



Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture  
Università degli Studi di Salerno – Consorzio ReLUIS, 12-13 Febbraio 2007



## Dipartimento di Ingegneria Civile UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO

### Affidabilità Sismica di Controventi Concentrici con Sezioni a Resistenza Ridotta



Alessandra Longo

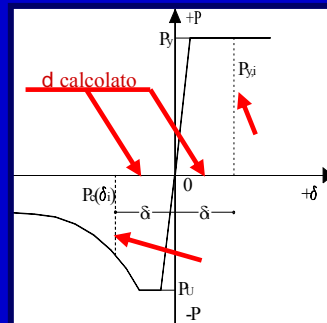
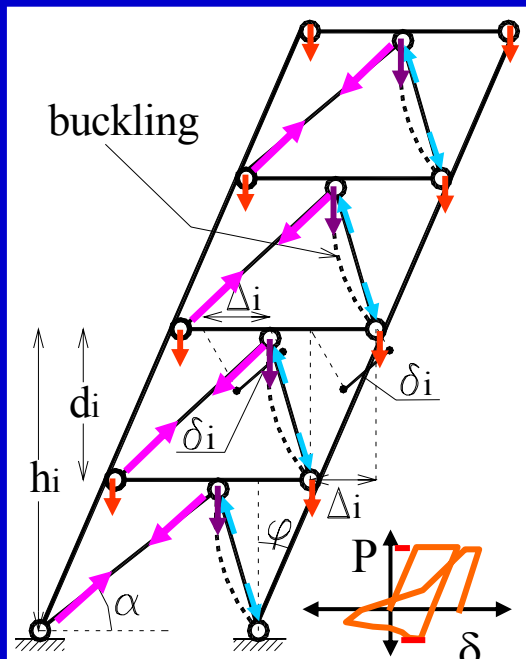
Rosario Montuori

Vincenzo Piluso

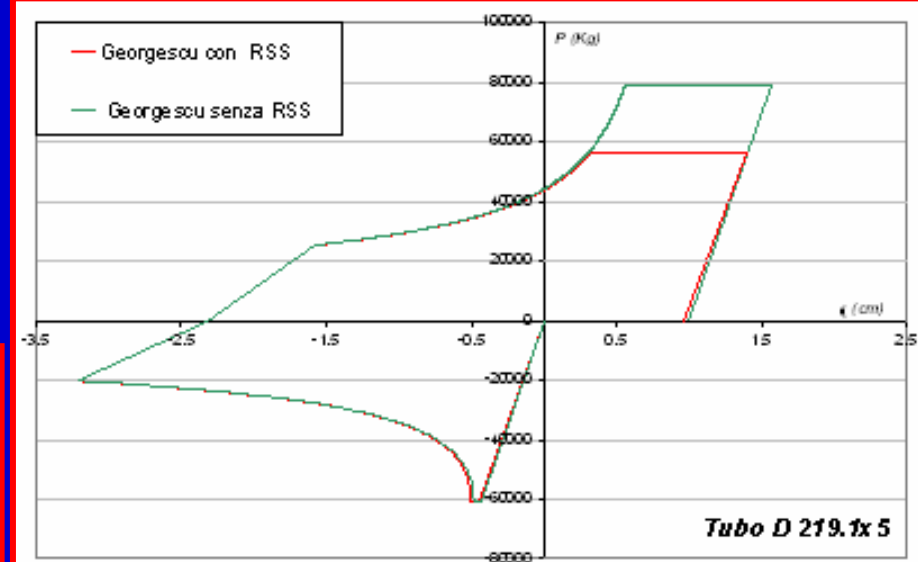
## INTRODUZIONE

L'OBIETTIVO DEL LAVORO E' LA VALUTAZIONE DELL'AFFIDABILITA' SISMICA DI CONTROVENTI CONCENTRICI DEL TIPO A V PROGETTATI IN ACCORDO CON DUE METODOLOGIE:

- 1 Prescrizioni EUROCODICE 8;
- 2 Metodologia a COLLASSO CONTROLLATO (Longo et al. 2005, Longo et al.2006).



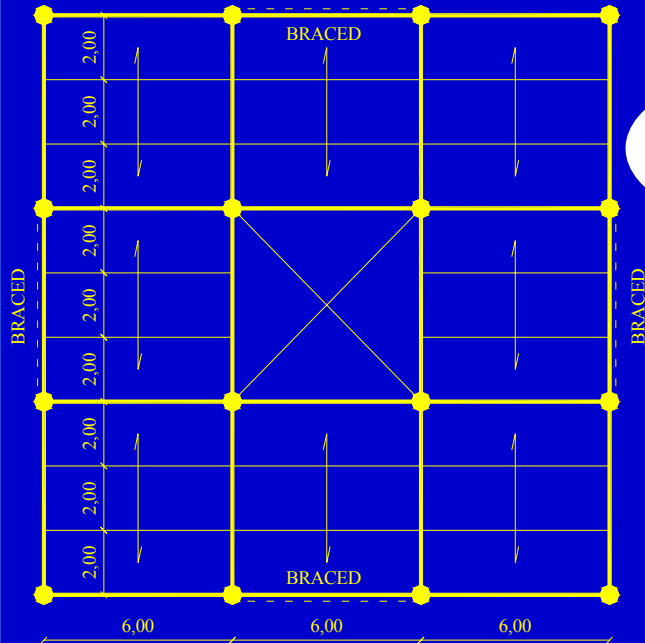
L'Eurocodice 8 fornisce, delle limitazioni circa la snellezza delle diagonali. Il rispetto di tale prescrizione conduce al sovradimensionamento delle diagonali dei piani alti limitando, in tal caso, il relativo danneggiamento strutturale. L'introduzione della soluzione progettuale con diagonali indebolite (RSS), ottenuta praticando una riduzione di sezione in corrispondenza della zona di estremità, consente di dimensionare tali membrature in funzione della sollecitazione



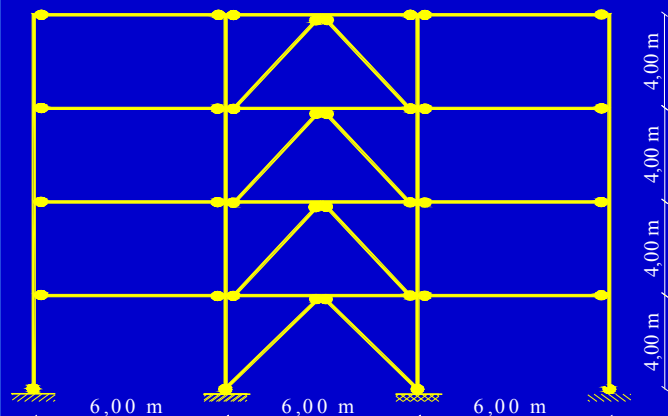
NELL'AMBITO DEI CONTROVENTI PROGETTATI IN ACCORDO CON LA METODOLOGIA PROPOSTA, SONO STATE ESAMINATE LE PRESTAZIONI CONSEGUIBILI ATTRAVERSO L'UTILIZZO DELLA TECNICA DELL'INDEBOLIMENTO DELLE DIAGONALI (RSS).



## CASO DI STUDIO: PROGETTAZIONE DEI CONTROVENTI



$G = 4.0 \text{ kN/m}^2$   
 $Q = 2.0 \text{ kN/m}^2$



Piano	VBF-EC8 [ $T_0=0.58 \text{ sec}$ ]				
	Diagonali	Colonne	Travi	$\Omega_i$	$\lambda_i$
1	355.6×6.3	HE 340 B	HEM 500	1.12	0.429
2	323.9×5.9	HE 240 B	HEM 400	1.08	0.475
3	273×5.6	HE 180 B	HEM 320	1.11	0.563
4	219.1×5	HE 100 B	HEM 300	1.40	0.703

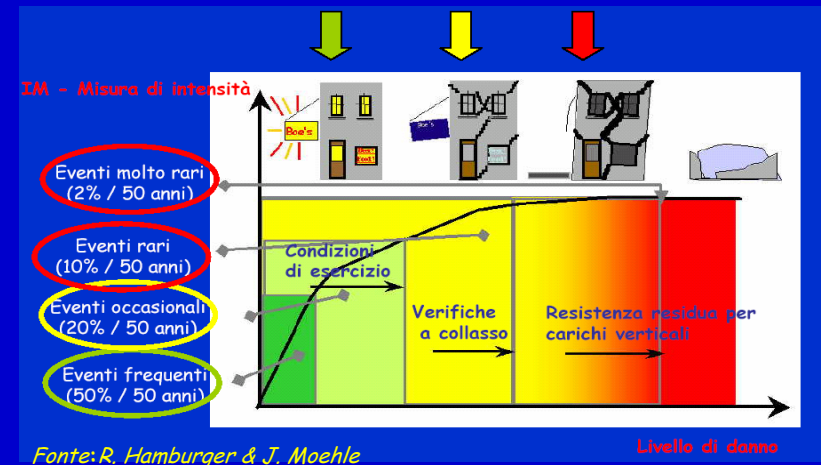
Piano	VBF-P [ $T_0=0.60 \text{ sec}$ ]				
	Diagonali	Colonne	Travi	$\Omega_i$	$\lambda_i$
1	355.6×6.3	HE 320 B	HEM 280	1.12	0.429
2	323.9×5.9	HE 260 B	HEM 260	1.08	0.475
3	273×5.6	HE 200 B	HEM 260	1.11	0.563
4	219.1×5	HE 120 B	HEM 240	1.40	0.703

Piano	VBF-RSS [ $T_0=0.61 \text{ sec}$ ]						
	Diagonali	Colonne	Travi	$\Omega_i$	$\lambda_i$	$\alpha_i$	$\beta_i$
1	355.6×6.3	HE 320 B	HEM 240	1.0	0.43	19.30°	0
2	323.9×5.9	HE 260 B	HEM 240	1.0	0.47	12.63°	0
3	273×5.6	HE 180 B	HEM 220	1.0	0.56	17.39°	0
4	219.1×5	HE 120 B	HEM 220	1.0	0.70	46.74°	4.58°

## AFFIDABILITA' STRUTTURALE: PREMESSA

Le più moderne normative per la progettazione delle costruzioni in zona sismica (Vision 2000, FEMA 273, FEMA 350) sono basate sulla filosofia di progettazione denominata **PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN (PBSD)**. Tali raccomandazioni prevedono che la struttura sia in grado di fornire, con un'assegnata probabilità, determinate prestazioni qualora soggetta ad eventi sismici di determinata intensità.

Le prestazioni sono definite in termini di **FREQUENZA ANNUA MEDIA DI SUPERAMENTO** dello SL che può esprimersi come il livello di confidenza della probabilità con la quale la struttura attingere un prefissato STATO LIMITE.



**NELLA FORMULAZIONE PROBABILISTICA DEL PBSD POSSONO PORTARSI IN CONTO DIFFERENTI SORGENTI DI INCERTEZZA:**

1. randomness o incertezza aleatoria
2. incertezza epistemologica.

**NEL PRESENTE LAVORO VENGONO PORTATE IN CONTO SOLO LE INCERTEZZE NATURALI LEGATE ALL'INPUT SISMICO (RECORD TO RECORD VARIABILITY).**





## AFFIDABILITA' STRUTTURALE : APPROCCIO DI JALAYER & CORNELL

Tale approccio consente la valutazione dell'affidabilità sismica delle strutture espressa in termini di frequenza annua media di superamento di un dato stato limite attraverso una strategia di analisi che prevede l'introduzione di tre variabili intermedie:

- IM (Misura dell'intensità dell'azione sismica);
- DM (Misura del livello di danno);
- CM (Misura della capacità strutturale);

La frequenza annua media di superamento di un fissato stato limite può essere espressa nella seguente forma:

Eq. PEER

$$\lambda_{LS} = \int F_C(dm) \left\{ \int f_{DM|IM}(dm|im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dim} \right| \cdot dim \right\} \cdot ddm$$

PSCA

PSDA

PSHA

(Cornell & Krawinkler, 2000)

TRE IPOTESI SEMPLIFICATIVE CONSENTONO DI PERVENIRE AD UNA SOLUZIONE IN FORMA CHIUSA

$$\lambda_{LS} \equiv \int F_C(dm) \cdot \left| \frac{d\lambda_{DM}(dm)}{ddm} \right| \cdot ddm \equiv k_{Sa} \left( \frac{\hat{C}}{s^{\hat{c}} a} \right)^{-k} \cdot \exp \left[ \frac{1}{2} \frac{1k^2 k^2}{2b^2 b^2} \left( \beta_{DM|DM|Sa}^2 + \beta_C^2 \right) \right]$$



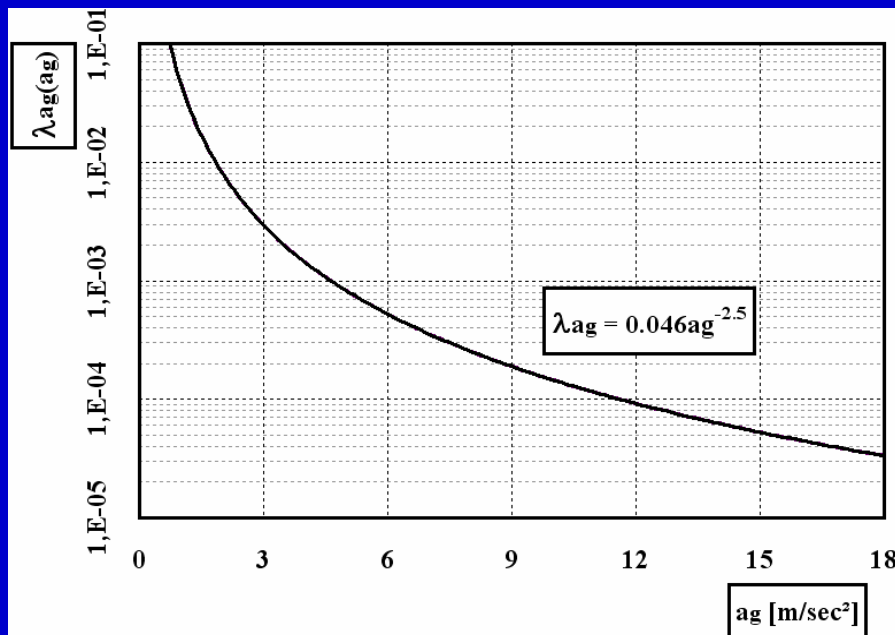
## AFFIDABILITA' STRUTTURALE : Modellazione Rischio Sismico

La PSHA ha come obiettivo la definizione di una funzione  $\lambda_{S_a}(S_a)$  che esprime la frequenza annua media di superamento di un certo valore della  $S_a$ .

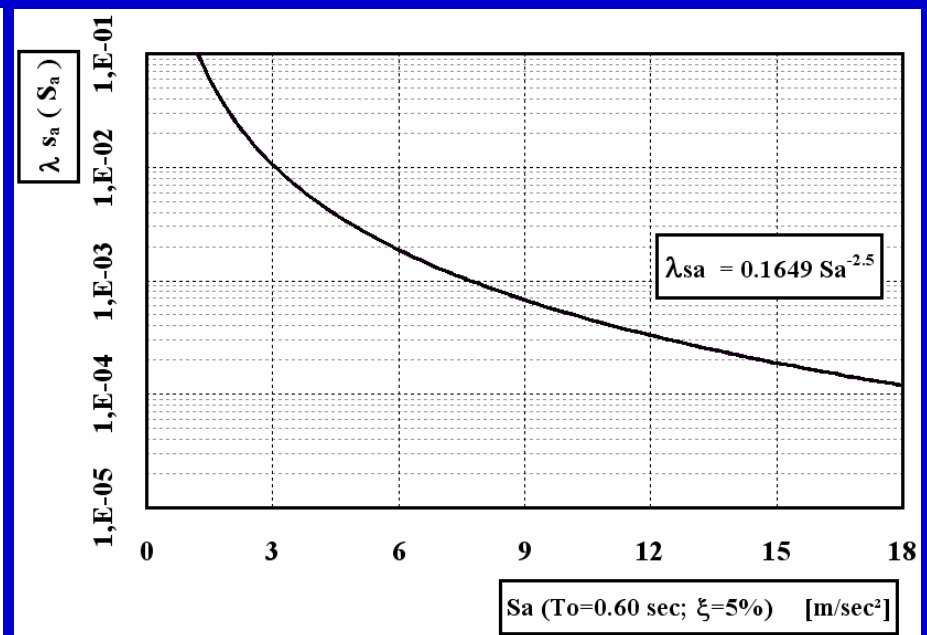
$$\lambda_{S_a}(s_a) = P[S_a \geq s_a] = k_0 \cdot s_a^{-k} \quad \text{Ipotesi di Jalayer & Cornell}$$

L'Eurocodice 8 fornisce una relazione che consente di valutare la PGA corrispondenti ad eventi sismici di periodo di ritorno diverso da quello di riferimento (475 anni):

CURVA DI RISCHIO IN TERMINI DI PGA FORNITA DALL'EC8



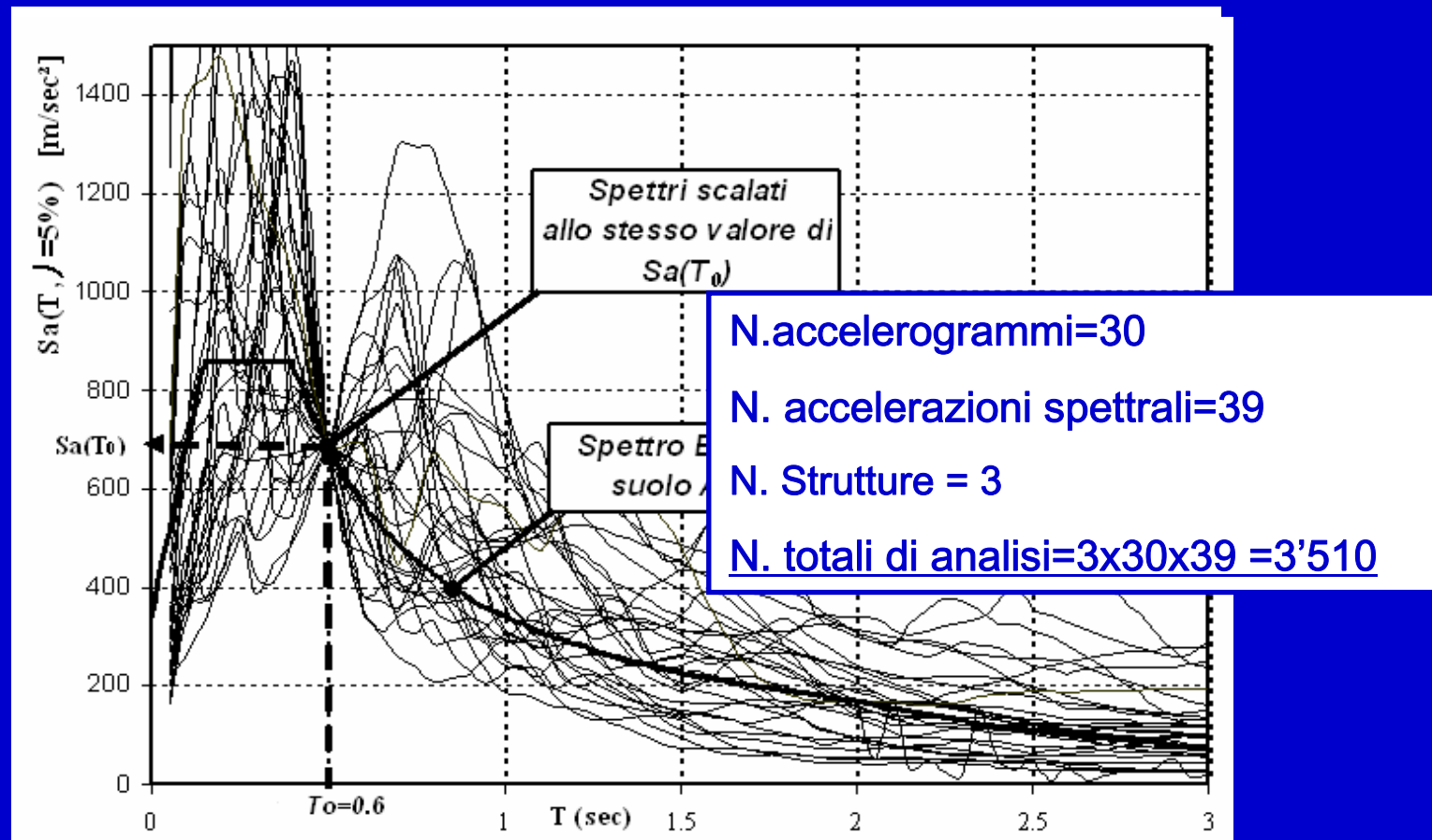
CURVA DI RISCHIO IN TERMINI DI  $S_a$  OTTENUTA A PARTIRE DALLA CURVA DI RISCHIO IN TERMINI DI PGA FORNITA DALL'EC8





## AFFIDABILITA' STRUTTURALE: Analisi probabilistica della risposta strutturale (PSDA)

La PSDA ha come obiettivo la determinazione della  $\eta_{DM|Sa}$  e della  $\beta_{DM|Sa}$ . L'analisi probabilistica della risposta strutturale è stata effettuata mediante analisi dinamiche incrementali del tipo multi-striscia, scalando 30 accelerogrammi a livelli crescenti di  $Sa(T_0)$ .

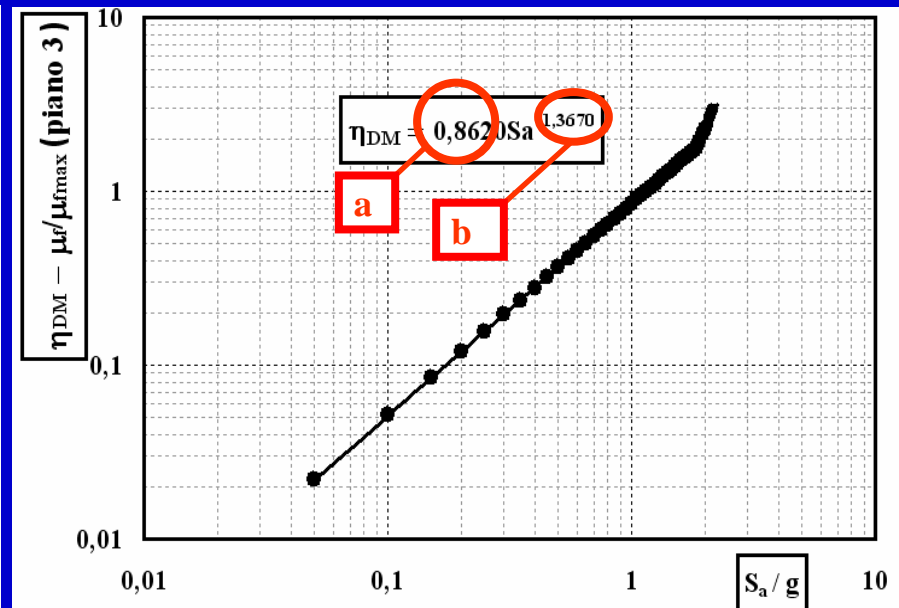
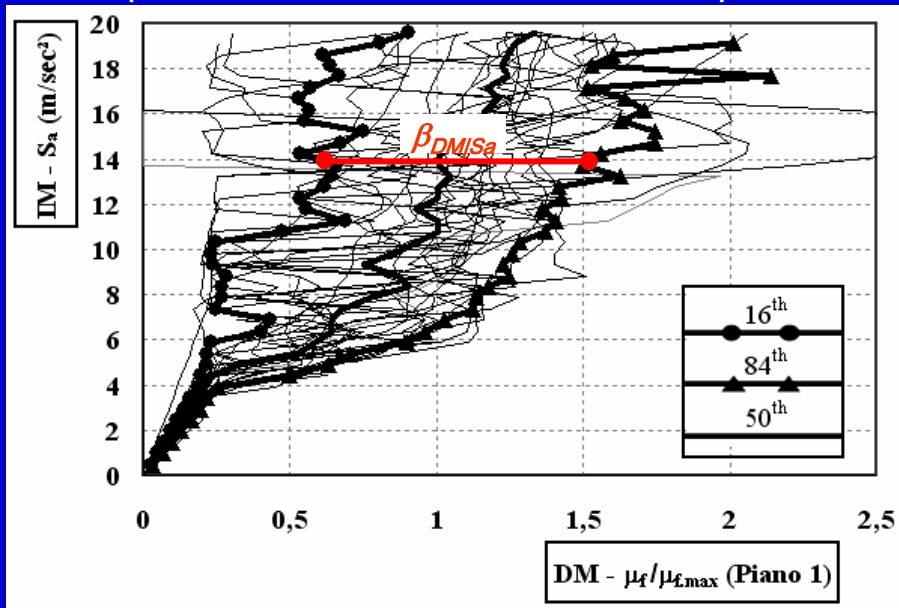




# AFFIDABILITA' STRUTTURALE: Analisi probabilistica della risposta strutturale (PSDA)



Per ogni struttura analizzata, per ciascun parametro di danno, per ciascun piano e per ogni livello di  $S_a$  si determina la dispersione dei dati e la mediana attraverso il **modello a tre parametri** al fine di contemplare i casi di collasso strutturale per instabilità dinamica;







## AFFIDABILITA' STRUTTURALE: Analisi probabilistica della capacità strutturale (PSCA)

La “*capacity*” definisce il limite accettabile del comportamento strutturale. In altre parole la *capacity* è la variabile che individua il valore limite della fissata *demand*.

### VALORI DI CAPACITY ASSUNTI

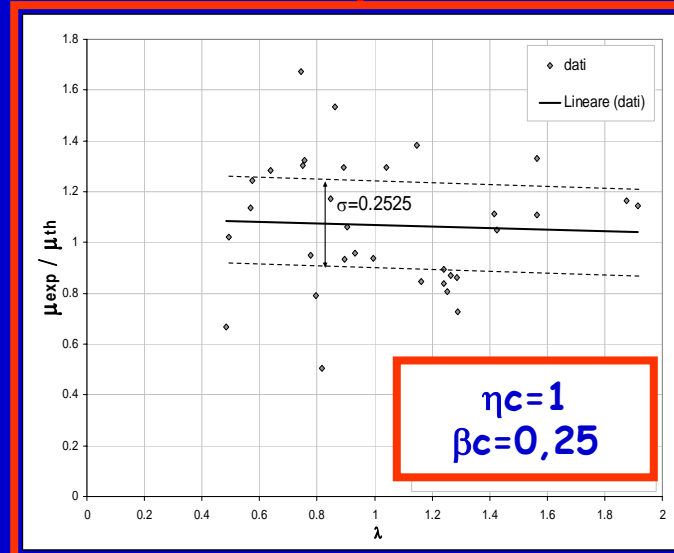
MIDR

$$\eta_c = 2.0\%$$
$$\beta_c = 0,2$$

FEMA 273

COLLAPSE PREVENTION

$$\mu_{f,i} / \mu_{fmax,i}$$



$$N_{Sd,i} / N_{bRd,i}$$

$$\eta_c = 1$$
$$\beta_c = 0$$



## AFFIDABILITA' STRUTTURALE: FREQUENZA MEDIA DI SUPERAMENTO DI UNO STATO LIMITE

$$\lambda_{LS} = \int F_C(dm) \cdot \left| \frac{d\lambda_{DM}(dm)}{ddm} \right| \cdot ddm = k_0 \left( \frac{\hat{C}}{a} \right)^{-\frac{k}{b}} \cdot \exp \left[ \frac{1}{2} \cdot \frac{k^2}{b^2} \cdot \left( \beta_{DM|Sa}^2 + \beta_C^2 \right) \right]$$

DM	VBF-EC8					
	Piano	a	b	$\beta_{DM IM}$	$\lambda_{LS}$	$1/\lambda_{LS}$ (anni)
MIDR	1	0.0054	1.280	1.084	$3.93 \cdot 10^{-4}$	2539
$\mu_r/\mu_{rmax}$	3	0.8620	1.367	0.782	$1.02 \cdot 10^{-3}$	974
$N_{Sd}/N_{Rd}$	4	7.1997	2.726	0.626	$3.60 \cdot 10^{-2}$	277

DM	VBF-P					
	Piano	a	b	$\beta_{DM IM}$	$\lambda_{LS}$	$1/\lambda_{LS}$ (anni)
MIDR	1	0.0084	6.666	0.7634	$8.95 \cdot 10^{-4}$	1117
$\mu_r/\mu_{rmax}$	3	1.214	1.977	0.482	$8.01 \cdot 10^{-4}$	1247
$N_{Sd}/N_{Rd}$	4	1.029	1.358	N.D.	$\approx 0$	>50'000

DM	VBF-RSS					
	Piano	a	b	$\beta_{DM IM}$	$\lambda_{LS}$	$1/\lambda_{LS}$ (anni)
MIDR	1	0.0339	3.645	0.858	$8.53 \cdot 10^{-4}$	1171
$\mu_r/\mu_{rmax}$	3	1.7049	3.275	1.075	$1.02 \cdot 10^{-3}$	974
$N_{Sd}/N_{Rd}$	4	0.7946	0.786	N.D.	$\approx 0$	>50'000

### CONFRONTI IN TERMINI FREQUENZA ANNUA MEDIA DI SUPERAMENTO DELLO S.L.U.

Confronto tra VBF-EC8 ( $T_{R,LS}=277$ anni)	Confronto tra VBF-EC8 ( $T_{R,LS}=277$ anni)
VBF-P ( $T_{R,LS}=1117$ anni)	VBF-RSS ( $T_{R,LS}=974$ anni)

### CONFRONTI IN TERMINI DI PESO STRUTTURALE E DI COSTI

	VBF-P	VBF-RSS
Variazione del peso strutturale dei singoli controventi	-17.54 %	-30.16 %
Variazione del peso strutturale dell'edificio	-11.47 %	-19.73 %
Variazione del costo dell'intero edificio	-3.44%	-5.72%



## CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA DI JALAYER & CORNELL HA EVIDENZIATO BUONE PRESTAZIONI SISMICHE PER TUTTI I PARAMETRI DI DANNO CONSIDERATI SIA PER I CONTROVENTI VBF-P che VBF-RSS ( $T_{R,LS} \gg 475$  anni);

CON RIFERIMENTO ALLO STATO LIMITE DI INSTABILITA' FUORI PIANO DELLE COLONNE LE STRUTTURE VBF-EC8 ESIBISCONO SCARSE PRESTAZIONI ( $T_{R,LS} < 475$  anni) CONTRARIAMENTE ALLE STRUTTURE VBF-P E VBF-RSS ( $T_{RL} \gg 50.000$  anni) CIO' IMPLICA IL RAGGIUNGIMENTO DELL'OBIETTIVO DI PROGETTO (PREVENZIONE INSTABILITA' COLONNA);

L'INCREMENTO DELLE PRESTAZIONI SISMICHE PER VBF-P E VBF-RSS RISPETTO ALLA STRUTTURA VBF-EC8 E' ASSOCIATO AD UNA RIDUZIONE DEL PESO STRUTTURALE E DUNQUE IN UNA DIMINUZIONE DEI COSTI PER LA REALIZZAZIONE DELL'INTERA STRUTTURA;

INFINE L'UTILIZZO DELLA TECNICA DELLA RSS (**CONFRONTO VBF-P E VBF-RSS**) CONDUCE AD UN MIGLIORAMENTO IN TERMINI DI PESO STRUTTURALE E DUNQUE DI COSTI, MENTRE IN TERMINI DI PRESTAZIONI SISMICHE IL COMPORTAMENTO PUO' RITENERSI EQUIVALENTE.