso (casi di instabilità dinamica) e di non collasso, la  $G(DM=dm|S_a)$  può essere espressa attraverso la (3.61):

$$G(DM = dm | S_a = x) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(dm / \eta_{DM|Sa=x,NC})}{\beta_{DM|Sa=x,NC}} \right) \cdot P[NC | S_a = x] \quad (4.7)$$

dove  $\eta_{DM|Sa=x,NC}$  e  $\beta_{DM|Sa=x,NC}$  sono, rispettivamente, mediana e dispersione della demand condizionati al valore  $x$  della pseudo-accelerazione spettrale e determinati con riferimento al sottoinsieme di dati condizionati al non collasso;  $P[NC|S_a=x]$  è la probabilità di non collasso per lo stesso valore della  $S_a$ ;  $\Phi$  è la funzione di ripartizione della variabile normale standard. È il caso di sottolineare che la (4.7) è ricavata nella sola ipotesi di distribuzione lognormale della demand per assegnato valore della misura dell'intensità dell'azione sismica.

Espressa la funzione  $G(DM=dm|S_a)$  attraverso la (4.7) e determinata la curva di pericolosità, è possibile stimare la frequenza annua media di superamento della demand. In particolare, se si assume l'approssimazione (3.32) della curva di pericolosità, la  $\lambda_{DM}(dm)$  è espressa dalla seguente relazione:

$$\lambda_{DM}(dm) = \int_0^{\infty} \left[ 1 - \Phi \left[ \ln \left( \frac{dm / \eta_{DM|S_a=x, NC}}{\beta_{DM|S_a=x, NC}} \right) \right] \cdot P[NC | S_a = x] \right] \cdot \left| -k \cdot k_0 \cdot x^{-k-1} \right| dx \quad (4.8)$$

Riguardo invece alla funzione densità di probabilità della capacity, nell'ipotesi di distribuzione lognormale la  $f_c(c)$  è espressa nella forma:

$$f_c(c) = \frac{1}{\beta_C \cdot \sqrt{2\pi} \cdot c} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(c/\eta_C)}{\beta_C} \right)^2} \quad (4.9)$$

dove  $\eta_C$  e  $\beta_C$  sono, rispettivamente, mediana della capacity e deviazione standard del logaritmo della capacity. Infine, sostituendo le (4.8) e (4.9) nella (4.6), si perviene all'espressione della frequenza annua media di superamento dello stato limite:

$$\lambda_{LS} = \int_0^{\infty} \left\{ \int_0^{\infty} \left[ 1 - \Phi \left[ \ln \left( \frac{dm / \eta_{DM|S_a=x, NC}}{\beta_{DM|S_a=x, NC}} \right) \right] \cdot P[NC | S_a = x] \right] \cdot \left| -k \cdot k_0 \cdot x^{-k-1} \right| dx \right\} \cdot \frac{1}{\beta_C \cdot \sqrt{2\pi} \cdot c} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(c/\eta_C)}{\beta_C} \right)^2} dc \quad (4.10)$$

L'equazione (4.10) può essere agevolmente integrata per via numerica. Il procedimento può essere implementato attraverso le seguenti fasi:

- si seleziona un valore della capacity,  $c$ , e si determina il valore della frequenza annua media di superamento del valore della demand  $dm=c$  ( $\lambda_{DM}(c)$ ) integrando sulla pseudo-accelerazione spettrale (integrale in parentesi graffa);
- moltiplicando la frequenza annua media di superamento della capacity  $c$  per la probabilità del verificarsi dello stesso valore ( $f_c(c)$ ), si ottiene la probabilità elementare che la demand superi il valore  $c$  della capacity;

- integrando dunque sulla capacity, si perviene alla stima della frequenza annua media di superamento dello stato limite selezionato.

I risultati desunti dall'integrazione dell'eq. (4.10) con riferimento al controvento a 4 piani analizzato e per i diversi parametri assunti ai fini della descrizione del comportamento strutturale, sono riportati in Tabella 4.7.

**Tabella 4.7:** Periodi di ritorno desunti dall'integrazione numerica dell'eq. (4.10) e confronto con i risultati ottenuti attraverso la procedura di Jalayer e Cornell.

Parametro di demand	$T_r$ (anni)				Scarto medio (%)		
	Integr. numer. Eq.(4.10)	Approccio di Jalayer e Cornell			Metodo $\beta_{DMs_a}$		
		Metodo $\beta_{DMs_a}$			Metodo $\beta_{DMs_a}$		
		1	2	3	1	2	3
<b>PIDR-1</b>	3461	3505	2089	3783	1.26	39.66	9.30
<b>PIDR-2</b>	3665	3897	2262	3908	6.34	38.28	6.65
<b>PIDR-3</b>	2060	2070	2045	2029	0.48	0.73	1.50
<b>PIDR-4</b>	20796	>100000	>100000	>100000	-	-	-
$\mu_1/\mu_{lim}$	3688	4409	2090	4482	19.56	43.32	21.55
$\mu_2/\mu_{lim}$	3928	4291	1866	3655	9.24	52.50	6.95
$\mu_3/\mu_{lim}$	1979	2062	979	1848	4.23	50.50	6.59
$\mu_4/\mu_{lim}$	21807	>100000	>100000	>100000	-	-	-
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	3466	N.D.	N.D.	N.D.	-	-	-
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	>100000	N.D.	N.D.	N.D.	-	-	-
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	9341	N.D.	N.D.	N.D.	-	-	-
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	437	N.D.	N.D.	N.D.	-	-	-

E' opportuno sottolineare che la procedura di integrazione numerica dell'integrale di convoluzione (4.10) è stata condotta impiegando i valori correnti (cioè quelli derivanti dalle analisi sulla singola striscia) di mediana e dispersione della demand e della probabilità di non collasso condizionate alla misura dell'intensità dell'azione sismica. Questo significa che, rispetto all'espressione fornita da Jalayer e Cornell (eq. (4.5)), sussistono tre differenze fondamentali:

- la presenza dei casi di collasso strutturale viene portata in conto attraverso la probabilità di non collasso  $P[NC|S_a]$ ;
- nessuna ipotesi viene introdotta circa la legge di variazione della mediana della demand con la pseudo-accelerazione spettrale;

- la dispersione è considerata variabile con la misura dell'intensità dell'azione sismica, mentre la (4.5) è basata sull'ipotesi di omoschedasticità (dispersione costante con la  $IM$ ).

Inoltre si fa presente che nel caso in cui l'integrazione numerica della (4.10) venga condotta estendendo l'approssimazione locale della curva di pericolosità (eq. (3.32)) in tutto il range di analisi della  $S_a$ , potrebbe accadere che per bassi valori della pseudo-accelerazione spettrale la  $\lambda_{S_a}(S_a)$  assume valori maggiori dell'unità. In questo caso la curva di pericolosità va opportunamente troncata.

In Tabella 4.7 sono riportati, inoltre, i valori del periodo di ritorno determinati attraverso la procedura di Jalayer e Cornell per i parametri di demand PIDR e  $\mu/\mu_{lim}$  con riferimento ai tre metodi applicati per la valutazione della dispersione della demand. Infine sono stati valutati gli scarti percentuali rispetto al periodo di ritorno valutato per integrazione numerica della (4.10).

Dall'esame dei risultati si deduce, con riferimento ai metodi esaminati per la valutazione della dispersione della demand, che gli scarti mediamente più elevati sono ottenuti con riferimento al metodo 2, ossia la procedura iterativa, con errori che possono raggiungere perfino il 50%. Tale procedura non è pertanto applicabile ai fini della stima della dispersione da introdurre nell'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell poiché fornisce una valutazione non attendibile dell'affidabilità del sistema. I metodi 1 (dispersione media nell'intervallo di interesse) e 3 (dispersione media in un intervallo predefinito) possono essere invece considerati equivalenti. Gli errori massimi forniti rispetto ai periodi di ritorno ottenuti per integrazione numerica valgono, rispettivamente, 19.56% e 21.55%. Tuttavia, data la semplicità di applicazione del metodo 1, consistente nella determinazione della dispersione media nell'intervallo della regressione in cui ricade la mediana della capacity, esso può essere suggerito quale metodo efficace per la stima della dispersione della demand ai fini dell'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell (eq. (4.5)) (Giugliano et al., 2008).

Inoltre, dall'esame dei valori dei periodi di ritorno desunti dall'integrazione numerica, si possono ottenere informazioni utili riguardo all'efficienza del criterio di progettazione applicato.

Con riferimento ai parametri di demand espressi in termini di spostamento, si osserva che i periodi di ritorno assumono valori non

uniformi, rappresentativi della non uniforme partecipazione dei livelli alla dissipazione dell'energia sismica; i minimi periodi di ritorno si attingono in corrispondenza del terzo livello, mentre al quarto piano si ottengono valori piuttosto elevati, dell'ordine dei 20000 anni. Tali risultati confermano quelli desunti dalle analisi condotte i termini deterministici (Capitolo II) che mostravano una scarsa partecipazione dell'ultimo livello, per effetto del sovradimensionamento della diagonale corrispondente (massimo fattore di sovrarresistenza in Tabella 4.1, dovuto alla limitazione imposta alla snellezza), e il concentramento del livello di danneggiamento strutturale in corrispondenza del terzo livello cui corrisponde la diagonale più impegnata, ossia quella caratterizzata dalla minima sovrarresistenza.

Riguardo invece al parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ , facendo riferimento, per quanto detto in precedenza, ai periodi di ritorno desunti dall'integrazione numerica dell'equazione del PEER, si osserva che la struttura analizzata fornisce periodi di ritorno non soddisfacenti. In corrispondenza dell'ultimo livello, infatti, si ottiene un valore piuttosto contenuto del periodo di ritorno, pari a 437 anni, che indica l'occorrenza prematura dell'instabilità fuori piano delle colonne. Tale risultato è anche giustificato dall'andamento delle curve IDA (Appendice A) che mostrano come la capacity venga raggiunta già per bassi valori della pseudo-accelerazione spettrale. La crisi prematura delle colonne è da imputare al criterio di progettazione adottato per gli elementi dissipativi, in quanto gli sforzi di progetto vengono determinati senza considerare l'effettiva sovrarresistenza delle diagonali, ossia senza applicazione dei principi del capacity design. Ciò trova conferma nel fatto che il minimo valore del periodo di ritorno, ossia quello che identifica la peggiore prestazione con riferimento allo stato limite di instabilità fuori piano delle colonne, viene attinto in corrispondenza dell'ultimo livello, ossia quello caratterizzato dalla diagonale con massima sovrarresistenza. Si osserva inoltre che tale valore, pari a 437 anni, risulta addirittura inferiore rispetto al periodo di ritorno assunto dall'Eurocodice 8 (CEN 2004a) per la definizione dell'azione sismica allo stato limite ultimo, pari a 475 anni (azione caratterizzata da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

#### **4.5 – Sintesi e conclusioni**

Nel presente capitolo, con riferimento ad un controvento di quattro piani dimensionato in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a), è stata applicata la procedura di Jalayer e Cornell (nella formulazione che considera le sole incertezze di carattere naturale).

In dettaglio è stata analizzata l'influenza dell'ipotesi di omoschedasticità, ossia dispersione costante della demand al variare della misura dell'intensità dell'azione sismica, attraverso l'impiego di tre metodi proposti per la valutazione del parametro di dispersione. I risultati condotti hanno mostrato un'elevata variabilità della frequenza annua media di superamento dello stato limite 0, in modo equivalente, del periodo di ritorno. Ne consegue che, se da un lato la procedura di Jalayer e Cornell risulta di semplice applicazione una volta condotta l'analisi probabilistica della risposta strutturale, dall'altro essa può fornire risultati non esatti quando la dispersione della demand non è valutata correttamente. In altre parole, l'ipotesi di omoschedasticità, essenziale per lo sviluppo analitico della procedura, ne rappresenta un forte limite in ambito applicativo.

Una stima corretta dell'affidabilità del sistema che prescindendo dalle ipotesi sulla legge di distribuzione della demand (ossia ipotesi di omoschedasticità e ipotesi sulla legge di variazione della mediana della demand con la misura dell'intensità dell'azione sismica) è desumibile solamente dall'integrazione numerica dell'equazione del PEER. Tale procedura è stata applicata con riferimento alla struttura in oggetto. Dal confronto con i risultati ottenuti attraverso l'applicazione della metodologia di Jalayer e Cornell, al variare del criterio per la valutazione del parametro di dispersione, è emerso che la valutazione della dispersione media nell'intervallo della  $S_a$  in cui risulta valida la regressione sui valori mediani della demand dove ricade la mediana della capacity costituisce un criterio efficace per la stima della dispersione da introdurre nell'espressione in forma chiusa (4.5).

Inoltre è stato mostrato come la procedura di Jalayer e Cornell risulti inapplicabile nei casi in cui le curve IDA assumono un andamento asintotico verticale, come accade, nel caso esaminato, per il parametro  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ . In tale situazione, infatti, l'espressione in forma chiusa conduce ad una forma indeterminata  $0 \cdot \infty$ , per cui la stima dell'affidabilità

sismica della struttura può essere condotta esclusivamente attraverso la risoluzione dell'integrale di convoluzione.

In conclusione l'unico strumento in grado di fornire una stima attendibile dell'affidabilità strutturale è l'integrazione dell'equazione del PEER. Tuttavia tale procedura risulta applicabile solamente se si dispone dei risultati dell'analisi probabilistica della risposta strutturale su un elevato numero di strisce, tali da indagare il comportamento della struttura a partire dalla fase elastica fino al collasso. Ciò richiede, ovviamente, un notevole impegno dal punto di vista computazionale in relazione non solo ai tempi di analisi ma anche nella necessità di dover gestire ed elaborare una enorme quantità di dati. La procedura di Jalayer e Cornell, al contrario, presenta il vantaggio di poter essere implementata a partire dai risultati delle analisi dinamiche su un contenuto numero di strisce (due o tre), necessarie per la determinazione della relazione tra mediana della demand e misura dell'intensità dell'azione sismica. I risultati sono ovviamente affetti da un grado di approssimazione connesso all'importanza delle ipotesi semplificative che sono alla base della procedura. Ciò nonostante risulta confermata la notevole rilevanza, dal punto di vista applicativo, del metodo di Jalayer e Cornell, in particolare qualora venga impiegato non tanto per una stima assoluta dell'affidabilità sismica delle strutture quanto per analisi comparative, condotte quindi a parità di approssimazioni.



## CAPITOLO V

### **APPLICAZIONI: AFFIDABILITA' DI CONTROVENTI CONCENTRICI AL VARIARE DEL NUMERO DI PIANI E DEL CRITERIO DI PROGETTAZIONE**

#### *5.1 - Introduzione*

Nel presente capitolo viene riportato un confronto tra le prestazioni sismiche esibite da controventi concentrici dimensionati in accordo con le disposizioni legislative attualmente vigenti in Italia (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni - DM 14/01/2008) e con la metodologia di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003) al variare del numero di piani. In particolare sono stati analizzati controventi a 4, 6, 8 e 12 piani. Le strutture dimensionate per azioni sismiche soddisfano inoltre i requisiti di contenimento del drift richiesti allo stato limite di danno. Infine sono state condotte le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio sotto azioni da vento.

Le prestazioni sismiche dei controventi dimensionati sono state indagate mediante analisi dinamiche non-lineari condotte con il programma di analisi OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation).

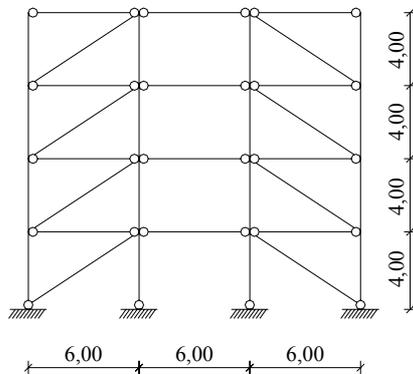
Il metodo di Jalayer e Cornell (2003) è stato applicato al fine di ottenere una stima sintetica dell'affidabilità strutturale espressa in termini di frequenza annua media di superamento di un dato stato limite. La formulazione applicata è quella che considera l'influenza delle sole incertezze di carattere naturale. I risultati ottenuti sono stati, inoltre, incrociati con quelli desunti dall'applicazione delle direttive FEMA 350 (2000) che forniscono una stima del livello di confidenza con il quale una struttura è in grado di soddisfare determinate prestazioni (associate cioè ad un dato stato limite). A differenza del caso precedente vengono portate in conto anche le incertezze di carattere epistemologico.

Infine viene presentata un'analisi economica finalizzata alla quantificazione della variazione di costo dell'opera conseguente all'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato rispetto alla soluzione secondo normativa.

## 5.2 – Dimensionamento dei controventi

Lo schema degli edifici analizzati è quello riportato già in Fig. 4.1a a pianta quadrata di dimensioni 18.0x18.0m, con campate di 6.0 m e altezza di interpiano costante pari a 4.0 m. La struttura è pendolare per cui le azioni orizzontali sono portate dai controventi del tipo a diagonale singola disposti lungo il perimetro. In Fig. 5.1 è riportato lo schema dei controventi analizzati relativo ad una struttura di 4 piani. Gli edifici sono destinati ad ospitare uffici, per cui i carichi accidentali sono pari a  $3.0 \text{ kN/m}^2$ . L'acciaio impiegato è del tipo S275 con tensione di snervamento pari a  $f_y=275 \text{ N/mm}^2$ .

Sono stati analizzati edifici a 4, 6, 8 e 12 piani. Di seguito si riassumono i risultati della fase di dimensionamento.



**Fig. 5.1:** Schema strutturale dei controventi analizzati per un edificio a 4 piani.

### 5.2.1 – Controventi a 4 piani

In accordo con le disposizioni delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), i parametri per la definizione dello spettro elastico sono determinati in relazione al periodo di riferimento e

alle coordinate del sito in oggetto. Riguardo al periodo di riferimento, trattandosi di strutture ordinarie (vita nominale  $V_N=50$  anni) di classe d'uso II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti per cui il coefficiente d'uso  $C_U=1.0$ ) esso vale:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 50 \text{anni}$$

per cui l'evento sismico di riferimento per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è caratterizzato da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ossia da un periodo di ritorno di 475 anni.

Assumendo come sito di riferimento la città di Messina, si ottengono i seguenti parametri utili alla definizione dello spettro elastico:

- $a_g = 0.249g$ ;
- $F_0 = 2.41$ ;
- $T_C^* = 0.36\text{sec}$ .

Il dimensionamento del controvento viene condotto ricorrendo ad un'analisi statica equivalente. Il valore del periodo di vibrazione desunto dall'applicazione della formula approssimata suggerita dalla normativa è:

$$T_1 = 0.05 \cdot H^{3/4} = 0.4 \text{sec}$$

Noto il periodo di vibrazione, con riferimento a suolo di tipo A ( $S_S=1.0$  e  $C_C=1.0$ ) e coefficiente di amplificazione topografica  $S_T=1.0$ , si ottiene la pseudo-accelerazione spettrale di progetto:

$$S_{ad}(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T_1} \cdot \frac{1}{q} = 0.135g$$

dove il fattore di struttura  $q$  è stato assunto pari a 4.

Richiamando i risultati ottenuti al paragrafo 2.4.1.3, il peso sismico al generico livello intermedio vale  $W_i = 2267.4 \text{ kN}$ . Assunto per semplicità il carico sismico all'ultimo piano pari a quello dei livelli intermedi, si ricava il valore del tagliante alla base:

$$F_b = S_{ad}(T_1) \cdot \frac{4 \cdot W_i}{g} \cdot 0.85 = 1040.9 \text{kN}$$

Le azioni di impalcato, ripartite in funzione dei pesi ( $W_i$ ) e delle altezze rispetto al piano di fondazione ( $z_i$ ) degli impalcati stessi, sono determinate secondo l'espressione:

$$F_i = F_b \cdot \gamma_i = F_b \cdot \left( W_i \cdot z_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot z_j \right) \quad (5.1)$$

I valori desunti dall'applicazione della (5.1) sono riassunti nella Tabella 5.1. Nella stessa tabella sono riportate le azioni di piano sui controventi, ottenute semplicemente dividendo l'azione di impalcato, tra i due controventi perimetrali (due per ogni direzione dell'azione sismica) data la simmetria della struttura (si trascurano per semplicità le eccentricità accidentali).

**Tabella 5.1:** Azioni sismiche di impalcato e di piano per la struttura di 4 piani.

Livello	$z_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$z_i W_i$ (kN m)	$\gamma_i$	$F_i$ (kN)	$F_{\text{contr.}i}$ (kN)
1	4	2267.4	9069.6	0.10	104.1	52.0
2	8	2267.4	18139.3	0.20	208.2	104.1
3	12	2267.4	27208.9	0.30	312.3	156.1
4	16	2267.4	36278.5	0.40	416.4	208.2

Lo schema di calcolo del controvento, come prescritto dalla normativa, è quello a sola diagonale tesa attiva. Come discusso al Capitolo II, le diagonali vanno dimensionate per soddisfare, oltre al requisito di resistenza, quello di snellezza ( $\lambda/\lambda_{lim} \leq 2.0$ ), imposto allo scopo ritardare l'instabilizzazione delle membrature di controvento scongiurando la rottura dei fazzoletti di collegamento per fatica oligociclica. Le sezioni di diagonali, travi e colonne del controvento dimensionato secondo normativa (identificato, nel seguito, con la sigla CBF4-NTC, dove 4 sta per il numero di piani e NTC per il criterio di progettazione, cioè Norme Tecniche per le Costruzioni) sono riportate in Tabella 5.2. Nella stessa tabella sono riportati, inoltre, i valori del rapporto tra snellezza reale dell'asta e snellezza al limite elastico ( $\lambda/\lambda_{lim}$ ) e del fattore di sovrarresistenza ( $\Omega = N_{br.Rd}/N_{br.Sd}$ ) per ogni diagonale. Gli elevati valori del fattore di sovrarresistenza ottenuti già ai piani inferiori indicano che il progetto delle diagonali è dettato in realtà dal soddisfacimento del requisito di snellezza.

In Tabella 5.3 sono riportate le sezioni degli elementi strutturali del controvento a 4 piani dimensionato in accordo con la procedura di

progettazione a collasso controllato (paragrafo 2.4.1.4) (nel seguito identificato come CBF4-PROP dove PROP sta per metodologia di progettazione proposta a collasso controllato). Rispetto alla soluzione determinata dall'applicazione delle disposizioni normative si osserva l'incremento delle sezioni di travi e colonne; il risultato è coerente con le aspettative poiché la metodologia di progettazione a collasso controllato si pone come obiettivo la protezione degli elementi non dissipativi al fine di scongiurare meccanismi di collasso locali o parziali che sottostimano le capacità dissipative delle strutture. Ne consegue, ovviamente, anche un incremento di peso strutturale. I pesi dei controventi dimensionati sono riportati in Tabella 5.4; si ottiene un incremento del peso del singolo controvento di circa il 13%.

**Tabella 5.2:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF4-NTC ( $T_0=0.61\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{lim}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HEA 180	1.838	1.88	HEA 280	HEB 300
2	HEA 180	1.838	2.12	HEA 280	HEB 240
3	HEA 180	1.838	2.71	HEA 260	HEB 200
4	HEA 180	1.838	4.72	HEA 240	HEB 140

**Tabella 5.3:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF4-PROP ( $T_0=0.59\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	Travi	Colonne
1	HEA 180	HE 280 A	HE 320 B
2	HEA 180	HE 280 A	HE 280 B
3	HEA 180	HE 280 A	HE 240 B
4	HEA 180	HE 280 A	HE 180 B

**Tabella 5.4:** Peso e massimo drift allo SLD per i controventi di 4 piani.

Struttura	Peso (ton)	Drift d'interpiano massimo (SLD)
CBF4-NTC	11.9	0.0023
CBF4-PROP	13.4	0.0022

Per i controventi dimensionati sono state condotte le verifiche di contenimento del danno, finalizzate cioè a controllare che azioni sismiche frequenti non producano danni alle parti non strutturali tali da rendere temporaneamente inagibile la struttura. Le normative vigenti prescrivono in proposito che, per edifici civili ed industriali in cui la temporanea inagibilità sia dovuta ad eccessivi spostamenti di interpiano, la verifica nei confronti del contenimento del danno si ritiene soddisfatta allorché gli spostamenti di interpiano, determinati dall'analisi in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) (evento sismico con probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento, pari a 50 anni per le strutture in oggetto), siano inferiori ai limiti prestabiliti. In particolare per le strutture esaminate, assumendo tamponamenti collegati rigidamente e che quindi interferiscono con la deformabilità delle strutture stesse, tale verifica si considera soddisfatta se:

$$d_r \leq 0.005 h \quad (5.2)$$

dove  $d_r$  è lo spostamento interpiano determinato con riferimento alle azioni sismiche allo SLD e  $h$  è l'altezza interpiano. In particolare, avendo condotto analisi statiche lineari, gli spostamenti interpiano allo SLD possono essere ricavati a partire da quelli determinati nell'analisi condotta con riferimento allo SLV ( $d_{r-SLV}$ ) per mezzo di un fattore correttivo  $\nu$  espresso dal rapporto tra la pseudo-accelerazione spettrale determinata in funzione dello spettro relativo allo SLD ( $S_a(T_1)_{SLD}$ ) e quella determinata in funzione dello spettro relativo allo SLV ( $S_a(T_1)_{SLV}$ ):

$$d_r = d_{r-SLV} \cdot \nu = d_{r-SLV} \cdot \frac{S_a(T_1)_{SLD}}{S_a(T_1)_{SLV}} \quad (5.3)$$

dove lo spostamento interpiano relativo allo SLV ( $d_{r-SLV}$ ) è ottenuto dagli spostamenti di piano ricavati dall'analisi lineare (statica o dinamica) ( $d_{Ee}$ ) amplificati del fattore  $\mu_d$ :

$$d_r = d_{Ee} \cdot \mu_d \quad (5.4)$$

dove il coefficiente amplificativo  $\mu_d$  è pari al coefficiente di struttura  $q$  quando  $T_1 > T_C$ . I valori del massimo drift di interpiano relativi alle verifiche di contenimento del danno sono riportati in Tabella 5.4 per i due controventi di 4 piani. In entrambi i casi la limitazione (5.2) risulta ampiamente soddisfatta.

Risultano infine soddisfatte le verifiche di resistenza e deformabilità in presenza di azioni da vento, nelle quali le forze statiche equivalenti sono state determinate secondo le disposizioni della vigente normativa (D.M. 14/01/2008). Si è fatto inoltre riferimento alle istruzioni CNR-DT 207/2008 riguardo alla determinazione del coefficiente di esposizione. Tali istruzioni contengono, infatti, direttive riguardo alla determinazione dell'andamento variabile, lungo l'altezza dell'edificio, del coefficiente di esposizione, effetto particolarmente importante per edifici di media ed elevata altezza.

### 5.2.2 – Controventi a 6 piani

Il progetto del controvento a 6 piani secondo le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni viene condotto ricorrendo ad un'analisi statica equivalente. La formulazione approssimata fornisce il seguente valore del periodo di vibrazione:

$$T_1 = 0.05 \cdot H^{3/4} = 0.54 \text{ sec}$$

dal quale si ricava l'ordinata spettrale con riferimento agli stessi parametri dello spettro elastico definiti al punto precedente:

$$S_{ad}(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T_1} \cdot \frac{1}{q} = 0.099g$$

Infine, assumendo per l'ultimo livello lo stesso peso sismico di quelli intermedi, si ottiene il valore del tagliante alla base:

$$F_b = S_{ad}(T_1) \cdot \frac{6 \cdot W_i}{g} \cdot 0.85 = 1151.9kN$$

I valori delle forze sismiche di impalcato, determinate attraverso la (5.1), e delle forze sismiche di piano sono riassunti in Tabella 5.5.

Le sezioni degli elementi strutturali del controvento dimensionato in accordo con le disposizioni normative (CBF6-NTC) sono riassunte in Tabella 5.6, mentre in Tabella 5.7 sono riportate le sezioni di diagonali, travi e colonne del controvento dimensionato attraverso l'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato (CBF6-PROP).

I pesi dei controventi dimensionati sono riportati in Tabella 5.8; l'incremento di peso del controvento derivante dall'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato è di circa il 17%.

**Tabella 5.5:** Azioni sismiche di impalcato e di piano per la struttura di 6 piani.

Livello	$z_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$z_i W_i$ (kN m)	$\gamma_i$	$F_i$ (kN)	$F_{\text{contr.}i}$ (kN)
1	4	2267.4	9069.6	0.048	54.8	27.4
2	8	2267.4	18139.3	0.095	109.7	54.8
3	12	2267.4	27208.9	0.143	164.6	82.3
4	16	2267.4	36278.5	0.190	219.4	109.7
5	20	2267.4	45348.2	0.238	274.3	137.1
6	24	2267.4	54417.8	0.286	329.1	164.6

**Tabella 5.6:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF6-NTC ( $T_0=0.95\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{\text{lim}}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HEA 180	1.838	1.68	HE 280 A	HE 400 B
2	HEA 180	1.838	1.83	HE 280 A	HE 320 B
3	HEA 180	1.838	2.00	HE 280 A	HE 280 B
4	HEA 180	1.838	2.40	HE 260 A	HE 220 B
5	HEA 180	1.838	3.27	HE 260 A	HE 180 B
6	HEA 180	1.838	5.97	HE 240 A	HE 140 B

**Tabella 5.7:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF6-PROP ( $T_0=0.91\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	Travi	Colonne
1	HEA 180	HE 280 A	HE 500 B
2	HEA 180	HE 280 A	HE 400 B
3	HEA 180	HE 280 A	HE 320 B
4	HEA 180	HE 280 A	HE 280 B
5	HEA 180	HE 280 A	HE 240 B
6	HEA 180	HE 280 A	HE 180 B

**Tabella 5.8:** Peso e massimo drift allo SLD per i controventi di 6 piani.

Struttura	Peso (ton)	Drift d'interpiano massimo (SLD)
CBF6-NTC	19.4	0.0031
CBF6-PROP	22.7	0.0028

Inoltre i controventi soddisfano le verifiche di contenimento del danno; infatti, come si desume dai valori dei massimi drift d'interpiano allo SLD riportati in Tabella 5.8, risulta soddisfatta la limitazione (5.2). Risultano infine soddisfatte le verifiche di resistenza e deformabilità in presenza di azioni da vento

### 5.2.3 – Controventi a 8 piani

Il progetto del controvento a 8 piani secondo le disposizioni normative viene condotto ricorrendo ad un'analisi statica equivalente. La formulazione approssimata fornisce il seguente valore del periodo di vibrazione:

$$T_1 = 0.05 \cdot H^{3/4} = 0.67 \text{ sec}$$

dal quale si ricava la pseudo-accelerazione spettrale con riferimento agli stessi parametri assunti in precedenza per la definizione dello spettro elastico:

$$S_{ad}(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T_1} \cdot \frac{1}{q} = 0.0803g$$

Infine, assumendo per l'ultimo livello lo stesso peso sismico di quelli intermedi, si ottiene il valore del tagliante alla base:

$$F_b = S_{ad}(T_1) \cdot \frac{8 \cdot W_i}{g} \cdot 0.85 = 1237.8kN$$

I valori delle forze sismiche di impalcato, determinate attraverso la (5.1), e delle forze sismiche di piano sono riassunti in Tabella 5.9.

Le sezioni di diagonali, travi e colonne del controvento dimensionato in accordo con le disposizioni normative (CBF8-NTC) e del controvento dimensionato secondo la metodologia a collasso controllato (CBF8-PROP) sono riassunte in Tabella 5.10 e 5.11, rispettivamente.

I pesi dei controventi dimensionati sono confrontati in Tabella 5.12: l'incremento derivante dall'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato è di circa il 20%. Nella stessa tabella sono riportati i massimi drift d'interpiano allo SLD; come si può osservare i valori soddisfano la limitazione (5.2), per cui risulta soddisfatta la verifica di contenimento del danno.

**Tabella 5.9:** Azioni sismiche di impalcato e di piano per la struttura di 8 piani.

Livello	$z_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$z_i W_i$ (kN m)	$\gamma_i$	$F_i$ (kN)	$F_{\text{contr.}i}$ (kN)
1	4	2267.4	9069.6	0.028	34.4	17.2
2	8	2267.4	18139.3	0.056	68.8	34.4
3	12	2267.4	27208.9	0.083	103.1	51.6
4	16	2267.4	36278.5	0.111	137.5	68.8
5	20	2267.4	45348.2	0.139	171.9	86.0
6	24	2267.4	54417.8	0.167	206.3	103.1
7	28	2267.4	63487.4	0.194	240.7	120.3
8	32	2267.4	72557.1	0.222	275.1	137.5

**Tabella 5.10:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF8-NTC ( $T_0=1.33\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{\text{lim}}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HEA 180	1.838	1.54	HE 280 A	HE 550 B
2	HEA 180	1.838	1.68	HE 280 A	HE 450 B
3	HEA 180	1.838	1.75	HE 280 A	HE 360 B
4	HEA 180	1.838	1.92	HE 280 A	HE 300 B
5	HEA 180	1.838	2.21	HE 260 A	HE 260 B
6	HEA 180	1.838	2.73	HE 260 A	HE 220 B
7	HEA 180	1.838	3.82	HE 240 A	HE 180 B
8	HEA 180	1.838	7.16	HE 240 A	HE 140 B

**Tabella 5.11:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF8-PROP ( $T_0=1.26\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	Travi	Colonne
1	HEA 180	HE 280 A	HE 800 B
2	HEA 180	HE 280 A	HE 600 B
3	HEA 180	HE 280 A	HE 500 B
4	HEA 180	HE 280 A	HE 400 B
5	HEA 180	HE 280 A	HE 320 B
6	HEA 180	HE 280 A	HE 280 B
7	HEA 180	HE 280 A	HE 240 B
8	HEA 180	HE 280 A	HE 180 B

**Tabella 5.12:** Peso e massimo drift allo SLD per i controventi di 8 piani.

Struttura	Peso (ton)	Drift d'interpiano massimo (SLD)
CBF8-NTC	28.3	0.0039
CBF8-PROP	34.0	0.0034

Risultano altresì soddisfatte le verifiche di resistenza e deformabilità in presenza di azioni da vento.

#### 5.2.4 – Controventi a 12 piani

Il progetto del controvento a 12 piani secondo le disposizioni normative vigenti viene condotto ricorrendo ad un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta inelastico assegnato. I profili degli elementi strutturali derivanti dal dimensionamento (CBF12-NTC) sono riassunti in Tabella 5.13. In Tabella 5.14 sono invece riportati i profili degli elementi strutturali del controvento dimensionato secondo la metodologia a collasso globale (CBF12-PROP).

**Tabella 5.13:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF12-NTC ( $T_0=2.48\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{lim}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HEA 180	1.838	8.17	HE 260 A	HE 550 B
2	HEA 180	1.838	6.33	HE 260 A	HE 450 B
3	HEA 180	1.838	6.86	HE 260 A	HE 400 B
4	HEA 180	1.838	7.53	HE 260 A	HE 340 B
5	HEA 180	1.838	8.51	HE 240 A	HE 300 B
6	HEA 180	1.838	9.54	HE 240 A	HE 280 B
7	HEA 180	1.838	10.32	HE 240 A	HE 260 B
8	HEA 180	1.838	11.17	HE 240 A	HE 240 B
9	HEA 180	1.838	11.97	HE 240 A	HE 220 B
10	HEA 180	1.838	12.51	HE 240 A	HE 200 B
11	HEA 180	1.838	14.08	HE 240 A	HE 180 B
12	HEA 180	1.838	20.43	HE 240 A	HE 140 B

**Tabella 5.14:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF12-PROP ( $T_0=2.03\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	Travi	Colonne
1	HEA 180	HE 280 A	HE 1000 M
2	HEA 180	HE 280 A	HE 1000 M
3	HEA 180	HE 280 A	HE 800 M
4	HEA 180	HE 280 A	HE 700 M
5	HEA 180	HE 280 A	HE 700 M
6	HEA 180	HE 280 A	HE 600 B
7	HEA 180	HE 280 A	HE 500 B
8	HEA 180	HE 280 A	HE 400 B
9	HEA 180	HE 280 A	HE 320 B
10	HEA 180	HE 280 A	HE 280 B
11	HEA 180	HE 280 A	HE 240 B
12	HEA 180	HE 280 A	HE 180 B

**Tabella 5.15:** Peso e massimo drift allo SLD per i controventi di 12 piani.

Struttura	Peso (ton)	Drift d'interpiano massimo (SLD)
CBF12-NTC	40.2	0.0010
CBF12-PROP	64.1	0.0009

In Tabella 5.15 sono riportati i pesi dei controventi dimensionati: la metodologia di progettazione a collasso controllato comporta, in questo caso, un incremento di peso del controvento singolo di circa il 60%. I valori dei massimi drift allo SLD mostrano che la verifica di contenimento del danno (5.2) risulta soddisfatta.

Tuttavia, i controventi dimensionati non sono in grado di soddisfare le verifiche di resistenza sotto vento. Pertanto sono stati dimensionati due ulteriori controventi di 12 piani che soddisfino sia le verifiche in presenza di sisma che di vento, il primo dei quali rispetta le disposizioni della normativa in merito alle verifiche di resistenza sotto sisma (CBF12-NTC-wind), mentre il secondo è dimensionato secondo la metodologia a collasso controllato (CBF12-PROP-wind). I profili di diagonali, travi e colonne delle due strutture sono riportati in Tabella 5.16 e 5.17, rispettivamente. In Tabella 5.18 sono riportati i pesi dei controventi dimensionati: l'applicazione della procedura a collasso controllato

comporta un incremento di peso di circa il 35%. Inoltre i valori del massimo drift d'interpiano allo SLD, riportati in Tabella 5.18, mostrano che i controventi rispettano il requisito di limitazione del danno.

**Tabella 5.16:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF12-NTC-wind ( $T_0=2.16\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	$\lambda/\lambda_{lim}$	$\Omega$	Travi	Colonne
1	HE 240 A	1.384	8.52	HE 260 A	HE 800 M
2	HE 220 A	1.507	8.90	HE 260 A	HE 800 M
3	HE 200 A	1.668	7.91	HE 260 A	HE 700 B
4	HE 180 A	1.838	7.37	HE 260 A	HE 550 B
5	HE 180 A	1.838	7.88	HE 240 A	HE 400 B
6	HE 180 A	1.838	8.53	HE 240 A	HE 340 B
7	HE 180 A	1.838	9.21	HE 240 A	HE 300 B
8	HE 180 A	1.838	9.95	HE 240 A	HE 260 B
9	HE 180 A	1.838	10.64	HE 240 A	HE 220 B
10	HE 180 A	1.838	11.29	HE 240 A	HE 200 B
11	HE 180 A	1.838	12.70	HE 240 A	HE 180 B
12	HE 180 A	1.838	18.59	HE 240 A	HE 140 B

**Tabella 5.17:** Sezioni degli elementi strutturali per il controvento CBF12-PROP-wind ( $T_0=1.97\text{sec}$ ).

livello	Diagonale	Travi	Colonne
1	HE 240 A	HE 320 A	HE 1000 M
2	HE 220 A	HE 300 A	HE 1000 M
3	HE 200 A	HE 300 A	HE 800 M
4	HE 180 A	HE 280 A	HE 700 M
5	HE 180 A	HE 280 A	HE 700 M
6	HE 180 A	HE 280 A	HE 600 B
7	HE 180 A	HE 280 A	HE 500 B
8	HE 180 A	HE 280 A	HE 400 B
9	HE 180 A	HE 280 A	HE 320 B
10	HE 180 A	HE 280 A	HE 280 B
11	HE 180 A	HE 280 A	HE 240 B
12	HE 180 A	HE 280 A	HE 180 B

**Tabella 5.18:** Peso e massimo drift allo SLD per i controventi di 12 piani dimensionati per soddisfare le verifiche sotto vento.

<b>Struttura</b>	<b>Peso (ton)</b>	<b>Drift d'interpiano massimo (SLD)</b>
CBF12-NTC-wind	49.1	0.0010
CBF12-PROP-wind	65.6	0.0009

### 5.3 – Analisi delle prestazioni sismiche dei controventi dimensionati

Le prestazioni sismiche dei controventi dimensionati sono state indagate, da un punto di vista probabilistico, attraverso l'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell (2003) e attraverso l'applicazione della procedura prescritta dalle direttive FEMA 350 (2000). A tale scopo sono state condotte separatamente l'analisi probabilistica della pericolosità sismica (PSHA), l'analisi probabilistica della risposta strutturale (PSDA) e l'analisi probabilistica della capacità strutturale (PSCA). Di seguito vengono riassunti i risultati ottenuti.

#### 5.3.1 – Analisi probabilistica della pericolosità sismica

Come discusso al Capitolo III, l'analisi probabilistica della pericolosità sismica consiste nella determinazione della curva di pericolosità (*hazard curve*) che esprime la frequenza annua media di superamento della misura dell'intensità sismica, assunta coincidente, nelle analisi condotte, con la pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura ( $S_a(T_0)$ ) date le caratteristiche di sufficienza, efficienza e possibilità di reperire la curva di pericolosità (Giovenale, 2002). Secondo le ipotesi di Jalayer e Cornell (2003) tale curva viene approssimata attraverso una relazione del tipo:

$$\lambda_{S_a}(S_a) = k_0 \cdot S_a^{-k} \quad (5.5)$$

in cui  $k_0$  e  $k$  sono parametri che ne definiscono la forma e dovrebbero essere forniti dai sismologi in funzione della pericolosità specifica del sito in oggetto.

Nelle applicazioni si è fatto ricorso alla procedura approssimata descritta al paragrafo 3.4 che consente di determinare l'espressione della curva di pericolosità in funzione dei dati forniti dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Selezionato il sito di riferimento (città di Messina), sfruttando una delle applicazioni disponibili in rete è possibile ricavare i parametri che definiscono gli spettri elastici ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ ) per i quattro stati limite previsti (azioni caratterizzate da probabilità di superamento pari a 81%, 63%, 10% e 5%, rispettivamente, nel periodo di riferimento) (Tabella 5.19). Date le espressioni fornite dalla normativa per gli spettri elastici (eq. (2.3)a-d), sono dunque noti i valori della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura per ognuno degli stati limite, ossia per ognuno dei periodi di ritorno dell'azione sismica. Tali valori costituiscono 4 punti utili alla definizione della curva di pericolosità. In Tabella 5.19 sono riportati i valori relativi al controvento CBF4-NTC ( $T_0=0.61$  sec); tali valori sono inoltre rappresentati in Fig. 5.2.

**Tabella 5.19:** Parametri degli spettri e  $S_a(T_0)$  per il controvento CBF4-NTC.

	$P_{VR}$	$T_R$ (anni)	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$S_a(T_0)/g$	$\lambda_{S_a}(S_a)$
SLO	81%	30	0.061	2.361	0.28	0.066108	0.0333
SLD	63%	50	0.082	2.316	0.292	0.090909	0.0200
SLV	10%	475	0.249	2.41	0.36	0.354151	0.0021
SLC	5%	975	0.338	2.445	0.383	0.518877	0.0010

Inoltre, facendo variare vita nominale della struttura e classe d'uso (cioè il periodo di riferimento) è possibile ottenere dati sufficientemente fitti per periodi di ritorno variabili tra 30 e 2475 anni. I valori desunti dall'applicazione della procedura descritta sono riportati in Fig. 5.2 relativamente al controvento di 4 piani dimensionato in accordo con le disposizioni normative (CBF4-NTC). Infine, attraverso la regressione sui valori ottenuti, si ottiene l'espressione in forma chiusa della curva di pericolosità determinata secondo la normativa vigente, e quindi i valori dei parametri  $k_0$  e  $k$  pari a 0.0003154 e 1.767, rispettivamente, per la struttura analizzata.

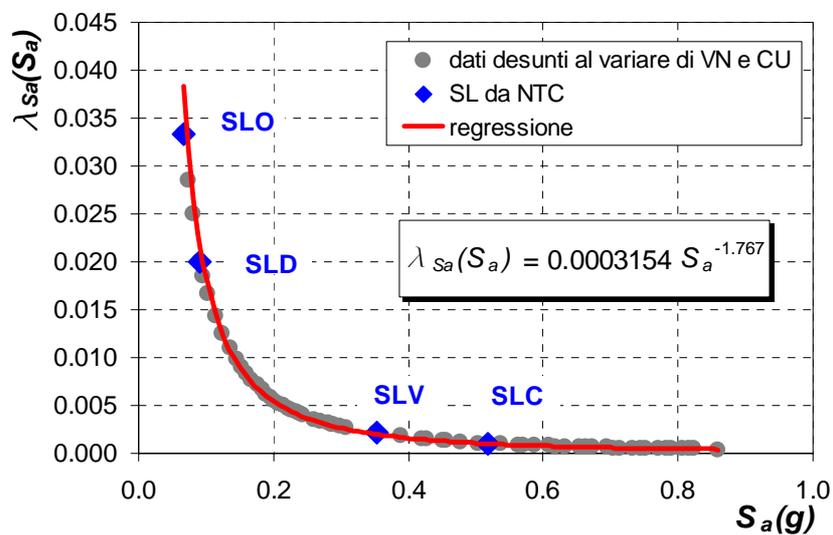


Fig. 5.2: Curva di pericolosità relativa al controvento CBF4-NTC ( $T_0=0.61$ sec).

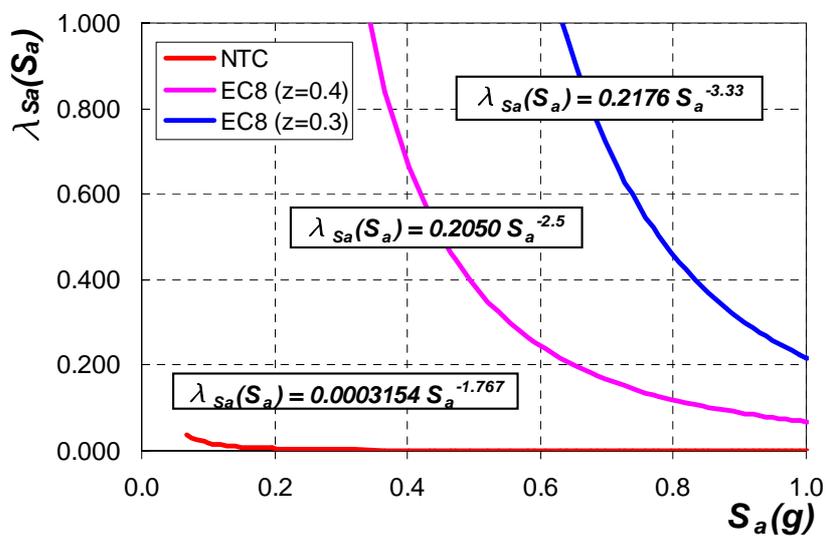


Fig. 5.3: Confronto tra curve di pericolosità approssimate determinate in accordo con le disposizioni delle NTC e dell'Eurocodice 8 per il controvento CBF4-NTC ( $T_0=0.61$ sec).

In Fig. 5.3 è riportato, inoltre, il confronto tra la curva di pericolosità approssimata determinata in accordo con le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni e quelle determinate in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 secondo la procedura descritta al paragrafo 3.4 per zone di media sismicità ( $a_g/g=0.25$ ) e terreno di tipo A ( $S=1$ ), e con riferimento ai due valori limite suggeriti per il parametro  $z$  (0.3 e 0.4). Si osserva che la curva di pericolosità determinata secondo le NTC si attesta al di sotto di entrambe le curve limite dell'Eurocodice 8. Questo vuol dire che le curve medie dell'Eurocodice sono caratterizzate da una pericolosità sismica decisamente più elevata di quella determinata secondo la normativa italiana, la quale è basata su analisi dettagliate della sismicità locale.

In Tabella 5.20 sono riassunti i valori dei parametri  $k_0$  e  $k$  delle curve di pericolosità per i controventi dimensionati. I parametri sono determinati in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni secondo la procedura descritta in precedenza

**Tabella 5.20:** Parametri delle curve di pericolosità relative alle strutture dimensionate.

Struttura	$T_0$ (sec)	$k_0$	$k$
CBF4-NTC	0.61	3.15E-04	1.767
CBF4-PROP	0.59	3.35E-04	1.767
CBF6-NTC	0.95	1.44E-04	1.767
CBF6-PROP	0.91	1.56E-04	1.767
CBF8-NTC	1.33	7.90E-05	1.767
CBF8-PROP	1.26	8.76E-05	1.767
CBF12-NTC	2.50	3.81E-05	1.575
CBF12-PROP	2.05	3.98E-05	1.731
CBF12-NTC-wind	2.15	3.90E-05	1.700
CBF12-PROP-wind	1.97	4.10E-05	1.751

### 5.3.2 – Analisi probabilistica della risposta strutturale

L'analisi probabilistica della risposta sismica è finalizzata alla determinazione del modello probabilistico della demand, ossia del valore della dispersione della demand (assunto costante con la misura dell'intensità dell'azione sismica per l'ipotesi di omoschedasticità) e

della relazione tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale, approssimata, secondo le ipotesi introdotte da Jalayer e Cornell (2003), da un legame lineare nel piano logaritmico:

$$\eta_{DM|Sa}(x) = a \cdot x^b \quad (5.6)$$

La demand rappresenta il parametro caratteristico della risposta strutturale. Nelle analisi sono state considerate, analogamente a quanto fatto nell'applicazione riportata al Capitolo IV, tre modalità di collasso significative cui corrispondono, rispettivamente, tre parametri caratteristici della risposta strutturale:

- eccessivo danneggiamento di piano, cui corrisponde il parametro di demand PIDR ossia *Peak Interstorey DRift*, che rappresenta il massimo valore del drift interpiano attinto ad un dato livello nel corso della time history;
- frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico, cui corrisponde il parametro di demand  $\mu/\mu_{lim}$ , ossia il rapporto tra la duttilità ciclica massima sperimentata dalla diagonale al generico livello nel corso della time history (dove la duttilità ciclica è espressa dalla massima escursione plastica in un ciclo, somma di quella in trazione e in compressione) e il valore limite definito secondo Tremblay (2002);
- instabilizzazione fuori piano delle colonne, cui corrisponde il parametro di demand  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  espresso dal rapporto tra il valore massimo dello sforzo normale attinto nella colonna generica nel corso della time history e il valore dello sforzo normale resistente all'instabilità fuori piano valutato secondo l'Eurocodice 3 (CEN 2005).

Allo scopo di analizzare la risposta sismica delle strutture, sono state condotte analisi dinamiche non lineari su un set di 30 accelerogrammi (Tabella 4.2) mediante il programma di analisi OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Esso è basato su una modellazione agli elementi finiti e una discretizzazione degli elementi del tipo a fibre. Allo scopo di riprodurre il comportamento ciclico delle membrature di controvento (elementi dissipativi), per le diagonali è stata impiegata la modellazione proposta al paragrafo 1.6.5. Tale modello consiste nell'applicazione di una forza fittizia in mezzzeria (con l'obiettivo di forzare la diagonale a sbandare lateralmente

riproducendo il fenomeno dell'instabilizzazione) tarata sulla formula di Perry-Robertson al fine di ottenere un carico resistente in compressione che approssimi sufficientemente il carico resistente fornito dalla normativa (CEN 2005); inoltre l'impiego del legame di Giuffrè-Menegotto-Pinto (Giuffrè e Pinto, 1970; Menegotto e Pinto, 1973) per gli elementi dissipativi consente di modellare il degrado della resistenza in compressione per cicli successivi al primo.

La tecnica impiegata per l'implementazione dell'analisi probabilistica della risposta sismica è quello dell'analisi dinamica incrementale (IDA – *incremental dynamic analysis*) multistriscia, in cui ciascuna striscia è costituita dall'insieme dei parametri rappresentativi della risposta strutturale ottenuti scalando gli accelerogrammi ad un dato livello della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura. In particolare sono state analizzate, per ognuno dei controventi dimensionati, sei strisce, ottenute scalando gli accelerogrammi ai seguenti valori della  $S_a(T_0)$ :

- 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.8g, 0.9g e 1.0g per i controventi a 4 piani (CBF4-NTC e CBF4-PROP);
- 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g e 0.7g per i controventi a 6 piani (CBF6-NTC e CBF6-PROP);
- 0.05g, 0.1g, 0.15g, 0.2g, 0.25g e 0.3g per i controventi a 8 piani (CBF8-NTC e CBF8-PROP);
- 0.05g, 0.1g, 0.15g, 0.2g, 0.25g e 0.3g per i controventi a 12 piani (CBF12-NTC, CBF12-PROP, CBF12-NTC-wind e CBF12-PROP-wind).

Tali valori sono stati selezionati in modo tale da indagare il comportamento delle strutture per valori significativi della pseudo-accelerazione spettrale, ossia centrando la prima serie di valori (corrispondenti alle prime tre strisce) intorno alla pseudo-accelerazione spettrale corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV – azione sismica con periodo di ritorno 475 anni) e la seconda serie di valori (corrispondenti alle ultime tre strisce) intorno alla pseudo-accelerazione spettrale valutata con riferimento ad uno spettro caratterizzato da un periodo di ritorno pari a 2475 anni (periodo di ritorno previsto dalle normative americane per la definizione dello stato limite di collasso SLC).

Complessivamente sono state dunque condotte 1800 analisi dinamiche non lineari (10 strutture · 6 strisce · 30 accelerogrammi), per le quali gli output (spostamenti e sollecitazioni) sono stati restituiti ad intervalli sufficientemente fitti (frazioni dell'intervallo di registrazione degli accelerogrammi).

Per gestire questa enorme quantità di dati sono stati elaborati dei post-processor in grado di restituire, per ogni valore della pseudo-accelerazione spettrale cui sono stati scalati gli accelerogrammi, il valore assunto dai parametri di demand ai diversi livelli.

Riguardo all'elaborazione dei risultati, siccome per i livelli indagati della pseudo-accelerazione spettrale non si manifestano fenomeni di instabilità dinamica, non risulta necessario applicare il modello di distribuzione a tre parametri (paragrafo 3.5.2). Per cui, data la generica striscia dei valori del generico parametro di demand (30 valori corrispondenti ai 30 accelerogrammi selezionati), attraverso l'applicazione del metodo delle statistiche contate è possibile valutare mediana e frattili al 16% e all'84%, da cui, per l'ipotesi di distribuzione lognormale della demand per assegnato valore della  $S_a(T_0)$ , si ricava la dispersione corrispondente:

$$\beta_{DM|S_a} = \frac{1}{2} \left[ \ln \left( \frac{dm^{84\%}}{dm^{16\%}} \right) \right] \quad (5.7)$$

Infine, attraverso la regressione lineare nel piano logaritmico sui dati della mediana della demand (6 valori, uno per striscia) si ricavano i coefficienti  $a$  e  $b$  della relazione (5.6) per il parametro di risposta esaminato. Riguardo invece al valore della dispersione della demand da utilizzare nell'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell, in considerazione di quanto discusso al Capitolo IV riguardo all'influenza dell'ipotesi di omoschedasticità, si assume un valore di  $\beta_{DM|S_a}$ , relativo a ciascuno dei parametri di demand, pari alla media di quelli determinati sulle sei strisce.

I risultati dell'analisi probabilistica della risposta strutturale sono riassunti, in forma tabellare, in Allegato B. In particolare le tabelle riportano, per ogni struttura analizzata e per ognuno dei parametri di demand, i coefficienti  $a$  e  $b$  della relazione (5.6) e il valore della dispersione.

### 5.3.3 – Analisi probabilistica della capacità strutturale

L'analisi probabilistica della capacità strutturale è finalizzata alla determinazione del modello probabilistico della capacity, dove la capacity rappresenta il valore soglia della demand che identifica il raggiungimento dello stato limite considerato, ossia quel valore che divide comportamenti strutturali ritenuti accettabili da quelli non accettabili. Data l'ipotesi di lognormalità introdotta da Jalayer e Cornell (2003), l'analisi si traduce nella definizione dei parametri statistici della capacity, ossia mediana e dispersione:

$$\eta_C = \text{mediana}(C) \quad (5.8)$$

$$\beta_C = \text{VAR}[\ln(C)]^{1/2} \quad (5.9)$$

Con riferimento ai parametri di demand analizzati, analogamente a quanto fatto nell'applicazione riportata al Capitolo IV, si assumono i valori dei parametri statistici della capacity riportati in Tabella 5.21.

**Tabella 5.21:** Parametri statistici della capacity.

<b>Parametro di demand</b>	$\eta_C$	$k_0$
PIDR	0.02	0.20
$\mu/\mu_{lim}$	1.0	0.25
$N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$	1.0	0

### 5.3.4 – Determinazione delle prestazioni sismiche dei controventi analizzati

Noti i risultati delle analisi probabilistiche della pericolosità sismica, della risposta strutturale e della capacità, è possibile applicare i metodi semplificati per la valutazione delle prestazioni sismiche delle strutture analizzate. In particolare si è fatto riferimento al metodo di Jalayer e Cornell (2003) e all'applicazione delle direttive FEMA 350 (2000) discussi al Capitolo III.

Il metodo di Jalayer e Cornell consente di valutare la frequenza annua media di superamento di un dato stato limite attraverso la relazione:

$$\lambda_{LS} = \lambda_{S_a} (S_a^{\eta_c}) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{DM|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_c^2} \quad (5.10)$$

dove:

- $\lambda_{S_a}(S_a^{\eta_c})$  esprime la frequenza annua media di superamento della pseudo-accelerazione spettrale corrispondente alla mediana della capacity, cioè:

$$\lambda_{S_a} (S_a^{\eta_c}) = k_0 \cdot \left( \frac{\eta_c}{a} \right)^{-k/b} \quad (5.11)$$

- $a$  e  $b$  sono i parametri della regressione sui dati della mediana della demand (eq. (5.6));
- $k_0$  e  $k$  sono i coefficienti della curva di pericolosità (eq. (5.5));
- $\beta_{DM|S_a}$  è la dispersione della demand legata alla record-to-record variability;
- $\beta_c$  è la dispersione della capacità strutturale dovuta alle incertezze di carattere naturale (Tabella 5.21).

I risultati desunti dall'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell per i controventi analizzati a 4, 6, 8, e 12 piani sono riportati in dettaglio in Appendice B insieme con i risultati dell'analisi probabilistica della risposta strutturale. Tali risultati sono, inoltre, riassunti nelle tabelle 5.22-5.26. Ciascuna tabella riporta, a parità di numero di piani, il confronto tra le prestazioni esibite dai controventi dimensionati secondo la metodologia di progettazione fornita dalla normativa (D.M. 14/01/2008) e secondo la procedura di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003). In particolare, per ogni parametro di demand analizzato, vengono riportati i valori della frequenza annua media di superamento dello stato limite corrispondente ( $\lambda_{LS}$ ) e il periodo di ritorno ( $T_r=1/\lambda_{LS}$ ). I valori del periodo di ritorno evidenziati in grassetto rappresentano i minimi valori (quindi corrispondenti alle peggiori prestazioni) con riferimento ad ogni stato limite considerato (eccessivo danneggiamento di piano, frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico, instabilizzazione fuori piano delle colonne), ossia i minimi valori per ogni gruppo di parametri di demand ( $PIDR, \mu/\mu_{lim}, N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ ).

**Tabella 5.22:** Periodi di ritorno e livelli di confidenza per i controventi a 4 piani.

<i>Parametro di demand</i>	<b>CBF4-NTC</b>			<b>CBF4-PROP</b>		
	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	<i>CL</i>	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	<i>CL</i>
<i>PIDR-1</i>	3.40E-04	<b>2942</b>	99.1%	3.47E-04	<b>2883</b>	99.0%
<i>PIDR-2</i>	1.61E-04	6212	100%	1.89E-04	5305	100%
<i>PIDR-3</i>	2.57E-06	>100000	100%	5.75E-07	>100000	100%
<i>PIDR-4</i>	1.24E-06	>100000	100%	6.45E-07	>100000	100%
$\mu_1/\mu_{lim}$	1.97E-04	<b>5089</b>	100%	1.96E-04	<b>5092</b>	100%
$\mu_2/\mu_{lim}$	6.72E-05	14871	100%	9.67E-05	10347	100%
$\mu_3/\mu_{lim}$	4.59E-08	>100000	100%	4.99E-08	>100000	100%
$\mu_4/\mu_{lim}$	4.81E-07	>100000	100%	1.54E-08	>100000	100%
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	1.82E-04	5502	36.5%	4.98E-05	20081	89.2%
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	3.56E-04	2812	22.8%	5.92E-05	<b>16889</b>	99.7%
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	2.14E-04	4664	92.2%	2.41E-05	41543	100%
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	3.95E-04	<b>2533</b>	91.2%	1.88E-05	53074	100%

**Tabella 5.23:** Periodi di ritorno e livelli di confidenza per i controventi a 6 piani.

<i>Parametro di demand</i>	<b>CBF6-NTC</b>			<b>CBF6-PROP</b>		
	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	<i>CL</i>	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	<i>CL</i>
<i>PIDR-1</i>	2.62E-04	<b>3823</b>	99.80%	2.54E-04	<b>3933</b>	99.8%
<i>PIDR-2</i>	1.97E-04	5077	100%	1.51E-04	6619	100%
<i>PIDR-3</i>	4.33E-05	23124	100%	8.02E-05	12467	100%
<i>PIDR-4</i>	1.80E-05	55481	100%	4.77E-06	>100000	100%
<i>PIDR-5</i>	9.97E-07	>100000	100%	3.85E-07	>100000	100%
<i>PIDR-6</i>	2.44E-06	>100000	100%	3.13E-07	>100000	100%
$\mu_1/\mu_{lim}$	1.26E-04	<b>7916</b>	100%	9.82E-05	<b>10182</b>	100%
$\mu_2/\mu_{lim}$	8.12E-05	12311	100%	7.28E-05	13735	100%
$\mu_3/\mu_{lim}$	1.23E-05	81609	100%	4.12E-05	24300	100%
$\mu_4/\mu_{lim}$	5.02E-06	199028	100%	6.46E-06	>100000	100%
$\mu_5/\mu_{lim}$	7.00E-07	>100000	100%	6.34E-08	>100000	100%
$\mu_6/\mu_{lim}$	4.41E-07	>100000	100%	2.73E-08	>100000	100%
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	2.57E-04	3888	80.90%	7.21E-05	13873	97.3%
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	3.58E-04	2795	76.20%	6.58E-05	15199	98.9%
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	3.23E-04	3093	58.30%	8.28E-05	<b>12080</b>	99.4%
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	6.76E-04	<b>1480</b>	60.40%	1.77E-05	56388	100%
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	5.48E-04	1824	75.90%	8.00E-06	>100000	100%
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	2.34E-04	4268	96.60%	1.72E-05	58292	100%

Tabella 5.24: Periodi di ritorno e livelli di confidenza per i controventi a 8 piani.

Parametro di demand	CBF8-NTC			CBF8-PROP		
	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	CL	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	CL
<b>PIDR-1</b>	1.67E-04	<b>5989</b>	100%	2.22E-04	<b>4515</b>	100%
<b>PIDR-2</b>	7.79E-05	12833	100%	1.57E-04	6354	100%
<b>PIDR-3</b>	8.25E-05	12118	100%	4.31E-05	23196	100%
<b>PIDR-4</b>	8.24E-05	12140	100%	2.71E-05	36959	100%
<b>PIDR-5</b>	9.56E-05	10458	100%	3.73E-05	26794	100%
<b>PIDR-6</b>	9.93E-05	10073	100%	4.42E-05	22629	100%
<b>PIDR-7</b>	8.23E-05	12156	100%	4.54E-05	22039	100%
<b>PIDR-8</b>	5.59E-05	17875	100%	4.44E-05	22510	100%
$\mu_1/\mu_{lim}$	1.23E-04	<b>8137</b>	100%	1.12E-04	<b>8897</b>	100%
$\mu_2/\mu_{lim}$	3.59E-05	27826	100%	7.84E-05	12764	100%
$\mu_3/\mu_{lim}$	3.04E-05	32941	100%	1.54E-05	65162	100%
$\mu_4/\mu_{lim}$	1.10E-05	90933	100%	1.19E-05	84075	100%
$\mu_5/\mu_{lim}$	9.49E-06	>100000	100%	4.77E-06	>100000	100%
$\mu_6/\mu_{lim}$	1.61E-05	62240	100%	8.19E-06	>100000	100%
$\mu_7/\mu_{lim}$	1.44E-05	69547	100%	2.20E-05	45401	100%
$\mu_8/\mu_{lim}$	1.49E-05	67305	100%	1.90E-05	52533	100%
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	4.99E-04	2003	81.3%	2.35E-04	4254	99.1%
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	4.66E-04	2146	86.3%	2.85E-04	<b>3511</b>	98.6%
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	5.40E-04	<b>1852</b>	79.0%	2.27E-04	4399	99.6%
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	4.93E-04	2028	82.2%	1.76E-04	5682	99.9%
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	5.02E-04	1993	79.5%	1.58E-04	6345	99.9%
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	4.71E-04	2124	79.1%	9.72E-05	10290	100%
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	4.15E-04	2407	86.2%	4.35E-05	22999	100%
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	1.64E-04	6091	99.3%	1.62E-05	61773	100%

**Tabella 5.25:** Periodi di ritorno e livelli di confidenza per i controventi a 12 piani che soddisfano le sole verifiche sotto sisma.

<i>Parametro di demand</i>	<b>CBF12-NTC</b>			<b>CBF12-PROP</b>		
	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	CL	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	CL
<i>PIDR-1</i>	3.26E-04	<b>3064</b>	99.5%	2.31E-04	<b>4333</b>	99.9%
<i>PIDR-2</i>	2.78E-04	3592	99.9%	2.16E-04	4634	99.9%
<i>PIDR-3</i>	2.11E-04	4735	100%	1.82E-04	5486	100%
<i>PIDR-4</i>	1.16E-04	8633	100%	1.57E-04	6379	100%
<i>PIDR-5</i>	5.43E-05	18404	100%	1.08E-04	9292	100%
<i>PIDR-6</i>	4.79E-05	20860	100%	5.57E-05	17939	100%
<i>PIDR-7</i>	6.27E-05	15938	100%	3.15E-05	31728	100%
<i>PIDR-8</i>	6.31E-05	15837	100%	3.50E-05	28589	100%
<i>PIDR-9</i>	7.89E-05	12681	100%	3.98E-05	25113	100%
<i>PIDR-10</i>	6.24E-05	16018	100%	3.12E-05	32102	100%
<i>PIDR-11</i>	7.05E-05	14182	100%	2.22E-05	45021	100%
<i>PIDR-12</i>	6.35E-05	15739	100%	1.39E-05	71856	100%
$\mu_1/\mu_{lim}$	1.52E-04	<b>6590</b>	100%	1.07E-04	<b>9345</b>	100%
$\mu_2/\mu_{lim}$	1.40E-04	7144	100%	1.06E-04	9451	100%
$\mu_3/\mu_{lim}$	9.23E-05	10837	100%	9.86E-05	10143	100%
$\mu_4/\mu_{lim}$	5.83E-05	17145	100%	6.19E-05	16163	100%
$\mu_5/\mu_{lim}$	1.28E-05	77955	100%	3.07E-05	32595	100%
$\mu_6/\mu_{lim}$	1.61E-05	62275	100%	1.77E-05	56505	100%
$\mu_7/\mu_{lim}$	1.62E-05	61889	100%	9.97E-06	>100000	100%
$\mu_8/\mu_{lim}$	1.84E-05	54430	100%	1.07E-05	93764	100%
$\mu_9/\mu_{lim}$	2.15E-05	46604	100%	5.58E-06	>100000	100%
$\mu_{10}/\mu_{lim}$	1.25E-05	79750	100%	1.44E-05	69463	100%
$\mu_{11}/\mu_{lim}$	1.20E-05	83457	100%	1.51E-05	66283	100%
$\mu_{12}/\mu_{lim}$	1.41E-05	71157	100%	2.87E-06	>100000	100%
<i>N<sub>c.Sd.1</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	4.59E-04	2180	87.9%	3.38E-05	29581	100%
<i>N<sub>c.Sd.2</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	4.69E-04	2131	86.0%	2.16E-05	46292	100%
<i>N<sub>c.Sd.3</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	4.13E-04	2422	90.7%	7.04E-05	14201	100%
<i>N<sub>c.Sd.4</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	4.95E-04	2020	82.0%	2.42E-05	41305	100%
<i>N<sub>c.Sd.5</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	5.04E-04	1985	81.6%	3.30E-05	30265	100%
<i>N<sub>c.Sd.6</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	5.51E-04	1814	73.4%	1.29E-04	<b>7774</b>	99.9%
<i>N<sub>c.Sd.7</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	5.76E-04	<b>1737</b>	69.5%	1.01E-04	9861	100%
<i>N<sub>c.Sd.8</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	5.36E-04	1866	73.0%	5.62E-05	17783	100%
<i>N<sub>c.Sd.9</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	4.35E-04	2299	85.2%	2.85E-05	35113	99.9%
<i>N<sub>c.Sd.10</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	2.78E-04	3592	97.4%	1.33E-05	75129	100%
<i>N<sub>c.Sd.11</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	9.87E-05	10133	100%	1.79E-07	>100000	100%
<i>N<sub>c.Sd.12</sub>/N<sub>c.Rd</sub></i>	2.38E-05	42012	100%	4.36E-06	>100000	100%

Tabella 5.26: Periodi di ritorno e livelli di confidenza per i controventi a 12 piani dimensionati per soddisfare anche le verifiche da vento.

Parametro di demand	CBF12-NTC-wind			CBF12-PROP-wind		
	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	CL	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)	CL
<i>PIDR-1</i>	0.000137	7309	100%	9.34E-05	10704	100%
<i>PIDR-2</i>	0.000145	<b>6911</b>	100%	8.16E-05	12256	100%
<i>PIDR-3</i>	0.000143	6998	100%	8.61E-05	11618	100%
<i>PIDR-4</i>	0.000107	9310	100%	9.42E-05	10611	100%
<i>PIDR-5</i>	0.000128	7819	100%	0.000132	<b>7586</b>	100%
<i>PIDR-6</i>	0.000123	8161	100%	0.000121	8236	100%
<i>PIDR-7</i>	7.35E-05	13607	100%	8.77E-05	11399	100%
<i>PIDR-8</i>	0.000123	8129	100%	0.000102	9826	100%
<i>PIDR-9</i>	7.32E-05	13669	100%	6.98E-05	14330	100%
<i>PIDR-10</i>	7.52E-05	13295	100%	3.55E-05	28207	100%
<i>PIDR-11</i>	6.76E-05	14799	100%	1.87E-05	53444	100%
<i>PIDR-12</i>	4.10E-05	24390	100%	3.62E-06	>100000	100%
$\mu_1/\mu_{lim}$	9.22E-05	<b>10843</b>	100%	4.03E-05	24800	100%
$\mu_2/\mu_{lim}$	6.64E-05	15061	100%	4.00E-05	25011	100%
$\mu_3/\mu_{lim}$	5.72E-05	17499	100%	4.07E-05	24564	100%
$\mu_4/\mu_{lim}$	5.53E-05	18087	100%	2.99E-05	33426	100%
$\mu_5/\mu_{lim}$	5.41E-05	18487	100%	3.89E-05	25731	100%
$\mu_6/\mu_{lim}$	4.22E-05	23719	100%	4.34E-05	<b>23026</b>	100%
$\mu_7/\mu_{lim}$	5.11E-06	>100000	100%	3.90E-05	25634	100%
$\mu_8/\mu_{lim}$	1.60E-05	62663	100%	3.69E-05	27072	100%
$\mu_9/\mu_{lim}$	1.14E-05	87586	100%	8.39E-06	>100000	100%
$\mu_{10}/\mu_{lim}$	1.27E-05	78859	100%	6.59E-06	>100000	100%
$\mu_{11}/\mu_{lim}$	1.42E-05	70345	100%	5.26E-06	>100000	100%
$\mu_{12}/\mu_{lim}$	5.04E-06	>100000	100%	2.16E-06	>100000	100%
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.00028	3566	98.7%	0.00011	9074	100%
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.000182	5505	99.9%	7.14E-05	14014	100%
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.00027	3700	98.7%	0.00011	9066	99.9%
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.000327	3060	96.9%	7.67E-05	13037	100%
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	0.000427	2344	81.7%	3.16E-05	31653	100%
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	0.000556	1797	57.0%	0.00014	7165	99.7%
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	0.000531	1884	61.8%	0.000164	<b>6090</b>	99.8%
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	0.000821	1219	21.9%	0.00013	7707	99.6%
$N_{c.Sd.9}/N_{c.Rd}$	0.001402	<b>713</b>	1.4%	7.38E-05	13542	99.5%
$N_{c.Sd.10}/N_{c.Rd}$	0.000908	1102	7.5%	1.29E-05	77519	100%
$N_{c.Sd.11}/N_{c.Rd}$	0.000315	3177	60.9%	4.68E-07	>100000	100%
$N_{c.Sd.12}/N_{c.Rd}$	9.20E-05	10873	96.4%	3.19E-10	>100000	100%

Dall'analisi dei valori riportati è possibile osservare che, con riferimento ai parametri di demand  $PIDR$  e  $\mu/\mu_{lim}$  (ossia con riferimento agli stati limite di eccessivo danneggiamento di piano e frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico), nel passaggio dalla metodologia di progettazione secondo normativa a quella a collasso controllato non si ha una sostanziale variazione dei periodi di ritorno. Per esempio, per il controvento a 4 piani e con riferimento al parametro di demand  $PIDR$  al secondo livello, si passa da un valore di 6212 anni a 5303 anni, e quindi dello stesso ordine di grandezza.

Notevoli sono invece le differenze tra le prestazioni esibite con riferimento allo stato limite di instabilizzazione fuori piano delle colonne. Per esempio, con riferimento al parametro  $N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$  dei controventi a 4 piani, si passa da un periodo di ritorno di 2812 anni per la soluzione secondo normativa a 16899 anni per la struttura dimensionata secondo il criterio a controllo del meccanismo; ciò significa che esiste, nell'ultimo caso, una probabilità media annua molto bassa che possa verificarsi la crisi delle colonne per instabilità fuori piano. Tale effetto testimonia l'efficacia del criterio di progettazione. La metodologia di progettazione a collasso controllato è, infatti, finalizzata alla protezione degli elementi non dissipativi (in particolare delle colonne) allo scopo di scongiurare la formazione di meccanismi parziali e locali e, nel contempo, favorire lo sviluppo delle deformazioni inelastiche negli elementi dissipativi, conferendo una sufficiente duttilità alla struttura.

I risultati finora discussi fanno riferimento alle prestazioni esibite dai controventi con riferimento ad ognuno degli stati limite considerati, ma non consentono di fornire una stima sintetica dell'affidabilità sismica delle strutture. In via approssimata, nell'ipotesi di modalità di collasso incorrelate, si può assumere che la probabilità di collasso del singolo controvento coincida con il valore massimo della frequenza annua media di superamento (massimo sui parametri di demand):

$$P_f = \min_i \lambda_{LS,i} \quad (5.12)$$

ossia che il periodo di ritorno, che caratterizza la misura dell'affidabilità sismica della struttura, sia pari al minimo tra quelli determinati con riferimento ai diversi funzionali di danno:

$$T_r = \max_i T_{r,i} \quad (5.13)$$

I risultati ottenuti attraverso l'applicazione delle (5.12) e (5.13) sono riportati in Tabella 5.27 per tutti i controventi esaminati. Nella stessa tabella sono riportate le modalità di collasso prevalenti per ogni controvento, ossia quelle cui si associano i massimi valori della frequenza annua media di superamento, ossia i minimi valori del periodo di ritorno.

**Tabella 5.27:** Probabilità di collasso delle strutture esaminate nell'ipotesi di modalità di collasso incorrelate.

<i>Controvento</i>	$P_f$	$T_r$ (anni)	<i>Modalità di collasso</i>
CBF4-NTC	$3.95 \cdot 10^{-4}$	2533	Instabilità colonne
CBF4-PROP	$3.47 \cdot 10^{-4}$	2883	Eccessivo danneggiamento di piano
CBF6-NTC	$6.76 \cdot 10^{-4}$	1480	Instabilità colonne
CBF6-PROP	$2.54 \cdot 10^{-4}$	3933	Eccessivo danneggiamento di piano
CBF8-NTC	$5.40 \cdot 10^{-4}$	1852	Instabilità colonne
CBF8-PROP	$2.85 \cdot 10^{-4}$	3511	Instabilità colonne
CBF12-NTC	$5.76 \cdot 10^{-4}$	1737	Instabilità colonne
CBF12-PROP	$2.31 \cdot 10^{-4}$	4333	Eccessivo danneggiamento di piano
CBF12-NTC-wind	$1.40 \cdot 10^{-3}$	713	Instabilità colonne
CBF12-PROP-wind	$1.64 \cdot 10^{-4}$	6090	Instabilità colonne

Dall'analisi dei risultati riportati si deduce che per i controventi dimensionati secondo le disposizioni normative il minimo periodo di ritorno si attinge sempre con riferimento alla modalità di collasso caratterizzata dall'instabilizzazione fuori piano delle colonne. Inoltre i periodi di ritorno associati a tale modalità di collasso risultano piuttosto bassi, variabili, nei casi esaminati, nell'intervallo 713-2533 anni. Ciò testimonia il fatto che il criterio di progettazione tradizionale, adottato dalle normative attualmente vigenti per le strutture in zona sismica (D.M. 14/01/08 e CEN 2004a), conduce alla progettazione di strutture con colonne deboli che pagano con una crisi prematura per instabilità fuori piano. In questo senso i risultati ottenuti confermano quanto già

evidenziato nelle applicazioni riportate ai Capitoli II (analisi deterministica) e IV (analisi di affidabilità).

Per i controventi dimensionati a controllo di meccanismo, invece, in alcuni casi la modalità di collasso che interviene è l'eccessivo danneggiamento di piano, e in altri l'instabilizzazione delle colonne. E' tuttavia necessario osservare che, anche laddove la modalità di collasso che si manifesta è l'instabilizzazione delle colonne (controvento a 8 piani e a 12 piani dimensionato per soddisfare anche le verifiche da vento), i periodi di ritorno risultano decisamente più elevati rispetto alla soluzione fornita dalla normativa, ossia si ha un incremento notevolmente l'affidabilità della struttura. In definitiva i controventi dimensionati in accordo con la metodologia proposta (Longo et al., 2003) esibiscono, al variare del numero di piani, prestazioni sismiche migliori rispetto a quelli dimensionati in accordo con le disposizioni normative (D.M. 14/01/08).

Data l'assenza di indicazioni normative specifiche riguardo ai livelli minimi di affidabilità da assicurare, i risultati finora esposti consentono di fare solo analisi comparative delle prestazioni, cioè quantificare l'incremento di affidabilità, ma non di esprimere un giudizio circa l'ammissibilità delle stesse. Se in via approssimata si assume un valore limite della frequenza annua media pari al reciproco del periodo di ritorno fornito dalla normativa per la definizione dell'azione sismica allo stato limite di collasso, la verifica dell'ammissibilità delle prestazioni consiste nel controllare che:

$$\lambda_{LS} \leq 1/T_{r,SLC} \quad (5.14)$$

ovvero:

$$1/\lambda_{LS} \geq T_{r,SLC} \quad (5.15)$$

Secondo la vigente normativa (D.M. 14/01/2008), con riferimento a strutture a destinazione civile ( $V_N=50$  anni,  $C_U=1.0$ ), l'azione sismica di riferimento allo stato limite di collasso è caratterizzata da una probabilità di superamento del 5% in 50 anni, ossia da un periodo di ritorno pari a 975 anni. In accordo con questa posizione, le verifiche delle prestazioni dei controventi dimensionati risulterebbero in realtà tutte soddisfatte tranne che per il controvento CBF12-NTC-wind, cioè a 12 piani dimensionato secondo normativa per soddisfare anche le verifiche sotto

vento, per il quale il periodo di ritorno minimo risulta pari a 713 anni, e quindi minore di 975 anni.

E' bene ribadire che i periodi di ritorno desunti dall'applicazione del metodo di Jalayer e Cornell, secondo la formulazione (5.10), portano in conto solo l'influenza delle incertezze di carattere naturale nella stima dell'affidabilità strutturale.

Risulta utile confrontare tali risultati con quelli desunti dall'applicazione delle direttive FEMA 350 (2000). Tale procedura si basa sul metodo di Jalayer e Cornell nella sua formulazione completa, cioè che tiene conto anche delle incertezze di carattere epistemologico, fornendo la stima del livello di confidenza con il quale la struttura è in grado di esibire determinate prestazioni (corrispondenti cioè ad un dato stato limite).

Tale procedura, descritta in dettaglio al paragrafo 3.9, si basa sulla definizione di un fattore di confidenza espresso dal rapporto tra demand e capacity fattorizzate:

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot \gamma_a \cdot D}{\phi \cdot C} \quad (5.16)$$

dove:

- $D$  è il valore della demand corrispondente alla pseudo-accelerazione spettrale relativa all'obiettivo prestazionale stabilito ( ${}^{Po}S_a$ ). Con riferimento allo stato limite di collasso,  ${}^{Po}S_a$  è la pseudo-accelerazione spettrale determinata in relazione allo spettro associato a tale stato limite.
- $\gamma = \exp[0.5 \cdot k \cdot \beta_{DM|S_a}^2 / b]$  è un fattore che tiene conto della variabilità della demand connessa all'azione sismica, in cui  $k$  è il coefficiente della curva di pericolosità sismica (eq. (5.5)),  $b$  è il parametro della relazione tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale (eq. (5.6)) e  $\beta_{DM|S_a}$  è la dispersione della demand per il livello di azione sismica  ${}^{Po}S_a$ .
- $\gamma_a = \exp[0.5 \cdot k \cdot \beta_{UD}^2 / b]$  è un fattore che tiene conto delle incertezze connesse al metodo di analisi nella stima dei parametri di demand, dove  $\beta_{UD}$  è assunto pari a 0.2 per analisi dinamica non lineare;
- $\phi = \exp[-0.5 \cdot k \cdot (\beta_C^2 + \beta_{UC}^2) / b]$  è il fattore correttivo della capacity dove  $\beta_C$  è la dispersione della capacity che tiene conto della variabilità dei risultati desunti dalle prove sperimentali (eq. (5.9)), mentre  $\beta_{UC}$  tiene

conto delle incertezze legate al reale comportamento degli elementi rispetto alle prove su singolo dispositivo, ed è stato assunto pari a 0.2;  
-  $C$  è la mediana della capacity (eq. (5.8)).

Si sottolinea che nelle applicazioni, avendo fatto riferimento a curve di pericolosità approssimate desunte dalle disposizioni normative, non si è operata distinzione tra curva di pericolosità media e mediana (paragrafo 3.8).

Nota il fattore di confidenza, il livello di confidenza è espresso dalla relazione:

$$CL = \Phi(K_x) = \Phi\left(\frac{k \cdot \beta_{UT}}{2} - \frac{\ln \lambda}{b \cdot \beta_{UT}}\right) \quad (5.17)$$

dove  $\beta_{UT}$  tiene conto complessivamente delle incertezze di cui è affetta la stima del livello di confidenza.

I valori del livello di confidenza determinati attraverso la (5.17) sono ancora riportati nelle tabelle 5.22-5.26 per le strutture analizzate e con riferimento ai diversi parametri di danno considerati.

Ai fini del giudizio sull'ammissibilità delle prestazioni, le direttive FEMA 350 impongono che il livello di confidenza connesso al raggiungimento dello stato limite di collasso (SLC), identificato dal valore minimo tra quelli desunti in relazione ai parametri di demand analizzati, debba risultare non inferiore al 90%. I valori minimi del livello di confidenza per ciascun controvento sono riassunti in Tabella 5.28.

Dall'esame dei risultati è possibile osservare che i controventi dimensionati in accordo con le disposizioni normative esibiscono, per tutti i casi esaminati, prestazioni non soddisfacenti. Il valore del livello di confidenza (minimo sui parametri di demand) risulta infatti sempre minore del 90%. Al contrario, le strutture dimensionate a controllo di meccanismo forniscono livelli di confidenza maggiori, o al limite uguali, al 90%, ed esibiscono, pertanto, sempre prestazioni soddisfacenti.

In definitiva, i risultati forniti dall'applicazione della procedura suggerita dalle direttive FEMA 350 risultano, in via qualitativa, coerenti con quelli forniti dalla procedura di Jalayer e Cornell (con sole incertezze di carattere naturale) in quanto evidenziano il miglioramento delle prestazioni esibite dai controventi dimensionati a controllo di meccanismo rispetto a quelli dimensionati secondo normativa.

Ovviamente considerare oltre alle incertezze di carattere naturale quelle di carattere epistemologico, come viene fatto nelle direttive FEMA 350, determina una riduzione del livello di affidabilità, connesso appunto all'incremento del grado di incertezza di cui è affetta la valutazione delle prestazioni sismiche. Per le strutture analizzate questo effetto è tale da portare alla formulazione di un giudizio di inammissibilità delle prestazioni per i controventi dimensionati secondo normativa.

**Tabella 5.28:** Livello di confidenza delle strutture esaminate secondo le direttive FEMA 350.

<b><i>Controvento</i></b>	<b><i>Livello di confidenza (CL)</i></b>
CBF4-NTC	22.8%
CBF4-PROP	89.2%
CBF6-NTC	58.3%
CBF6-PROP	97.3%
CBF8-NTC	79.0%
CBF8-PROP	98.6%
CBF12-NTC	73.0%
CBF12-PROP	99.9%
CBF12-NTC-wind	1.4%
CBF12-PROP-wind	99.5%

I valori rappresentativi dell'affidabilità dei controventi analizzati, riassunti nelle tabelle 5.27 e 5.28, sono riportati negli istogrammi di Fig. 5.4 e 5.5. Particolarmente significativa è la Fig. 5.5 che evidenzia, come discusso in precedenza, che alla luce dei criteri di ammissibilità forniti dalle direttive FEMA 350 le strutture dimensionate in accordo con le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni esibiscono sempre prestazioni non soddisfacenti (ossia livelli di confidenza sempre inferiori al 90%) mentre le strutture progettate secondo la procedura a collasso controllato esibiscono tutte livelli di confidenza maggiori o al limite uguali al 90%.

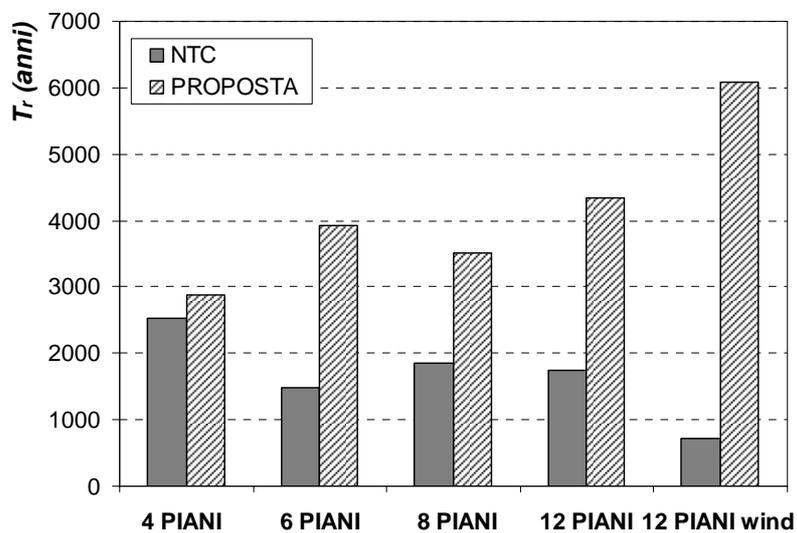


Fig. 5.4: Confronto prestazioni al variare del numero di piani in termini di periodo di ritorno.

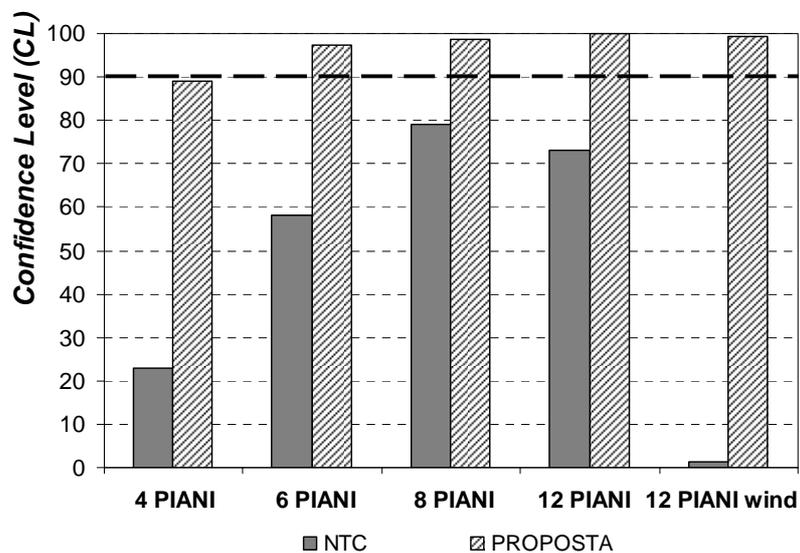


Fig. 5.5: Confronto prestazioni al variare del numero di piani in termini di livello di confidenza (la linea tratteggiata individua il valore minimo ammissibile del livello di confidenza).

Una stima quantitativa del miglioramento delle prestazioni conseguito attraverso l'implementazione della metodologia di progettazione a collasso controllato può essere espressa attraverso il rapporto tra periodi di ritorno, o livelli di confidenza, a parità di numero di piani; tali valori sono riportati in Tabella 5.29.

Dall'esame dei risultati riportati si desume che, per le strutture dimensionate, il miglioramento delle prestazioni sismiche prodotto dalla metodologia di progettazione a collasso controllato è quantificato da un incremento variabile tra 1.14 e 8.54 volte circa del periodo di ritorno valutato secondo il metodo di Jalayer e Cornell (cioè considerando le sole incertezze di carattere naturale), e da un incremento variabile tra 1.37 e 7.1 volte circa del livello di confidenza (cioè considerando anche l'influenza delle incertezze di carattere epistemologico).

**Tabella 5.29:** Confronto tra le prestazioni per le metodologie di progettazione esaminate.

n. piani struttura	Metodologia di progettazione	$T_r$ (anni)	CL	$\frac{T_{r,PROP}}{T_{r,NTC}}$	$\frac{CL_{PROP}}{CL_{NTC}}$
4 piani	NTC	2533	22.8%	-	-
	PROP	2883	89.2%	1.14	3.91
6 piani	NTC	1480	58.3%	-	-
	PROP	3933	97.3%	2.66	1.67
8 piani	NTC	1852	79.0%	-	-
	PROP	3511	98.6%	1.90	1.25
12 piani	NTC	1737	73.0%	-	-
	PROP	4333	99.9%	2.49	1.37
12 piani – wind	NTC	713	1.4%	-	-
	PROP	6090	99.5%	8.54	71.07

#### 5.4 – Analisi condotta dal punto di vista economico

Nel paragrafo precedente sono stati discussi i risultati delle analisi di affidabilità che hanno evidenziato l'efficacia del criterio di progettazione a collasso controllato capace di incrementare notevolmente il grado di affidabilità strutturale. Tuttavia tale criterio comporta inevitabilmente un incremento di peso dei controventi, tanto più elevato

quanto maggiore è il numero di piani. In particolare tale incremento è stato stimato, per i controventi analizzati, variabile tra il 13% e il 60% circa. Questo potrebbe apparentemente costituire un punto a sfavore della metodologia descritta a causa del conseguente incremento del costo dell'edificio.

E' necessario, però, riflettere sul fatto che il peso complessivo della struttura è connesso non solo ai controventi ma anche alla parte pendolare, che costituisce una componente rilevante e rimane ovviamente invariata con il criterio di progettazione impiegato per i controventi. Inoltre, nella valutazione del costo complessivo dell'opera, la voce di costo connessa alla parte strutturale è sicuramente meno rilevante rispetto a quella connessa alle finiture. Per cui risulta interessante, alla luce dei risultati ottenuti in precedenza, stimare l'incremento complessivo di costo dell'opera determinato dall'impiego della metodologia di progettazione a collasso controllato rispetto alla soluzione derivante dall'applicazione delle disposizioni normative.

A questo proposito, applicando la procedura descritta al paragrafo 2.4.3 si ottengono i valori dell'incremento complessivo del peso strutturale ( $\Delta P_s$ ) e del costo dell'opera ( $\Delta C$ ) riassunti in Tabella 5.30 al variare del numero di piani.

**Tabella 5.30:** Incrementi di peso strutturale e costo dell'opera determinati dall'applicazione della metodologia di progettazione a collasso controllato rispetto alle soluzioni da normativa.

	metod.	$P_{contr}$ (ton)	$P_c$ (ton)	$P_v$ (ton)	$P_s$ (ton)	$\Delta P_c$ (%)	$\Delta P_s$ (%)	$\Delta C$ (%)
<b>4 piani</b>	NTC	11.9	11.9	41.1	83.9	-	-	-
	PROP	13.4	13.4	41.1	88.9	11.87	6.05	1.81
<b>6 piani</b>	NTC	19.4	19.4	62.8	131.9	-	-	-
	PROP	22.7	22.7	62.8	142.2	14.85	7.78	2.33
<b>8 piani</b>	NTC	28.3	28.3	85.4	184.7	-	-	-
	PROP	34.0	34.0	85.4	202.7	18.13	9.75	2.92
<b>12 piani</b>	NTC	40.2	40.2	132.9	273.3	-	-	-
	PROP	64.1	64.1	132.9	347.9	53.16	27.31	8.19
<b>12 piani - wind</b>	NTC	49.1	49.1	132.9	300.7	-	-	-
	PROP	65.6	65.6	132.9	353.8	31.59	17.63	5.29

Nella stessa tabella si è indicato con  $P_{contr}$  il peso del controvento singolo, con  $P_c$  il peso complessivo dei controventi della struttura, con  $P_v$  il peso della parte pendolare e con  $P_s$  il peso della struttura.

Dai valori riportati si osserva che la metodologia a collasso controllato determina un incremento del peso strutturale (e quindi del costo dell'opera), rispetto alla soluzione derivante dall'applicazione del criterio di progettazione prescritto dalla normativa, che risulta crescente col numero di piani. In particolare l'incremento di peso strutturale varia tra 6.0% e 27.3%, mentre l'incremento di costo complessivo risulta piuttosto contenuto, variando tra un valore minimo pari a 1.8% e un valore massimo pari a 8.2%.

In Fig. 5.6 e 5.7 sono riportati i confronti incrociati in termini di incremento di affidabilità – incremento di costo dell'opera. In particolare la prima figura fa riferimento all'affidabilità strutturale espressa in termini di periodo di ritorno, valutato secondo la procedura di Jalayer e Cornell, mentre la seconda fa riferimento al livello di confidenza, determinato in accordo con le direttive FEMA 350.

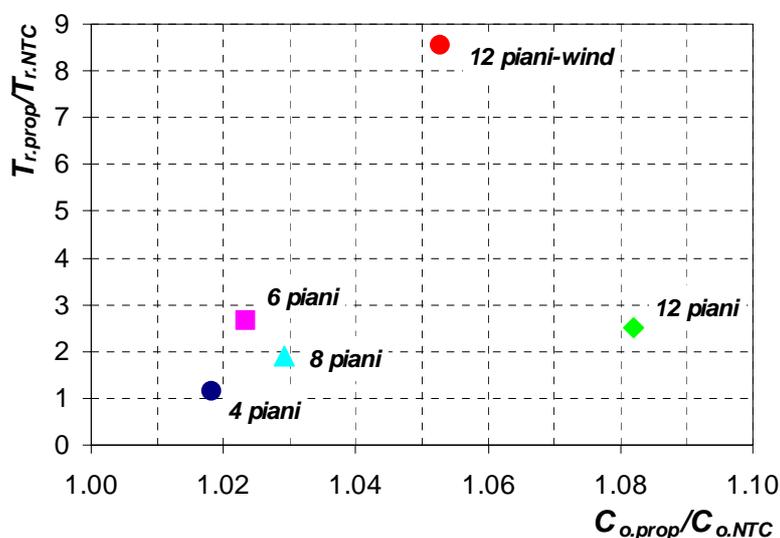


Fig. 5.6: Confronto incrociato in termini di incremento di costo dell'opera-incremento del periodo di ritorno al variare del numero di piani.

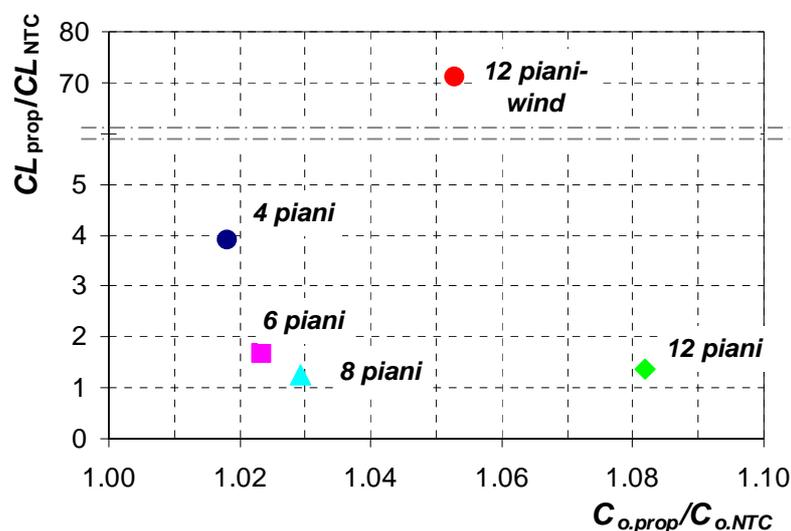


Fig. 5.7: Confronto incrociato in termini di incremento di costo dell'opera-incremento del livello di confidenza al variare del numero di piani.

Le due figure mostrano che attraverso la metodologia di progettazione a collasso controllato è possibile conseguire un notevole miglioramento dell'affidabilità strutturale a prezzo di incrementi esigui del costo complessivo dell'edificio.

Inoltre, le normative attualmente vigenti in materia di appalti pubblici (D.P.R. 554/99 e D.Lgv. 163/2001) fissano nel 5% il limite all'incremento dell'importo complessivo dei lavori previsto per le varianti migliorative. Per gli edifici di 4, 6 e 8 piani l'incremento di costo dell'opera risulta addirittura inferiore rispetto a tale valore, mentre solo per i 12 piani l'incremento di costo raggiunge l'8% circa.

### 5.5 – Conclusioni

Nel presente capitolo è stato effettuato un confronto tra le prestazioni sismiche esibite da controventi a diagonale singola dimensionati in accordo con le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08) e secondo la metodologia di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003) al variare del numero di piani (4, 6, 8 e 12). Il comportamento sismico delle strutture dimensionate è stato

indagato attraverso analisi dinamiche non lineari condotte mediante il programma di analisi OpenSEES per un set di 30 accelerogrammi storici opportunamente selezionati. Le prestazioni sismiche sono state valutate applicando la procedura di Jalayer e Cornell (2003), finalizzata alla determinazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite (considerando la presenza delle sole incertezze di carattere naturale), e attraverso l'applicazione delle direttive FEMA 350 (2000), che conducono alla determinazione del livello di confidenza con il quale la struttura in esame è in grado di esibire date prestazioni (considerando anche l'influenza delle incertezze di carattere epistemologico).

I risultati delle analisi hanno mostrato che l'applicazione della procedura di progettazione a controllo di meccanismo fornisce un notevole miglioramento dell'affidabilità sismica, che si traduce, per le strutture esaminate, in un incremento variabile tra 1.14 e 8.54 volte del periodo di ritorno, ossia un incremento variabile tra 1.25 e 71.0 volte del livello di confidenza. In particolare, facendo riferimento al valore minimo del livello di confidenza raccomandato dalle direttive FEMA 350 con riferimento allo stato limite di collasso, pari al 90%, si è osservato che i controventi dimensionati secondo le disposizioni normative forniscono sempre livelli di confidenza minori di quello suggerito, mentre le strutture dimensionate secondo il criterio a collasso controllato esibiscono sempre prestazioni soddisfacenti, essendo il livello di confidenza sempre maggiore, o al limite uguale, al 90%.

D'altra parte l'applicazione del criterio di progettazione proposto determina un incremento del peso dei controventi singoli variabile tra 13% e 60% circa, ovviamente più importante all'aumentare dell'altezza della struttura. Tuttavia, l'analisi condotta dal punto di vista economico ha mostrato che tale incremento di peso si traduce in incrementi di costo complessivo degli edifici decisamente contenuti, variabili tra 1.8% e 8.2% circa per le strutture esaminate.

In conclusione, le analisi delle prestazioni sismiche condotte per controventi concentrici hanno mostrato l'efficacia del criterio di progettazione a collasso controllato in grado di incrementare notevolmente l'affidabilità strutturale rispetto all'applicazione della tradizionale metodologia di progettazione, adottata dalle normative vigenti, a prezzo di incrementi di costo complessivo delle opere decisamente contenuti.

## CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha avuto come obiettivo la valutazione dell'affidabilità di controventi concentrici dimensionati secondo diverse metodologie di progettazione. In particolare sono stati analizzati il criterio di progettazione tradizionale prescritto dalle vigenti normative per edifici in zona sismica (CEN 2004a, D.M. 14/01/08) e l'innovativa metodologia di progettazione a collasso controllato, basata sulla rigorosa applicazione dei principi del capacity design. La prima parte del lavoro è stata finalizzata all'analisi delle procedure di progettazione elencate e ad un confronto preliminare, in termini deterministici, tra le prestazioni esibite da controventi dimensionati secondo le dette metodologie. La seconda parte, invece, è stata indirizzata ad un confronto, in termini di affidabilità, tra controventi dimensionati secondo le metodologie indagate, nonché all'approfondimento di alcuni aspetti connessi all'applicazione dei metodi disponibili per l'analisi probabilistica delle prestazioni sismiche.

Nel Capitolo I è stato affrontato lo studio del comportamento degli elementi di controvento. Le diagonali esibiscono un comportamento ciclico non-lineare, a causa dell'occorrenza del fenomeno dell'instabilità in compressione, e rapidamente degradante per cicli successivi al primo, a causa delle deformazioni plastiche accumulate e dell'effetto Baushinger. Al fine di indagare il comportamento sismico di strutture di controvento è pertanto indispensabile disporre di strumenti di analisi efficaci che consentano di modellare con sufficiente grado di approssimazione il comportamento ciclico delle diagonali. A questo proposito nel Capitolo I è stata presentata la formulazione analitica dettagliata del modello di Georgescu (1992) ed è stato, inoltre, illustrato il modello di Ikeda-Mahin (1984) implementato nel programma di analisi PC-ANSR (Maison, 1992). Tale programma presenta, infatti, il vantaggio di disporre di uno specifico elemento di libreria, detto "*non-linear brace element*", capace di descrivere il comportamento non-lineare e degradante delle diagonali. Tuttavia esso presenta una limitazione al numero di aste implementabili che lo rende inapplicabile per l'analisi di

strutture di media ed elevata altezza. Per questo motivo, è stato elaborato uno specifico modello in grado di descrivere il comportamento delle diagonali nel programma di analisi OpenSEES. Tale modello sfrutta l'applicazione di una forza fittizia ortogonale all'asse della membratura nella sezione di mezzera, allo scopo di forzarne lo sbandamento fuori piano modellando il fenomeno dell'instabilità in compressione. La forza è chiaramente calibrata allo scopo di conseguire un valore dello sforzo normale resistente pari a quello fornito dall'Eurocodice 3 (CEN 2005). Riguardo invece al comportamento degradante per cicli successivi al primo, tale effetto è stato modellato ricorrendo al legame di Giuffrè-Menegotto-Pinto (Giuffrè e Pinto, 1970; Menegotto e Pinto, 1973) per la caratterizzazione del legame costitutivo delle membrature di controvento.

Nel Capitolo II sono state illustrate le metodologie di progettazione analizzate, in particolare la metodologia di progettazione tradizionale, prescritta dalle attuali normative vigenti in materia di strutture in zona sismica (CEN 2004a e D.M. 14/01/08), e l'innovativa metodologia di progettazione a collasso controllato. Nello stesso capitolo è stato presentato un confronto preliminare tra le prestazioni esibite da due controventi a quattro piani del tipo a diagonale singola contrapposta dimensionati secondo le metodologie descritte. Le prestazioni sismiche dei due controventi sono state indagate da un punto di vista deterministico, ossia senza considerare la pericolosità sismica locale e le incertezze connesse alla natura dell'input sismico e alla capacità strutturale. A questo scopo sono state condotte analisi dinamiche non lineari per mezzo del programma di analisi PC-ANSR con riferimento a cinque registrazioni accelerometriche reali selezionate dal database del PEER e per livelli crescenti della pseudo-accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura. Tre modalità di collasso significative sono state considerate: eccessivo danneggiamento di piano, frattura delle diagonali per eccessivo impegno plastico e instabilità fuori piano delle colonne. Allo scopo di esaminare le prestazioni in relazione alle modalità di collasso descritte, nel corso delle analisi sono stati monitorati tre parametri caratteristici della risposta strutturale, ognuno corrispondente ad una delle modalità di collasso elencate: massimo drift d'interpiano, massima duttilità ciclica adimensionalizzata delle diagonali e massimo sforzo normale adimensionalizzato nelle colonne. Le analisi condotte hanno evidenziato

innanzitutto una non uniforme partecipazione delle diagonali dei diversi livelli alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso. Tale aspetto è da imputarsi principalmente alla limitazione alla snellezza delle diagonali prevista dalle disposizioni normative. Secondo tale procedura di dimensionamento, infatti, le diagonali vanno progettate per soddisfare, oltre il criterio di resistenza, la limitazione  $\lambda/\lambda_{lim} \leq 2.0$  (dove  $\lambda_{lim}$  rappresenta la snellezza al limite elastico) allo scopo di impedire l'impiego di diagonali eccessivamente snelle e proteggere quindi i fazzoletti di collegamento dalla rottura per fatica oligociclica. Tale limitazione, tuttavia, comporta il sovradimensionamento delle diagonali agli ultimi livelli, e ciò, insieme al fatto di disporre di un sagomario discreto, determina una non uniforme distribuzione della sovrarresistenza delle diagonali ai diversi livelli e il non uniforme impegno delle stesse. In particolare dalle analisi risulta che, indipendentemente dal criterio impiegato, la diagonale maggiormente impegnata è quella cui corrisponde il minimo fattore di sovrarresistenza, mentre la diagonale meno coinvolta è quella dell'ultimo livello, sovradimensionata a causa della limitazione alla snellezza. Se però da un punto di vista qualitativo il comportamento risulta simile, varia notevolmente, con il criterio di progettazione impiegato, l'energia dissipata dalle diagonali ai diversi livelli. Il criterio di progettazione prescritto dalla normativa, infatti, non consente di utilizzare la potenziale capacità dissipativa della struttura a causa dell'occorrenza prematura dell'instabilità delle colonne. Responsabile di questo effetto è il criterio di progettazione previsto per gli elementi non dissipativi che non applica i principi del capacity design. Infatti le sollecitazioni di progetto di travi e colonne non tengono conto dell'effettiva sovrarresistenza delle diagonali; ne consegue che in condizioni di collasso gli elementi dissipativi sono in grado di trasmettere a quelli non dissipativi, ed in particolare alle colonne, sforzi maggiori di quelli di progetto, potendone causare l'instabilizzazione prematura. Tale effetto è ovviamente tanto più importante quanto maggiore è la sovrarresistenza delle diagonali, e ciò spiega perché la crisi del controvento dimensionato secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a) interviene per instabilità delle colonne dell'ultimo livello, ossia quello in corrispondenza del quale le diagonali risultano sovradimensionate a causa della limitazione alla snellezza. Il criterio di progettazione a collasso controllato (Longo et al., 2003) è basato, al

contrario, sulla rigorosa applicazione dei principi del capacity design ponendosi come obiettivo la protezione degli elementi non dissipativi allo scopo di favorire lo sviluppo di meccanismi globali. Tale metodologia risulta di semplice applicazione, e i risultati delle analisi preliminari sul controvento a quattro piani hanno mostrato che le prestazioni esibite sono decisamente migliori rispetto a quelle fornite dal controvento dimensionato secondo normativa. Con riferimento agli accelerogrammi analizzati, infatti, la crisi interviene sempre o per eccessivo impegno plastico delle diagonali o per eccessivo danneggiamento di piano. Inoltre si consegue un incremento notevole del massimo livello medio dell'azione sismica sopportabile dalla struttura (espressa in termini di accelerazione di picco al suolo) ed un incremento consistente della capacità dissipativa, a prezzo di un incremento di costo complessivo dell'opera assolutamente trascurabile.

Allo scopo di effettuare un confronto delle prestazioni in termini di affidabilità, nella seconda parte del lavoro è stato affrontato lo studio dei metodi attualmente disponibili in letteratura per l'analisi probabilistica delle prestazioni sismiche delle strutture (Capitolo III), tra i quali in particolare il metodo di Jalayer e Cornell (2003) e la procedura fornita dalle direttive FEMA 350 (2000). Il metodo di Jalayer e Cornell fornisce un'espressione in forma chiusa per la valutazione della frequenza annua media di superamento di un dato stato limite (o in modo equivalente del periodo di ritorno) ricorrendo ad alcune ipotesi semplificative sulla forma della curva di pericolosità e sulla legge di distribuzione di demand e capacity. Tra le ipotesi di base del metodo risulta particolarmente rilevante quella di omoschedasticità, ossia di dispersione costante della demand con la misura dell'intensità dell'azione sismica. La dispersione dei parametri caratteristici della risposta strutturale è invece chiaramente variabile, in particolare crescente con la misura dell'intensità dell'azione sismica per effetto dell'incremento del grado di danneggiamento strutturale. Nel Capitolo IV è stata riportata in dettaglio l'analisi di affidabilità relativa ad un controvento a quattro piani dimensionato secondo le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a). I risultati hanno mostrato che la procedura di Jalayer e Cornell (applicata nella formulazione che considera le sole incertezze di carattere naturale) risulta piuttosto sensibile alla scelta del valore della dispersione della demand. Allo scopo di fornire un'indicazione utile per la valutazione di tale

parametro, i risultati della procedura di Jalayer e Cornell, al variare del criterio per la determinazione della dispersione, sono stati confrontati con quelli desunti dall'integrazione numerica dell'equazione del PEER. Dall'analisi condotta è emerso che la dispersione media della demand nell'intervallo di interesse, ossia nel quale risulta valida la regressione sui dati della mediana della demand in cui ricade il valore mediano della capacity, fornisce scarti contenuti rispetto all'integrale di convoluzione e risulta inoltre di semplice determinazione; ne consegue che tale criterio può essere suggerito per la stima del parametro di dispersione da inserire nell'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell. In definitiva l'unico strumento in grado di fornire una stima attendibile dell'affidabilità strutturale è l'integrazione numerica dell'equazione del PEER; tale procedura risulta anche l'unica applicabile nel caso in cui le curve IDA, fornite dall'analisi probabilistica della risposta strutturale, assumano un andamento asintotico verticale, poiché l'espressione in forma chiusa restituisce una forma indeterminata. Tuttavia la sua applicazione richiede un onere computazionale notevole, data la necessità di disporre dei risultati dell'analisi probabilistica della demand su un elevato numero di strisce, ossia su un ampio campo dei valori della misura dell'intensità dell'azione sismica, tale da indagare il comportamento strutturale dalla fase elastica a quella plastica fino alle condizioni di collasso. Al contrario, il metodo di Jalayer e Cornell consente di ottenere una stima dell'affidabilità a partire dai risultati delle analisi dinamiche su un limitato numero di strisce; di contro il risultato è affetto da un grado di approssimazione connesso alla rilevanza delle ipotesi semplificative alla base del metodo.

La procedura di Jalayer e Cornell è stata infine applicata per confrontare le prestazioni sismiche esibite da controventi del tipo a diagonale singola dimensionati secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08) e secondo la procedura a collasso globale (Longo et al., 2003) al variare del numero di piani (4, 6, 8 e 12 piani). I risultati, riportati e discussi nel Capitolo V, hanno mostrato che i controventi dimensionati a collasso controllato esibiscono prestazioni migliori rispetto a quelli dimensionati secondo normativa. In particolare risultano decisamente più alti i periodi di ritorno desunti con riferimento allo stato limite di instabilità delle colonne; ciò dimostra il raggiungimento dell'obiettivo di progetto che consiste nella protezione

degli elementi non dissipativi. Le prestazioni sismiche dei controventi dimensionati sono state esaminate anche alla luce delle disposizioni fornite dalle direttive FEMA 350 (2000). La procedura fornita da tali direttive si basa sulla formulazione completa del metodo di Jalayer e Cornell che considera l'influenza delle incertezze di carattere epistemologico, cioè connesse alle conoscenze limitate, oltre a quelle di carattere naturale. La procedura delle FEMA 350 è finalizzata alla stima del livello di confidenza con il quale una struttura è in grado di esibire determinate prestazioni, ossia alla determinazione del livello di incertezza di cui è affetta la stima delle prestazioni sismiche. Le analisi hanno evidenziato che i controventi dimensionati secondo le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni forniscono prestazioni insoddisfacenti. Il livello di confidenza risulta, infatti, sempre inferiore al valore minimo, pari al 90%, suggerito dalle direttive con riferimento alle prestazioni corrispondenti allo stato limite di collasso. Al contrario, i livelli di confidenza ottenuti con riferimento ai controventi dimensionati secondo il criterio a meccanismo globale sono sempre maggiori o al limite uguali al 90%, per cui le prestazioni esibite risultano in ogni caso soddisfacenti. Inoltre l'incremento di peso dei controventi conseguente all'applicazione delle procedura a controllo di meccanismo si traduce in un incremento di costo complessivo degli edifici assolutamente ammissibile; tale incremento risulta inferiore al 3% per gli edifici fino a 8 piani e solo nel caso dei 12 piani raggiunge l'8%.

In definitiva le analisi condotte, sia quella preliminare deterministica che quelle di affidabilità, hanno evidenziato che il criterio di progettazione suggerito dalle attuali normative conduce alla progettazione di strutture più leggere che pagano però con una crisi prematura per instabilizzazione fuori piano delle colonne. Di contro è stata evidenziata l'efficacia del criterio di progettazione a collasso controllato che consente di conseguire un notevole miglioramento delle prestazioni sismiche a prezzo di un incremento di costo complessivo degli edifici decisamente contenuto.

## BIBLIOGRAFIA

- American Institute of Steel Constructions (AISC) (1992):** «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings», Chicago, Illinois.
- Applied Technology Council (ATC 40) (1996):** «Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings» Redwood City.
- Ballio, G.; Mazzolani, F.M. (1987):** «Strutture in acciaio», Edizione Hoepli – Milano.
- Bertero, V.V. (1996):** «The need for multi-level seismic design criteria», 11th World conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico. Elsevier Science Ltd.
- Black, C.; Makris, N.; Aiken, I. (2008):** «Component testing, stability analysis and characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces», PEER report 2002/08.
- Black, R.G., Wenger, W.A., and Popov, E.P. (1980):** «Inelastic Buckling of Steel Structures under Cyclic Load and Reversal», Report UBC/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Bruneau, M., Uang, C.M., Whittaker, A. (1998):** «Ductile design of steel structures», McGraw-Hill, Network..
- Canadian Standard Association (CSA) (1994):** «Limit State Design of Structures», CAN/CSA-S16.1-M94, Rexdale, Ontario, Canada.
- CECM-ECCS (1978):** «European Recommendations For Steel Constructions», Convenzione Europea delle Costruzioni Metalliche.
- CNR-DT 10011 (1973):** «Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e il montaggio», Consiglio Nazionale delle Ricerche – commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, Roma.
- CNR-DT 207/2008 (2008):** «Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni», Consiglio Nazionale delle Ricerche – commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, Roma.
- Conti, M.A.; Mastrandrea, L.; Piluso, V. (2006):** «Plastic design of seismic resistant knee frames», Stessa - 5th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas.

- Cornell, C.A.; Krawinkler, H. (2000):** «Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment». PEER newsletter.
- Cornell, C.A.; Jalayer, F.; Hamburger, R.O.; Foutch, D.A. (2002):** «Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines», *Journal of Structural Engineering* 128, pp. 526-533, ASCE.
- Cosenza, E.; Manfredi, G.; Pecce, M. (2008):** «Strutture in cemento armato», Editore Ulrico Hoepli – Milano.
- D’Aniello, M.; Della Corte, G.; Mazzolani, F.M. (2008):** «"Only-steel" buckling-restrained braces – an experimental study», 5th European Conference on Steel and Composite Structures, EUROSTEEL 2008. Graz, Austria pp. 1323-1328.
- Decreto Legislativo 12 Aprile 2001, n. 163:** «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»
- Decreto del Presidente della Repubblica 21 Dicembre 1999, n. 554:** «Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni»
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni» e relativa circolare esplicativa n. 617 del 02 febbraio 2009.
- EdiLus-MS:** «Mappe sismiche per l’individuazione della pericolosità sismica delle località italiane» ACCA software S.p.a., <http://www.acca.it/EdiLus-MS/>
- Elnashai, S.; Papanikolaou, V.; Lee D.H. (2006):** «ZEUS-NL: A System for Inelastic Analysis of Structures», Mid-America Earthquake Center – University of Illinois
- EN 1990 (2006):** «Basis of structural design». Comité Européen de Normalisation.
- EN 1993-1-1 (2005):** «Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings». Comité Européen de Normalisation.
- EN 1998-1 (2004a):** Eurocode 8: «Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings», Comité Européen de Normalisation.
- EN 1998-2 (2004b):** Eurocode 8: «Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges», Comité Européen de Normalisation.
- Fardis, M.N. (2004):** «A European perspective to performance-based seismic design, assessment and retrofitting», in: Fajfar P, Krawinkler, H, editors. Proceedings of international workshop, Bled, Slovenia.

- 
- Federal Emergency Management Agency (FEMA 273) (1997):** «Guidelines for the seismic Rehabilitation of buildings», Washington.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA 350) (2000):** «Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings», Washington.
- Filippou, F.C.; Bertero, V.V.; Popov, E.P. (1983):** «Effects of bound deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints», Earthquake Engineering Research Centre, Report 83/19, University of California, Berkeley.
- Georgescu, D.; Toma, C.; Gosa, O. (1992):** «Post-critical Behaviour of “K” Braced Frames», Journal of Constructional Steel Research 21, Elsevier Science.
- Ghobarah, A. (2001):** «Performance-based design in earthquake engineering: state of development», Engineering structure 23, pp.878-884., Elsevier Science.
- Giovenale, P. (2002):** «Valutazione del rischio sismico di strutture: caratterizzazione dell'azione e tecniche di analisi», tesi di dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università degli Studi di Roma.
- Giuffrè, A.; Pinto P.E. (1970):** «Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità», Giornale del Genio Civile n.5.
- Giugliano, M.T; Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V. (2007a):** «Affidabilità sismica di controventi concentrici con RSS (Reduced Section Solution)», XII Convegno ANIDIS, Pisa, 10-14 Giugno 2007.
- Giugliano, M.T; Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V. (2007b):** «Controventi innovativi del tipo RSS: regole di progetto ed affidabilità sismica», INGEGNERIA SISMICA 3, pp. 7-24.
- Giugliano, M.T.; Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V. (2008):** «Seismic reliability of CB-frames: influence of homoschedasticity hypothesis of structural response parameters», 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt, Germany, 26-27 November 2008.
- Giugliano, M.T.; Longo, A.; Mastrandrea, L.; Montuori, R.; Piluso, V. (2009):** «Plastic design of MRF-CBF systems», Sixth International Conference on Advances in Steel Structures - ICASS '09, Hong Kong, China, 16-18 December 2009.
- Ikeda, K., Mahin, S.A., (1984):** «A Refined Physical Theory Model for Predicting the Seismic Behaviour of Braced Frames», Report UMEE 77R3, Department of Civil Engineering, The University of Michigan.

- Iwata, M.; Kato, T.; Wada, A. (2000):** «Buckling-restrained braces as hysteretic dampers», Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas; Proceedings of the STESSA 2000 Conference. Montreal, Canada. pp 33-38.
- Jain, A.K., Goel, S.C. and Hanson, R.D. (1978):** «Hysteresis Behaviour of Bracing Members and Seismic Response of Braced Frames with Different Proportions», Report UMEE 78R3, Department of Civil Engineering, The University of Michigan.
- Jalayer, F.; Cornell, C.A. (2003):** «A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats», PEER Report.
- Krawinkler, H.; Medina, R.; Alavi, B. (2003):** «Seismic drift and ductility demand and their dependence on ground motions», Engineering Structures 25, pp. 637-653, Elsevier Science.
- Longo, A. (2001):** «Analisi dei criteri di progettazione di controventi concentrici sismo-resistenti del tipo X-braced» Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Relatore: V.Piluso, Università degli Studi di Salerno.
- Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V. (2003):** «Proposta di una metodologia innovativa di progettazione per controventi concentrici ad 'X'», C.T.A. Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, Genova.
- Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V. (2005):** «An innovative conception for bracing members: The reduced brace section solution», 4th European Conference on Steel Structures – Maastricht, The Netherlands.
- Longo, A.; Montuori, R.; Piluso, V. (2009):** «Seismic reliability of V-braced frames: influence of design methodologies», Earthquake Engineering and Structural Dynamics: (2009).
- Maison, B.F. (1992):** «PC-ANSR (based on: MINI-ANSR and ANSR-1). A Computer Program for Nonlinear Structural Analysis», version January 1992.
- Mazzolani, F.M.; Piluso, V. (1997a):** «Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames», Earthquake Engineering and Structural Dynamics 26, pp. 167-191.
- Mazzolani, F.M., Piluso, V. (1997b):** «Esame critico delle prescrizioni dell'Eurocodice 8 riguardanti le strutture in acciaio», XVI Congresso C.T.A., Ancona, Italy.
- Medhekar, M.S., Kennedy, D.J.L. (1998):** «Displacement-based seismic design of building application», *Engineering of Structures*, Vol. 20, pp 433-446.
- Melchels, R.E. (1999):** «Structural Reliability Analysis and Prediction», Wiley edition.

- Menegotto, M.; Pinto, P.E. (1973):** «Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plate frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending», Proceedings IABSE Symposium, Lisbona.
- OpenSEES – Open System for Earthquake Engineering Simulation (1999):** Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of Berkeley, California.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database,** <http://peer.berkeley.edu/smcat>.
- Pinto, P.E.; Giannini, R; Franchin, P. (2004):** «Seismic reliability analysis of structures», IUSS Press, Pavia.
- Prakash, V.; Powell, G.H.; Filippou F.C. (1993):** «DRAIN-2DX: Static and Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures», Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of Berkeley, California.
- Rezai, M.; Prion, H.G.L.; Tremblay, R.; Bonatay, N.; Timber, P. (2000):** «Seismic Performances of Brace Fuse Elements for Concentrically Steel Braced Frames», Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Proceedings of the Third International Conference STESSA 2000. Montreal pp. 39-46.
- Shome, N.; Cornell, C.A. (1999):** «Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures», Report n. RMS-35, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Shome, N.; Cornell, C.A. (2000):** «Structural seismic demand analysis: Consideration of Collapse», 8th Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC) (1995):** «Vision 2000 – A Framework for Performance Based Design», Vol. I-III, Seismology Committee, Sacramento, San Francisco, Los Angeles, California.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC) (1990), (1996), (1999):** «Tentative Lateral Force Requirement», Seismology Committee, Sacramento, San Francisco, Los Angeles, California.
- Song, J.; Ellingwood, B.R. (1999):** «Seismic reliability of special moment steel frames with welded connections», I. J Struct Eng–ASCE 1999;125(4):357–71.
- Tremblay, R.; Degrange, G.; Blouin, J. (1999):** «Seismic rehabilitation of a four-storey building with a stiffened bracing system»; Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, pp 549-544.

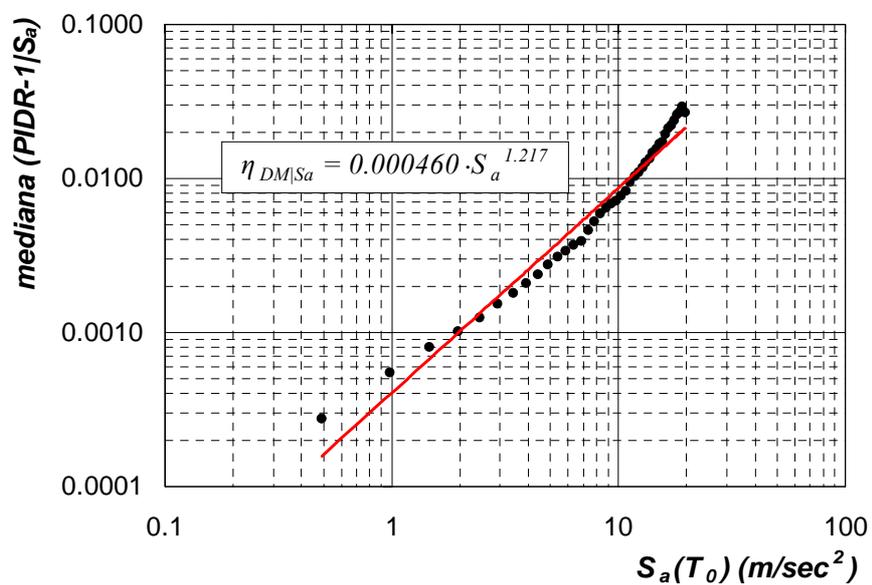
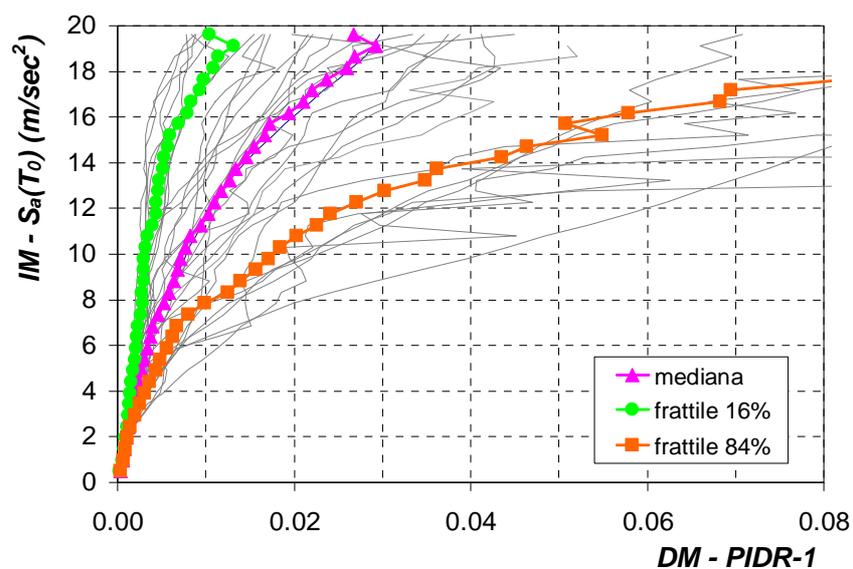
- Tremblay, R. (2002):** «Inelastic seismic response of steel bracing members». Journal of Constructional Steel Research, Vol.58, pp 665-701, Elsevier Science.
- Tremblay, R. (2007):** «Innovative braced frame steel structures for seismic resistance», L'ingegneria sismica in Italia, XII Convegno ANIDIS – Pisa.
- Watanabe, A.; Hitomi, Y.; Saeki, E.; Wada, A.; Fujimoto, M. (1988):** «Properties of braces encased in buckling-restraining concrete and steel tube», Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan. Vol. IV: 719-724.

## APPENDICE A

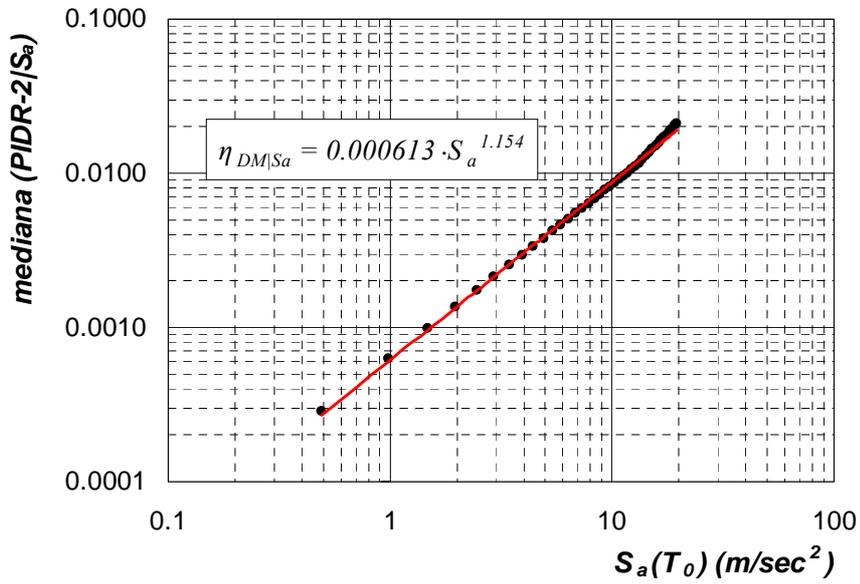
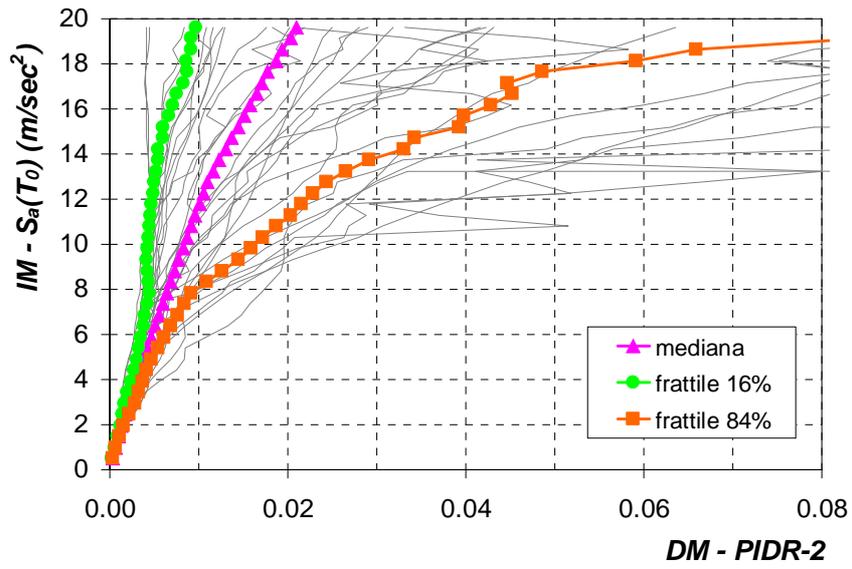
In questa sezione si riporta la sintesi dei risultati delle analisi dinamiche condotte sul controvento a quattro piani dimensionato in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 (CEN 2004a) di cui si è discusso nel corso del Capitolo II. In particolare per ogni piano e per ciascuno dei parametri di demand analizzati, ossia massimo drift d'interpiano ( $PIDR$ ), massima duttilità ciclica normalizzata ( $\mu/\mu_{lim}$ ) e sforzo normale massimo adimensionalizzato nelle colonne ( $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ ), si riportano:

- le curve IDA ottenute con riferimento alle analisi dinamiche non lineari relative ai 30 accelerogrammi storici analizzati; nei grafici sono inoltre riportate le curve di mediana e frattili al 16% e 84%, i cui valori sono stati ottenuti attraverso l'applicazione del modello a tre parametri, nel caso dei parametri di demand espressi in termini di spostamento ossia  $PIDR$  e  $\mu/\mu_{lim}$  (dato il verificarsi di casi di collasso per instabilità dinamica), e attraverso l'applicazione del metodo delle statistiche contate nel caso del parametro di forza  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$ ;
- la regressione lineare nel piano logaritmico sui dati della mediana della demand da cui si deducono i valori dei parametri  $a$  e  $b$  impiegati nell'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell. Come specificato al punto precedente i valori della mediana della demand sono quelli desunti dall'applicazione del modello di distribuzione a tre parametri o del metodo delle statistiche contate a seconda che si tratti di parametri di demand espressi in termini di spostamento o di forza, rispettivamente.

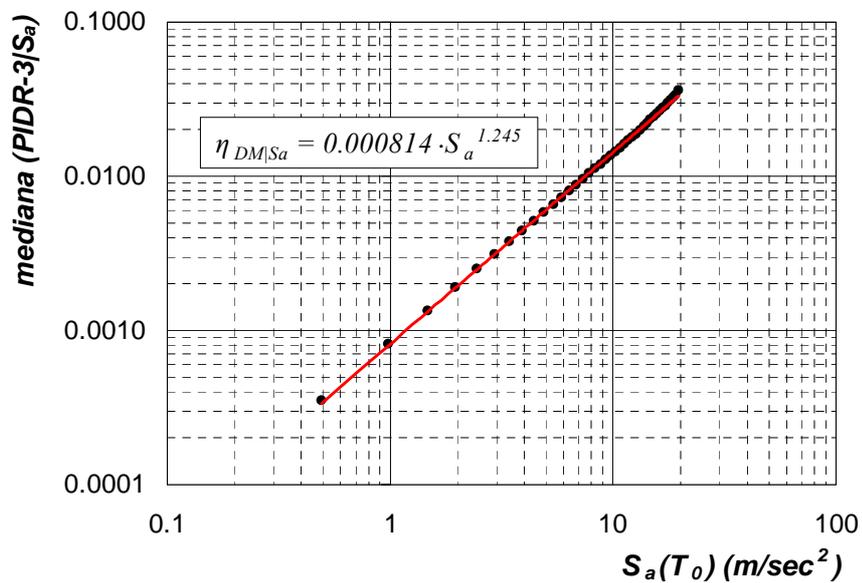
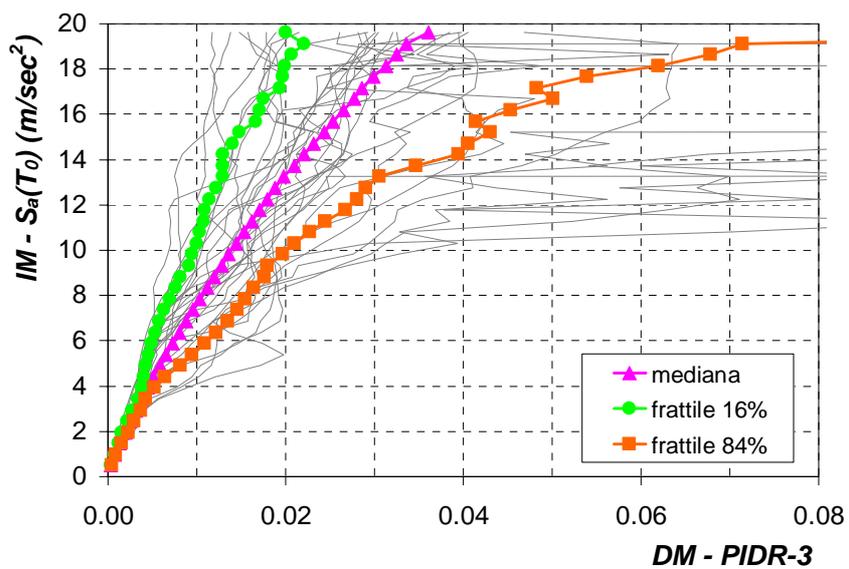
## PARAMETRO DI DEMAND: PIDR al livello 1



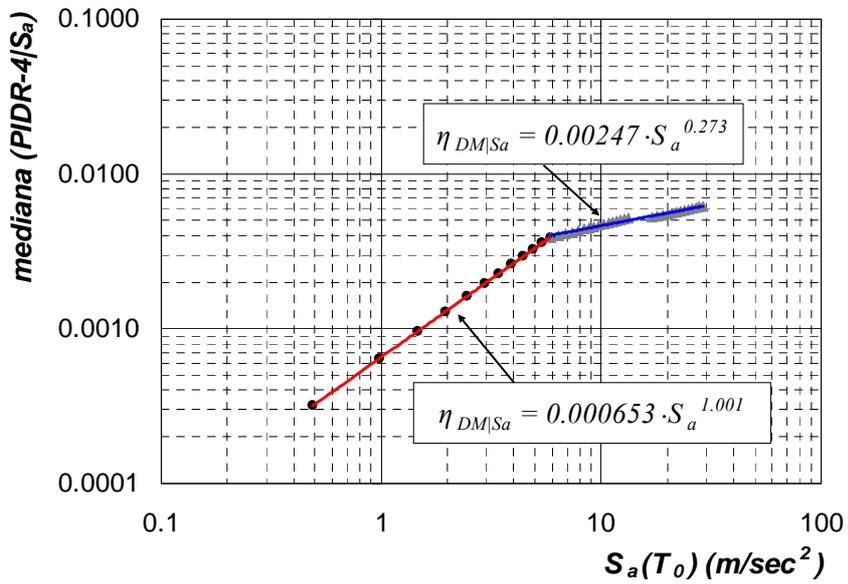
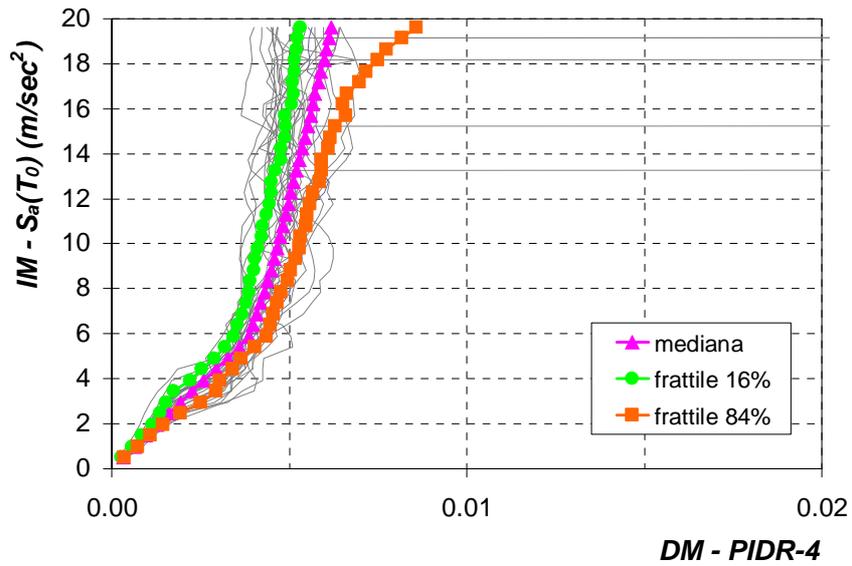
**PARAMETRO DI DEMAND: PIDR al livello 2**

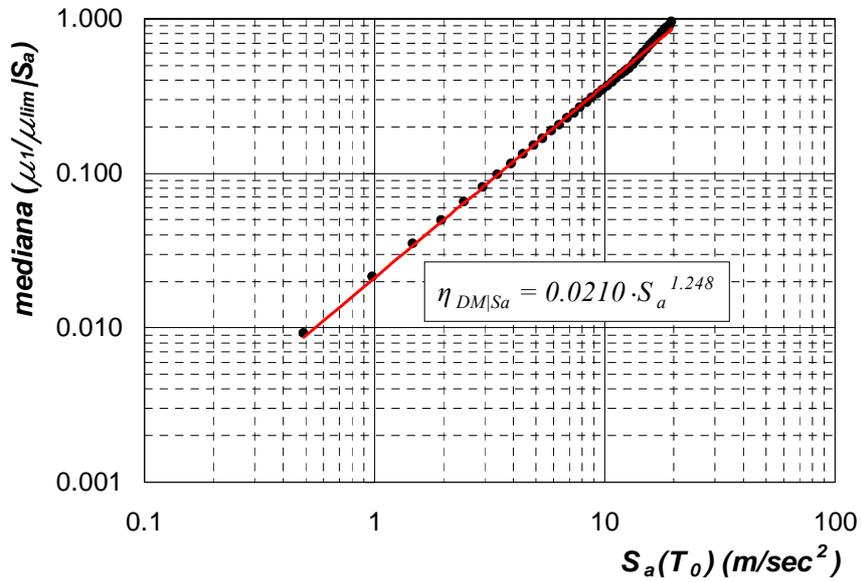
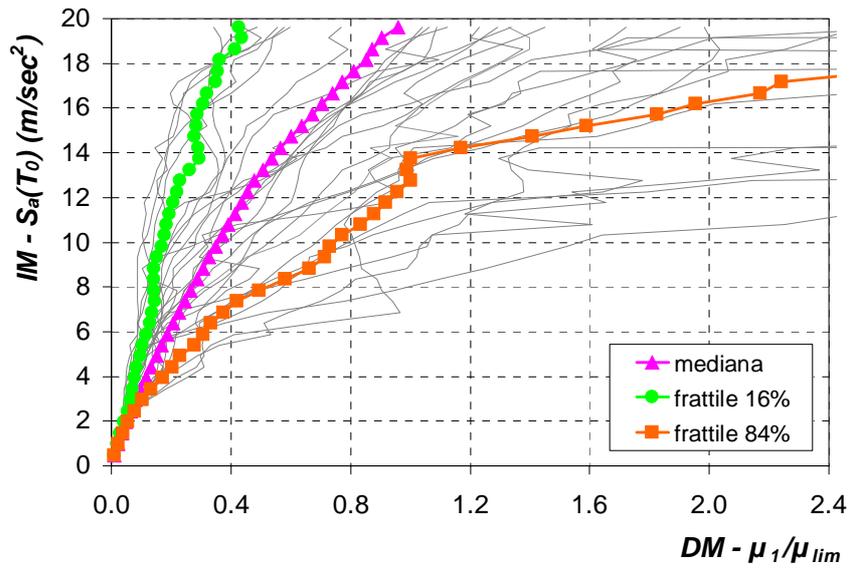


## PARAMETRO DI DEMAND: PIDR al livello 3

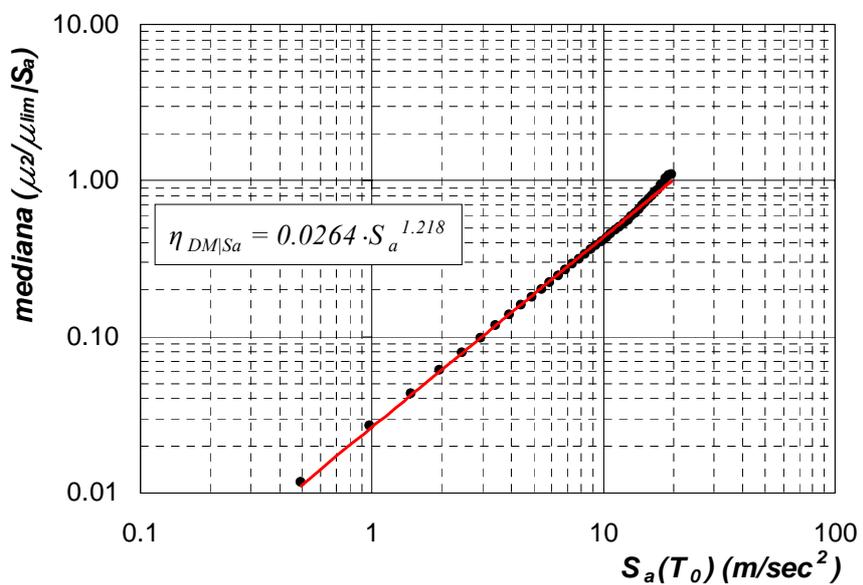
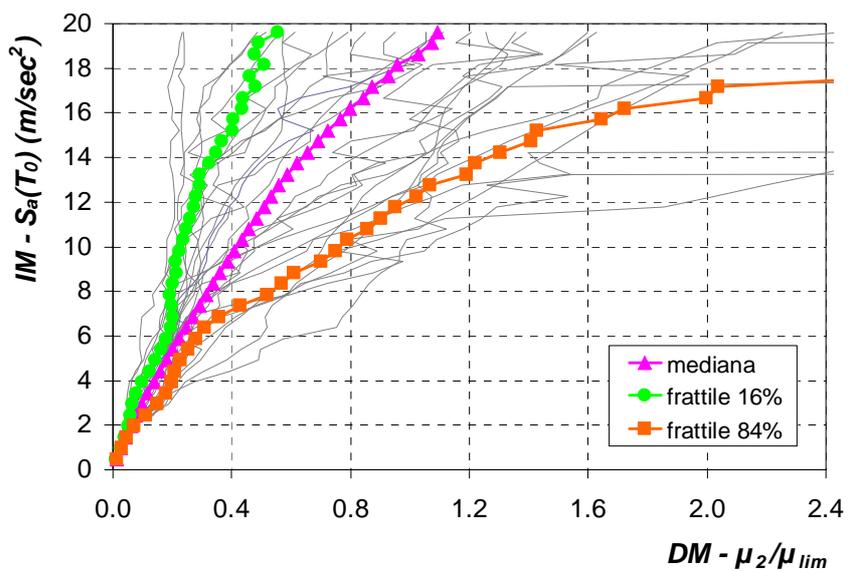


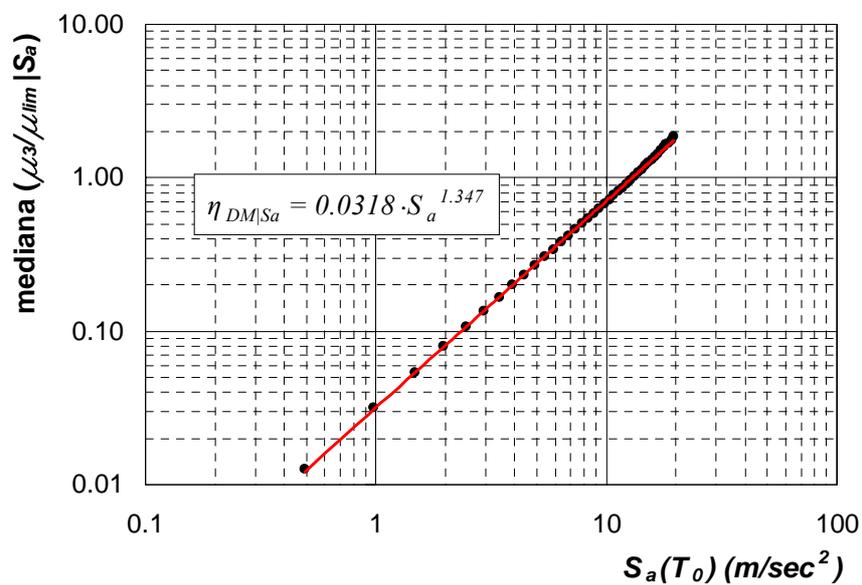
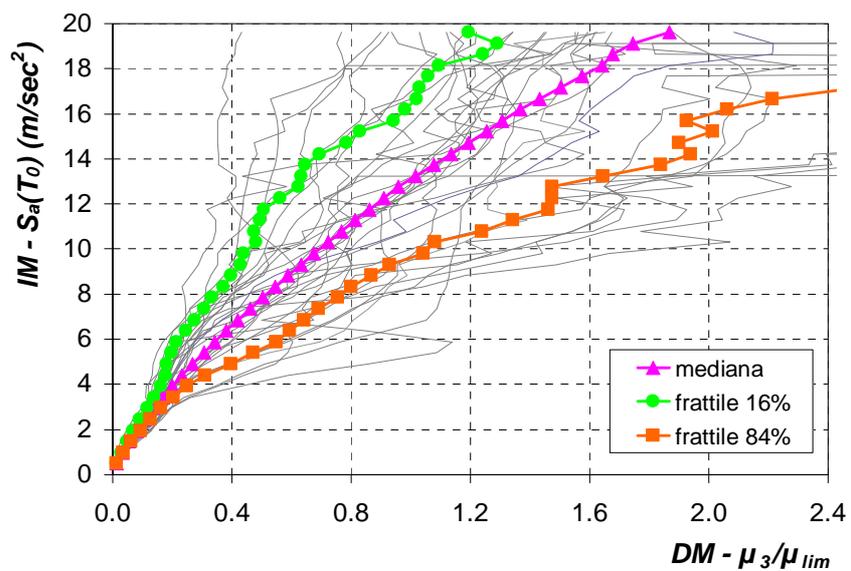
**PARAMETRO DI DEMAND: PIDR al livello 4**



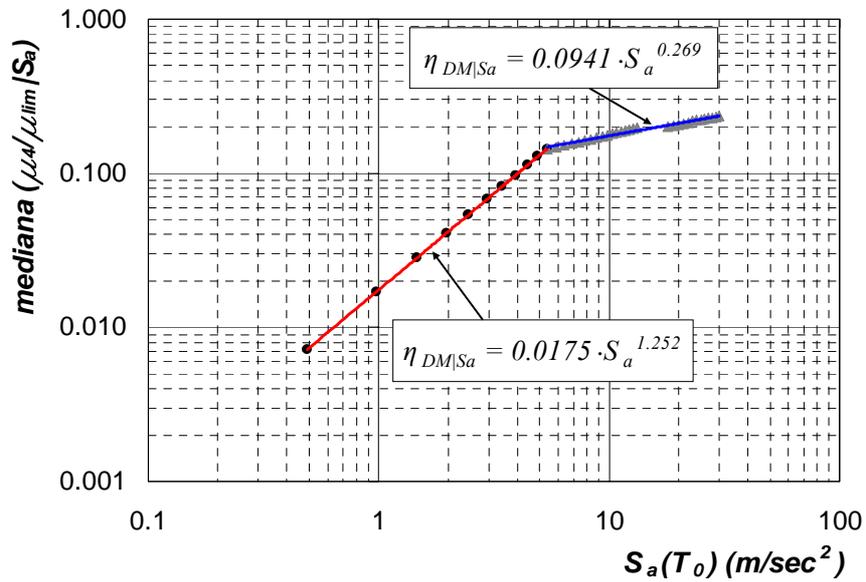
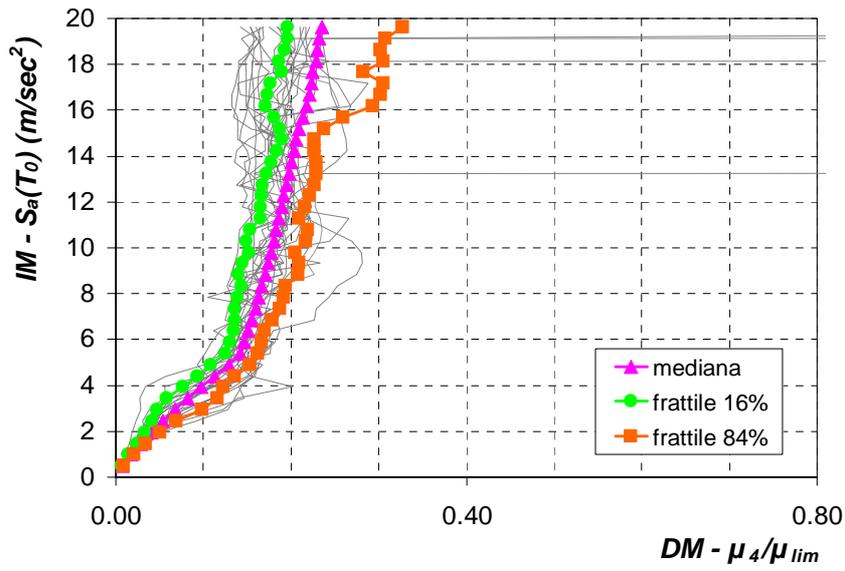
PARAMETRO DI DEMANDA:  $\mu/\mu_{lim}$  al livello 1

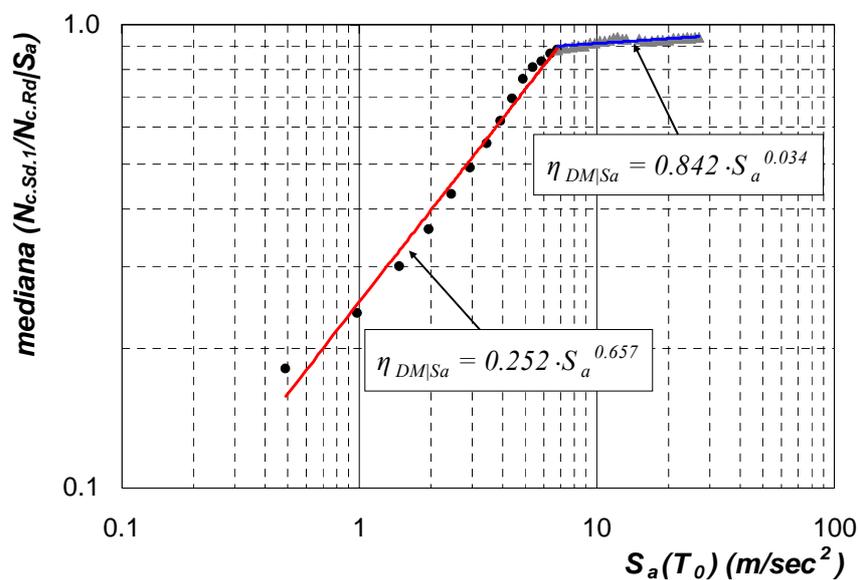
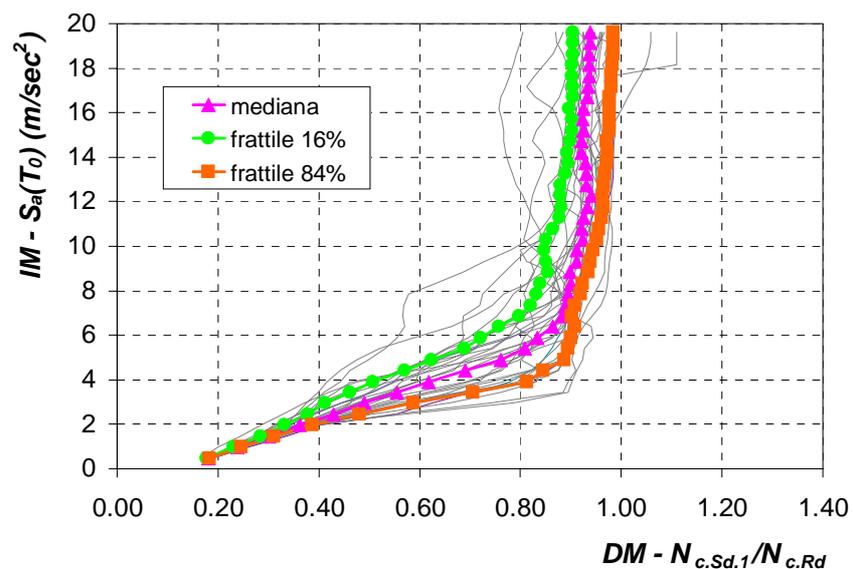
**PARAMETRO DI DEMAND:  $\mu/\mu_{lim}$  al livello 2**



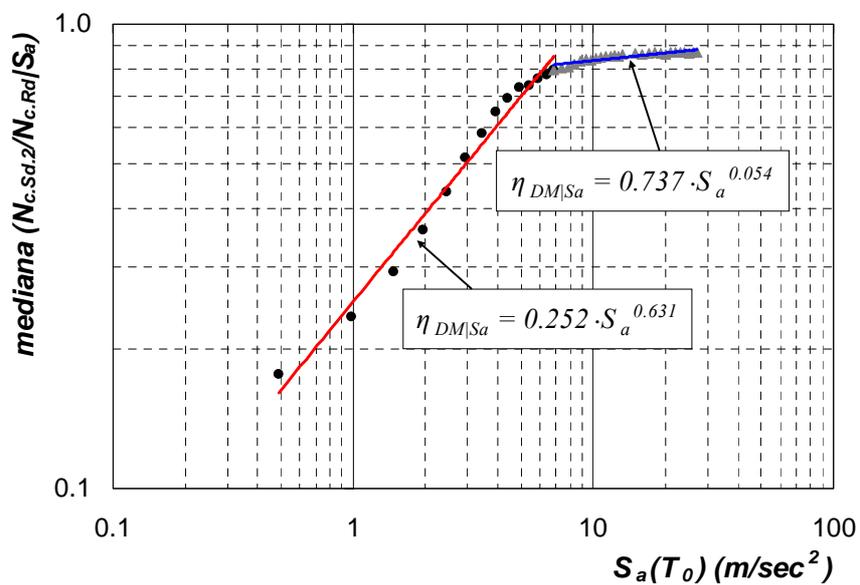
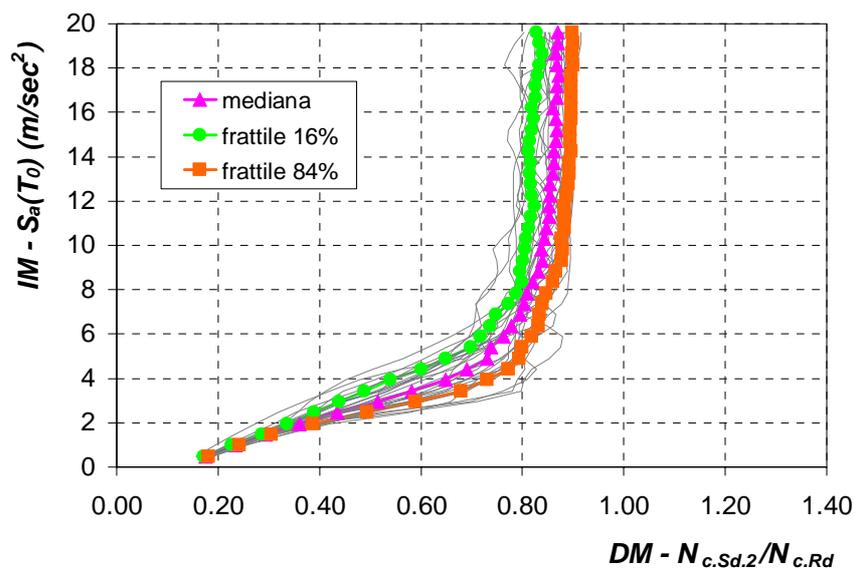
PARAMETRO DI DEMANDA:  $\mu/\mu_{lim}$  al livello 3

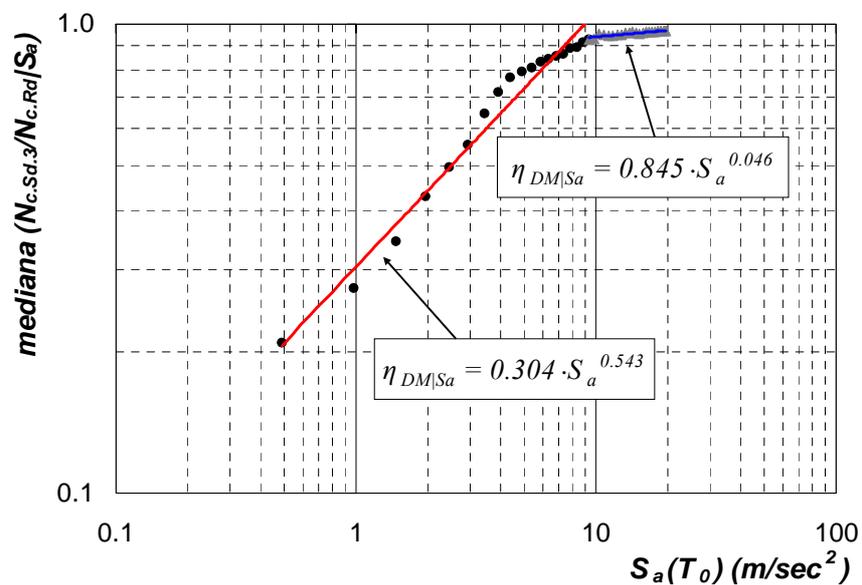
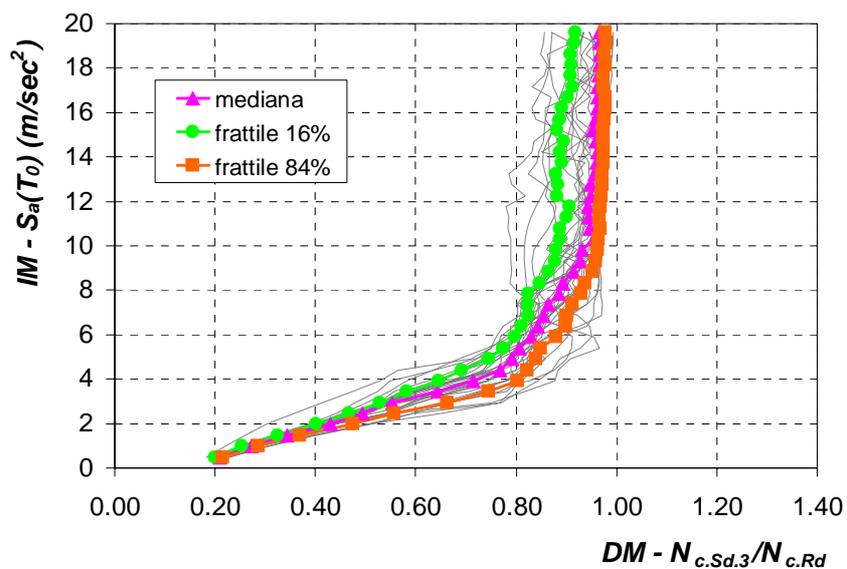
**PARAMETRO DI DEMANDA:  $\mu/\mu_{lim}$  al livello 4**



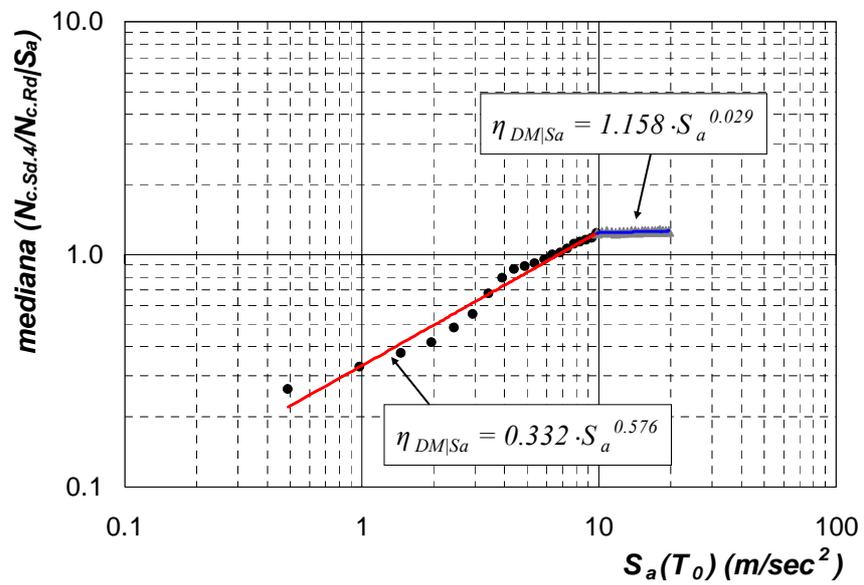
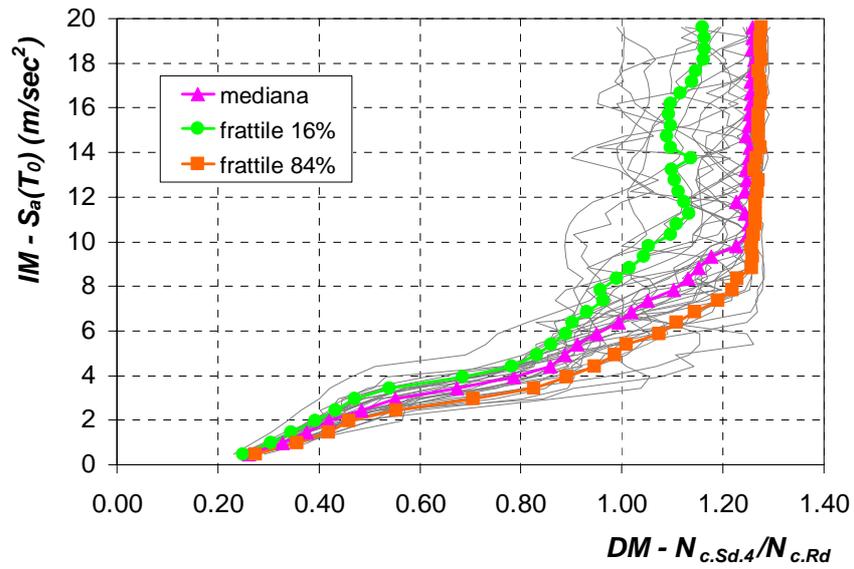
PARAMETRO DI DEMAND:  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  al livello 1

**PARAMETRO DI DEMAND:  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  al livello 2**



PARAMETRO DI DEMAND:  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  al livello 3

**PARAMETRO DI DEMAND:  $N_{c.Sd}/N_{c.Rd}$  al livello 4**





## APPENDICE B

In questa sezione si riporta la sintesi, in forma tabellare, dei risultati dell'analisi probabilistica della risposta strutturale per i controventi a 4, 6, 8 e 12 piani analizzati nel Capitolo V. Le tabelle fanno riferimento sia alle strutture dimensionate in accordo con le disposizioni normative (identificate dalla sigla NTC) che a quelle dimensionate secondo la metodologia di progettazione a collasso controllato (identificate dalla sigla PROP). In particolare, per il controvento a 12 piani si riportano i risultati relativi sia alle strutture dimensionate per soddisfare le sole verifiche sismiche (NTC e PROP) che per quelle dimensionate per soddisfare anche le verifiche da vento (NTC-wind e PROP-wind).

Per ogni struttura sono riportati, con riferimento ad ognuno dei parametri di demand analizzati:

- i coefficienti  $a$  e  $b$  della relazione tra mediana della demand e pseudo-accelerazione spettrale, ottenuti attraverso la regressione sui dati della mediana della demand stimati con il metodo delle statistiche contate (data l'assenza, per i livelli di  $S_a$  analizzati, di casi di instabilità dinamica);
- il valore della dispersione della demand ( $\beta_{DM|S_a}$ ), stimato come media dei valori relativi alle strisce esaminate;
- la frequenza annua media di superamento dello stato limite considerato ( $\lambda_{LS}$ ), ottenuta attraverso l'espressione in forma chiusa di Jalayer e Cornell considerando la presenza delle sole incertezze di carattere naturale;
- il valore del periodo di ritorno relativo allo stato limite considerato.

**Controvento CBF4-NTC**  
 ( $T_0=0.61$  sec;  $k_0=3.155 \cdot 10^{-4}$ ;  $k=1.767$ )

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
PIDR-1	0.0193	1.641	0.391	$3.40 \cdot 10^{-4}$	2942
PIDR-2	0.0092	1.906	0.275	$1.61 \cdot 10^{-4}$	6212
PIDR-3	0.0046	0.506	0.110	$2.57 \cdot 10^{-6}$	>100000
PIDR-4	0.0035	0.529	0.122	$1.24 \cdot 10^{-6}$	>100000

$\mu_1/\mu_{lim}$	0.6434	1.698	0.339	$2.19 \cdot 10^{-4}$	4557
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.2797	1.481	0.282	$7.63 \cdot 10^{-5}$	13103
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.1161	0.417	0.139	$7.19 \cdot 10^{-8}$	>100000
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.0813	0.684	0.141	$6.32 \cdot 10^{-7}$	>100000

$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.9181	0.249	0.047	$1.82 \cdot 10^{-4}$	5502
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	1.0068	0.285	0.064	$3.56 \cdot 10^{-4}$	2812
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.9070	0.355	0.090	$2.14 \cdot 10^{-4}$	4664
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.9630	0.221	0.128	$3.95 \cdot 10^{-4}$	2533

**Controvento CBF4-PROP**  
 ( $T_0=0.59$  sec;  $k_0=3.346 \cdot 10^{-4}$ ;  $k=1.767$ )

Parametro di demand	$a$	$b$	$\beta_{DM Sa}$	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
PIDR-1	0.0189	1.719	0.376	$3.47 \cdot 10^{-4}$	2883
PIDR-2	0.0105	1.780	0.300	$1.88 \cdot 10^{-4}$	5305
PIDR-3	0.0040	0.417	0.103	$5.75 \cdot 10^{-7}$	>100000
PIDR-4	0.0030	0.511	0.119	$6.45 \cdot 10^{-7}$	>100000

$\mu_1/\mu_{lim}$	0.6137	1.648	0.345	$2.20 \cdot 10^{-4}$	4544
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.3140	1.689	0.293	$1.08 \cdot 10^{-4}$	9259
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.1091	0.432	0.139	$7.70 \cdot 10^{-8}$	>100000
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.0674	0.468	0.144	$2.29 \cdot 10^{-8}$	>100000

$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.8379	0.154	0.044	$4.98 \cdot 10^{-5}$	20081
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.7490	0.285	0.057	$5.92 \cdot 10^{-5}$	16889
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.5808	0.353	0.085	$2.41 \cdot 10^{-5}$	41543
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.4711	0.444	0.122	$1.88 \cdot 10^{-5}$	53074

**Controvento CBF6-NTC** $(T_0=0.95 \text{ sec}; k_0=1.442 \cdot 10^{-4}; k=1.767)$ 

Parametro di demand	$a$	$b$	$\beta_{DM Sa}$	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
PIDR-1	0.0288	1.571	0.497	$2.61 \cdot 10^{-4}$	3823
PIDR-2	0.0242	1.658	0.385	$1.97 \cdot 10^{-4}$	5077
PIDR-3	0.0104	0.837	0.184	$4.32 \cdot 10^{-5}$	23124
PIDR-4	0.0085	0.654	0.143	$1.80 \cdot 10^{-5}$	55481
PIDR-5	0.0067	0.331	0.144	$9.97 \cdot 10^{-7}$	>100000
PIDR-6	0.0062	0.454	0.160	$2.44 \cdot 10^{-6}$	>100000

$\mu_1/\mu_{lim}$	0.8618	1.509	0.424	$1.43 \cdot 10^{-4}$	6991
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.6159	1.488	0.345	$9.21 \cdot 10^{-5}$	10854
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.3012	0.867	0.179	$1.52 \cdot 10^{-5}$	65741
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.2381	0.756	0.167	$6.44 \cdot 10^{-6}$	>100000
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.1792	0.553	0.190	$9.82 \cdot 10^{-7}$	>100000
$\mu_6/\mu_{lim}$	0.1374	0.590	0.208	$6.06 \cdot 10^{-7}$	>100000

$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	1.0567	0.217	0.062	$2.57 \cdot 10^{-4}$	3888
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	1.1296	0.269	0.071	$3.58 \cdot 10^{-4}$	2795
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	1.1416	0.332	0.085	$3.23 \cdot 10^{-4}$	3093
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	1.1608	0.572	0.124	$6.76 \cdot 10^{-4}$	1480
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	1.5116	0.594	0.154	$5.48 \cdot 10^{-4}$	1824
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	1.0146	0.333	0.171	$2.34 \cdot 10^{-4}$	4268

**Controvento CBF6-PROP**  
 ( $T_0=0.91$  sec;  $k_0=1.556 \cdot 10^{-4}$ ;  $k=1.767$ )

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
PIDR-1	0.0259	1.502	0.482	$2.54 \cdot 10^{-4}$	3933
PIDR-2	0.0172	1.243	0.377	$1.51 \cdot 10^{-4}$	6619
PIDR-3	0.0122	1.160	0.199	$8.02 \cdot 10^{-5}$	12467
PIDR-4	0.0067	0.499	0.132	$4.77 \cdot 10^{-6}$	>100000
PIDR-5	0.0055	0.334	0.136	$3.85 \cdot 10^{-7}$	>100000
PIDR-6	0.0046	0.372	0.152	$3.13 \cdot 10^{-7}$	>100000

$\mu_1/\mu_{lim}$	0.6843	1.341	0.380	$1.13 \cdot 10^{-4}$	8853
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.5658	1.319	0.316	$8.39 \cdot 10^{-5}$	11915
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.3885	1.301	0.210	$4.75 \cdot 10^{-5}$	21039
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.2099	0.742	0.163	$4.85 \cdot 10^{-6}$	>100000
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.1395	0.423	0.190	$9.87 \cdot 10^{-8}$	>100000
$\mu_6/\mu_{lim}$	0.1003	0.451	0.196	$4.13 \cdot 10^{-8}$	>100000

$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.8924	0.236	0.054	$7.21 \cdot 10^{-5}$	13873
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.8711	0.258	0.060	$6.58 \cdot 10^{-5}$	15199
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	0.8820	0.305	0.076	$8.28 \cdot 10^{-5}$	12080
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.7320	0.209	0.114	$1.77 \cdot 10^{-5}$	56338
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	0.5703	0.294	0.150	$8.00 \cdot 10^{-6}$	>100000
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	0.5067	0.500	0.179	$1.71 \cdot 10^{-5}$	58292

**Controvento CBF8-NTC** $(T_0=1.33 \text{ sec}; k_0=7.899 \cdot 10^{-5}; k=1.767)$ 

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
PIDR-1	0.0340	1.418	0.265	$1.67 \cdot 10^{-4}$	5989
PIDR-2	0.0186	1.024	0.192	$7.79 \cdot 10^{-5}$	12833
PIDR-3	0.0195	1.014	0.131	$8.25 \cdot 10^{-5}$	12118
PIDR-4	0.0196	0.990	0.099	$8.24 \cdot 10^{-5}$	12140
PIDR-5	0.0211	0.981	0.137	$9.56 \cdot 10^{-5}$	10458
PIDR-6	0.0213	0.954	0.160	$9.92 \cdot 10^{-5}$	10073
PIDR-7	0.0191	0.917	0.178	$8.23 \cdot 10^{-5}$	12156
PIDR-8	0.0157	0.887	0.177	$5.59 \cdot 10^{-5}$	17875

$\mu_1/\mu_{lim}$	1.5922	1.722	0.278	$1.37 \cdot 10^{-4}$	7298
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.6221	1.098	0.225	$4.26 \cdot 10^{-5}$	23460
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.5734	1.079	0.182	$3.61 \cdot 10^{-5}$	27689
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.6046	1.123	0.131	$3.95 \cdot 10^{-5}$	25319
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.5886	1.132	0.142	$3.82 \cdot 10^{-5}$	26190
$\mu_6/\mu_{lim}$	0.4427	0.923	0.176	$1.97 \cdot 10^{-5}$	50793
$\mu_7/\mu_{lim}$	0.3878	1.072	0.216	$1.92 \cdot 10^{-5}$	52037
$\mu_8/\mu_{lim}$	0.3671	1.076	0.220	$1.77 \cdot 10^{-5}$	56541

$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	1.8561	0.597	0.056	$4.99 \cdot 10^{-4}$	2003
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	1.8497	0.616	0.052	$4.66 \cdot 10^{-4}$	2146
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	1.9523	0.620	0.061	$5.40 \cdot 10^{-4}$	1852
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	1.8510	0.603	0.078	$4.93 \cdot 10^{-4}$	2028
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	1.8130	0.583	0.099	$5.02 \cdot 10^{-4}$	1993
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	1.7244	0.560	0.113	$4.71 \cdot 10^{-4}$	2124
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	1.6967	0.588	0.125	$4.15 \cdot 10^{-4}$	2407
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	1.1933	0.495	0.126	$1.64 \cdot 10^{-4}$	6091

**Controvento CBF8-PROP**  
 ( $T_0=1.26$  sec;  $k_0=8.758 \cdot 10^{-5}$ ;  $k=1.767$ )

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
PIDR-1	0.0448	1.628	0.219	$2.21 \cdot 10^{-4}$	4515
PIDR-2	0.0301	1.377	0.182	$1.57 \cdot 10^{-4}$	6354
PIDR-3	0.0135	0.834	0.137	$4.31 \cdot 10^{-5}$	23196
PIDR-4	0.0116	0.715	0.121	$2.71 \cdot 10^{-5}$	36959
PIDR-5	0.0129	0.737	0.163	$3.73 \cdot 10^{-5}$	26794
PIDR-6	0.0135	0.789	0.188	$4.42 \cdot 10^{-5}$	22629
PIDR-7	0.0134	0.855	0.194	$4.54 \cdot 10^{-5}$	22039
PIDR-8	0.0129	0.950	0.196	$4.44 \cdot 10^{-5}$	22510

$\mu_1/\mu_{lim}$	1.2811	1.489	0.230	$1.27 \cdot 10^{-4}$	7844
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.6111	1.087	0.187	$4.47 \cdot 10^{-5}$	22356
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.5559	1.081	0.148	$3.75 \cdot 10^{-5}$	26629
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.5275	1.078	0.128	$3.41 \cdot 10^{-5}$	29307
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.3580	0.837	0.167	$1.23 \cdot 10^{-5}$	81592
$\mu_6/\mu_{lim}$	0.3608	0.892	0.210	$1.43 \cdot 10^{-5}$	69728
$\mu_7/\mu_{lim}$	0.5548	1.337	0.217	$4.42 \cdot 10^{-5}$	22602
$\mu_8/\mu_{lim}$	0.4901	1.528	0.214	$4.13 \cdot 10^{-5}$	24222

$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	1.3314	0.522	0.057	$2.35 \cdot 10^{-4}$	4254
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	1.4730	0.589	0.060	$2.85 \cdot 10^{-4}$	3511
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	1.3653	0.590	0.070	$2.27 \cdot 10^{-4}$	4399
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	1.2323	0.559	0.086	$1.76 \cdot 10^{-4}$	5682
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	1.1897	0.572	0.103	$1.58 \cdot 10^{-4}$	6345
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	1.0114	0.560	0.117	$9.72 \cdot 10^{-5}$	10290
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	0.7802	0.571	0.119	$4.35 \cdot 10^{-5}$	22999
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	0.5962	0.521	0.108	$1.62 \cdot 10^{-5}$	61773

**Controvento CBF12-NTC** $(T_0=2.48 \text{ sec}; k_0=3.812 \cdot 10^{-5}; k=1.575)$ 

Parametro di demand	$a$	$b$	$\beta_{DM Sa}$	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
PIDR-1	0.1558	1.640	0.582	$3.26 \cdot 10^{-4}$	3064
PIDR-2	0.1256	1.561	0.471	$2.78 \cdot 10^{-4}$	3592
PIDR-3	0.1135	1.664	0.333	$2.11 \cdot 10^{-4}$	4735
PIDR-4	0.0452	1.230	0.204	$1.16 \cdot 10^{-4}$	8633
PIDR-5	0.0217	0.706	0.168	$5.43 \cdot 10^{-5}$	18404
PIDR-6	0.0202	0.610	0.142	$4.79 \cdot 10^{-5}$	20860
PIDR-7	0.0228	0.650	0.146	$6.27 \cdot 10^{-5}$	15938
PIDR-8	0.0219	0.567	0.162	$6.31 \cdot 10^{-5}$	15837
PIDR-9	0.0236	0.577	0.185	$7.89 \cdot 10^{-5}$	12681
PIDR-10	0.0200	0.453	0.201	$6.24 \cdot 10^{-5}$	16018
PIDR-11	0.0223	0.573	0.212	$7.05 \cdot 10^{-5}$	14182
PIDR-12	0.0223	0.648	0.210	$6.35 \cdot 10^{-5}$	15739

$\mu_1/\mu_{lim}$	3.2024	1.495	0.646	$1.70 \cdot 10^{-4}$	5893
$\mu_2/\mu_{lim}$	2.8521	1.506	0.608	$1.44 \cdot 10^{-4}$	6921
$\mu_3/\mu_{lim}$	2.3525	1.599	0.489	$1.02 \cdot 10^{-4}$	9761
$\mu_4/\mu_{lim}$	1.5136	1.496	0.345	$6.52 \cdot 10^{-5}$	15333
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.5362	0.875	0.275	$1.55 \cdot 10^{-5}$	64397
$\mu_6/\mu_{lim}$	0.6013	0.910	0.265	$1.93 \cdot 10^{-5}$	51831
$\mu_7/\mu_{lim}$	0.6228	0.877	0.226	$1.95 \cdot 10^{-5}$	51147
$\mu_8/\mu_{lim}$	0.6573	0.852	0.281	$2.24 \cdot 10^{-5}$	44730
$\mu_9/\mu_{lim}$	0.6149	0.854	0.356	$2.15 \cdot 10^{-5}$	46604
$\mu_{10}/\mu_{lim}$	0.5208	0.666	0.426	$1.61 \cdot 10^{-5}$	62043
$\mu_{11}/\mu_{lim}$	0.4823	0.673	0.478	$1.54 \cdot 10^{-5}$	65115
$\mu_{12}/\mu_{lim}$	0.4936	0.826	0.490	$1.72 \cdot 10^{-5}$	58128

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	2.3888	0.560	0.102	$4.59 \cdot 10^{-4}$	2180
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	2.3994	0.556	0.088	$4.69 \cdot 10^{-4}$	2131
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	2.2670	0.548	0.083	$4.13 \cdot 10^{-4}$	2422
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	2.3511	0.533	0.090	$4.95 \cdot 10^{-4}$	2020
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	2.3337	0.526	0.100	$5.04 \cdot 10^{-4}$	1985
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	2.3184	0.510	0.126	$5.51 \cdot 10^{-4}$	1814
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	2.2940	0.505	0.161	$5.76 \cdot 10^{-4}$	1737
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	2.1407	0.491	0.197	$5.36 \cdot 10^{-4}$	1866
$N_{c.Sd.9}/N_{c.Rd}$	1.9019	0.472	0.227	$4.35 \cdot 10^{-4}$	2299
$N_{c.Sd.10}/N_{c.Rd}$	1.6078	0.456	0.241	$2.78 \cdot 10^{-4}$	3592
$N_{c.Sd.11}/N_{c.Rd}$	1.1522	0.416	0.240	$9.87 \cdot 10^{-5}$	10133
$N_{c.Sd.12}/N_{c.Rd}$	0.8106	0.344	0.216	$2.38 \cdot 10^{-5}$	42012

**Controvento CBF12-PROP**  
( $T_0=2.05$  sec;  $k_0=3.982 \cdot 10^{-5}$ ;  $k=1.731$ )

Parametro di demand	$a$	$b$	$\beta_{DM Sa}$	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
PIDR-1	0.0835	1.491	0.324	$2.31 \cdot 10^{-4}$	4333
PIDR-2	0.0758	1.446	0.307	$2.16 \cdot 10^{-4}$	4634
PIDR-3	0.0595	1.330	0.287	$1.82 \cdot 10^{-4}$	5486
PIDR-4	0.0549	1.357	0.250	$1.57 \cdot 10^{-4}$	6379
PIDR-5	0.0359	1.119	0.189	$1.08 \cdot 10^{-4}$	9292
PIDR-6	0.0215	0.805	0.190	$5.57 \cdot 10^{-5}$	17939
PIDR-7	0.0164	0.629	0.207	$3.15 \cdot 10^{-5}$	31728
PIDR-8	0.0165	0.616	0.252	$3.50 \cdot 10^{-5}$	28589
PIDR-9	0.0168	0.618	0.288	$3.98 \cdot 10^{-5}$	25113
PIDR-10	0.0151	0.550	0.298	$3.11 \cdot 10^{-5}$	32102
PIDR-11	0.0136	0.516	0.294	$2.22 \cdot 10^{-5}$	45021
PIDR-12	0.0120	0.525	0.275	$1.39 \cdot 10^{-5}$	71856

$\mu_1/\mu_{lim}$	2.1130	1.403	0.307	$1.13 \cdot 10^{-4}$	8860
$\mu_2/\mu_{lim}$	1.9220	1.378	0.313	$1.03 \cdot 10^{-4}$	9742
$\mu_3/\mu_{lim}$	2.1180	1.514	0.304	$1.04 \cdot 10^{-4}$	9623
$\mu_4/\mu_{lim}$	1.4123	1.306	0.281	$7.12 \cdot 10^{-5}$	14043
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.8634	1.072	0.227	$3.64 \cdot 10^{-5}$	27448
$\mu_6/\mu_{lim}$	0.6511	0.938	0.239	$2.21 \cdot 10^{-5}$	45223
$\mu_7/\mu_{lim}$	0.5103	0.804	0.252	$1.25 \cdot 10^{-5}$	79809
$\mu_8/\mu_{lim}$	0.5144	0.795	0.299	$1.34 \cdot 10^{-5}$	74439
$\mu_9/\mu_{lim}$	0.5061	0.772	0.382	$1.46 \cdot 10^{-5}$	68482
$\mu_{10}/\mu_{lim}$	0.5200	0.827	0.446	$1.80 \cdot 10^{-5}$	55630
$\mu_{11}/\mu_{lim}$	0.5041	0.887	0.488	$1.85 \cdot 10^{-5}$	53896
$\mu_{12}/\mu_{lim}$	0.3440	0.771	0.426	$6.71 \cdot 10^{-6}$	149048

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	0.9558	0.335	0.072	$3.38 \cdot 10^{-5}$	29581
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	0.8722	0.345	0.077	$2.16 \cdot 10^{-5}$	46292
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	1.1026	0.343	0.078	$7.04 \cdot 10^{-5}$	14201
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	0.9059	0.263	0.084	$2.42 \cdot 10^{-5}$	41305
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	0.9331	0.368	0.112	$3.30 \cdot 10^{-5}$	30265
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	1.3240	0.467	0.139	$1.29 \cdot 10^{-4}$	7774
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	1.2171	0.465	0.171	$1.01 \cdot 10^{-4}$	9861
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	0.9832	0.358	0.191	$5.62 \cdot 10^{-5}$	17783
$N_{c.Sd.9}/N_{c.Rd}$	0.8373	0.255	0.194	$2.85 \cdot 10^{-5}$	35113
$N_{c.Sd.10}/N_{c.Rd}$	0.7361	0.254	0.207	$1.33 \cdot 10^{-5}$	75129
$N_{c.Sd.11}/N_{c.Rd}$	0.4944	0.147	0.204	$1.79 \cdot 10^{-7}$	>100000
$N_{c.Sd.12}/N_{c.Rd}$	0.5600	0.396	0.184	$4.35 \cdot 10^{-6}$	>100000

**Controvento CBF12-NTC-wind** $(T_0=2.15 \text{ sec}; k_0=3.895 \cdot 10^{-5}; k=1.700)$ 

Parametro di demand	$a$	$b$	$\beta_{DM Sa}$	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
PIDR-1	0.0864	2.123	0.474	$1.37 \cdot 10^{-4}$	7309
PIDR-2	0.0836	1.965	0.401	$1.45 \cdot 10^{-4}$	6911
PIDR-3	0.0610	1.560	0.317	$1.43 \cdot 10^{-4}$	6998
PIDR-4	0.0329	0.992	0.266	$1.07 \cdot 10^{-4}$	9310
PIDR-5	0.0377	1.003	0.200	$1.28 \cdot 10^{-4}$	7819
PIDR-6	0.0363	0.971	0.168	$1.23 \cdot 10^{-4}$	8161
PIDR-7	0.0242	0.711	0.145	$7.35 \cdot 10^{-5}$	13607
PIDR-8	0.0345	0.902	0.167	$1.23 \cdot 10^{-4}$	8129
PIDR-9	0.0212	0.526	0.214	$7.32 \cdot 10^{-5}$	13669
PIDR-10	0.0208	0.509	0.232	$7.52 \cdot 10^{-5}$	13295
PIDR-11	0.0202	0.503	0.226	$6.76 \cdot 10^{-5}$	14799
PIDR-12	0.0175	0.482	0.208	$4.10 \cdot 10^{-5}$	24390

$\mu_1/\mu_{lim}$	1.7327	1.752	0.563	$7.94 \cdot 10^{-5}$	12595
$\mu_2/\mu_{lim}$	1.5310	1.599	0.529	$7.43 \cdot 10^{-5}$	13456
$\mu_3/\mu_{lim}$	1.2859	1.363	0.444	$6.52 \cdot 10^{-5}$	15331
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.9613	1.082	0.360	$4.64 \cdot 10^{-5}$	21558
$\mu_5/\mu_{lim}$	1.0966	1.142	0.302	$5.30 \cdot 10^{-5}$	18874
$\mu_6/\mu_{lim}$	1.0146	1.141	0.248	$4.57 \cdot 10^{-5}$	21891
$\mu_7/\mu_{lim}$	1.1333	1.180	0.205	$5.20 \cdot 10^{-5}$	19234
$\mu_8/\mu_{lim}$	0.6495	0.785	0.231	$2.01 \cdot 10^{-5}$	49799
$\mu_9/\mu_{lim}$	0.5576	0.633	0.333	$1.52 \cdot 10^{-5}$	65875
$\mu_{10}/\mu_{lim}$	0.5383	0.613	0.411	$1.70 \cdot 10^{-5}$	58765
$\mu_{11}/\mu_{lim}$	0.5300	0.665	0.457	$1.86 \cdot 10^{-5}$	53644
$\mu_{12}/\mu_{lim}$	0.3880	0.544	0.439	$7.02 \cdot 10^{-6}$	>100000

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	2.0135	0.612	0.090	$2.80 \cdot 10^{-4}$	3566
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	1.6978	0.594	0.077	$1.82 \cdot 10^{-4}$	5505
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	1.9298	0.583	0.067	$2.70 \cdot 10^{-4}$	3700
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	2.0780	0.591	0.075	$3.27 \cdot 10^{-4}$	3060
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	1.9304	0.476	0.085	$4.27 \cdot 10^{-4}$	2344
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	2.0521	0.473	0.107	$5.56 \cdot 10^{-4}$	1797
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	1.9891	0.468	0.131	$5.31 \cdot 10^{-4}$	1884
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	2.1626	0.454	0.152	$8.20 \cdot 10^{-4}$	1219
$N_{c.Sd.9}/N_{c.Rd}$	2.4353	0.447	0.167	$1.40 \cdot 10^{-3}$	713
$N_{c.Sd.10}/N_{c.Rd}$	2.0498	0.422	0.179	$9.08 \cdot 10^{-4}$	1102
$N_{c.Sd.11}/N_{c.Rd}$	1.4930	0.388	0.186	$3.15 \cdot 10^{-4}$	3177
$N_{c.Sd.12}/N_{c.Rd}$	1.0858	0.329	0.181	$9.20 \cdot 10^{-5}$	10873

**Controvento CBF12-PROP-wind** $(T_0=1.97 \text{ sec}; k_0=4.103 \cdot 10^{-5}; k=1.751)$ 

Parametro di demand	$a$	$b$	$\beta_{DM Sa}$	$\lambda_{LS}$	$T_r$ (anni)
PIDR-1	0.0372	1.510	0.336	$9.34 \cdot 10^{-5}$	10704
PIDR-2	0.0303	1.276	0.290	$8.16 \cdot 10^{-5}$	12256
PIDR-3	0.0301	1.142	0.237	$8.61 \cdot 10^{-5}$	11618
PIDR-4	0.0302	1.024	0.215	$9.42 \cdot 10^{-5}$	10611
PIDR-5	0.0418	1.182	0.165	$1.32 \cdot 10^{-4}$	7586
PIDR-6	0.0369	1.084	0.181	$1.21 \cdot 10^{-4}$	8236
PIDR-7	0.0268	0.850	0.187	$8.77 \cdot 10^{-4}$	11399
PIDR-8	0.0288	0.873	0.216	$1.02 \cdot 10^{-4}$	9826
PIDR-9	0.0221	0.709	0.234	$6.98 \cdot 10^{-5}$	14330
PIDR-10	0.0163	0.515	0.236	$3.54 \cdot 10^{-5}$	28207
PIDR-11	0.0137	0.431	0.228	$1.87 \cdot 10^{-5}$	53444
PIDR-12	0.0101	0.320	0.216	$3.62 \cdot 10^{-6}$	>100000

$\mu_1/\mu_{lim}$	0.9508	1.284	0.385	$4.66 \cdot 10^{-5}$	21459
$\mu_2/\mu_{lim}$	0.9420	1.280	0.390	$4.62 \cdot 10^{-5}$	21633
$\mu_3/\mu_{lim}$	0.9749	1.221	0.337	$4.74 \cdot 10^{-5}$	21097
$\mu_4/\mu_{lim}$	0.8297	1.073	0.243	$3.56 \cdot 10^{-5}$	28112
$\mu_5/\mu_{lim}$	0.9771	1.124	0.242	$4.58 \cdot 10^{-5}$	21812
$\mu_6/\mu_{lim}$	1.0559	1.147	0.233	$5.11 \cdot 10^{-5}$	19584
$\mu_7/\mu_{lim}$	0.9810	1.087	0.233	$4.63 \cdot 10^{-5}$	21608
$\mu_8/\mu_{lim}$	1.1003	1.172	0.276	$5.52 \cdot 10^{-5}$	18099
$\mu_9/\mu_{lim}$	0.5923	0.799	0.347	$2.02 \cdot 10^{-5}$	49462
$\mu_{10}/\mu_{lim}$	0.4209	0.601	0.416	$8.97 \cdot 10^{-6}$	>100000
$\mu_{11}/\mu_{lim}$	0.3836	0.607	0.426	$7.14 \cdot 10^{-6}$	>100000
$\mu_{12}/\mu_{lim}$	0.2991	0.612	0.369	$2.93 \cdot 10^{-6}$	>100000

<b>Parametro di demand</b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>b</i></b>	<b><math>\beta_{DM Sa}</math></b>	<b><math>\lambda_{LS}</math></b>	<b><math>T_r</math> (anni)</b>
$N_{c.Sd.1}/N_{c.Rd}$	1.3417	0.535	0.069	$1.10 \cdot 10^{-4}$	9074
$N_{c.Sd.2}/N_{c.Rd}$	1.1741	0.534	0.070	$7.14 \cdot 10^{-5}$	14014
$N_{c.Sd.3}/N_{c.Rd}$	1.2430	0.405	0.072	$1.10 \cdot 10^{-4}$	9066
$N_{c.Sd.4}/N_{c.Rd}$	1.1333	0.386	0.075	$7.67 \cdot 10^{-5}$	13037
$N_{c.Sd.5}/N_{c.Rd}$	0.9332	0.314	0.089	$3.16 \cdot 10^{-5}$	31653
$N_{c.Sd.6}/N_{c.Rd}$	1.2600	0.374	0.113	$1.40 \cdot 10^{-4}$	7165
$N_{c.Sd.7}/N_{c.Rd}$	1.4778	0.531	0.135	$1.64 \cdot 10^{-4}$	6090
$N_{c.Sd.8}/N_{c.Rd}$	1.2814	0.450	0.157	$1.30 \cdot 10^{-4}$	7707
$N_{c.Sd.9}/N_{c.Rd}$	0.9753	0.251	0.177	$7.38 \cdot 10^{-5}$	13542
$N_{c.Sd.10}/N_{c.Rd}$	0.7117	0.126	0.192	$1.29 \cdot 10^{-5}$	77519
$N_{c.Sd.11}/N_{c.Rd}$	0.5589	0.126	0.193	$4.68 \cdot 10^{-7}$	>100000
$N_{c.Sd.12}/N_{c.Rd}$	0.4098	0.046	0.175	$3.18 \cdot 10^{-10}$	>100000