

Figure 2-9 Acceleration response spectra derived from the north-south component of the El Centro earthquake, California, 1940.

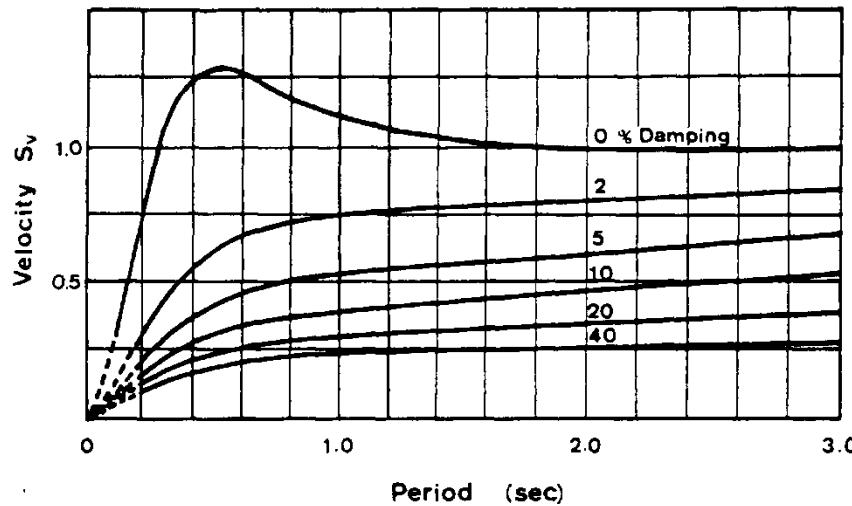


Figure 2-10 Smoothed average velocity response spectra S_v by Housner; arbitrary scale. [G. W. Housner, *Behavior of structures during earthquakes*, J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 85(EM-4), 109–129 (1959).]

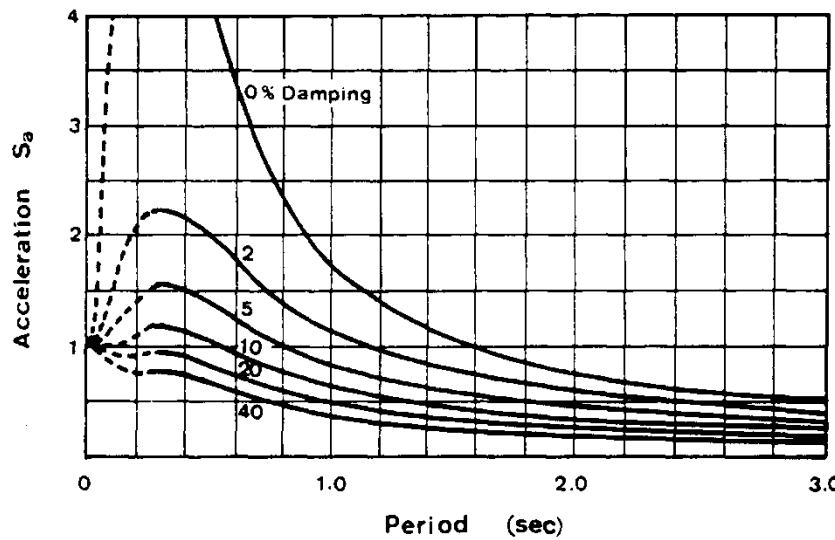


Figure 2-11 Smoothed average acceleration response spectra S_a by Housner; arbitrary scale. [G. W. Housner, *Behavior of structures during earthquakes*, J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 85(EM-4), 109–129 (1959).]

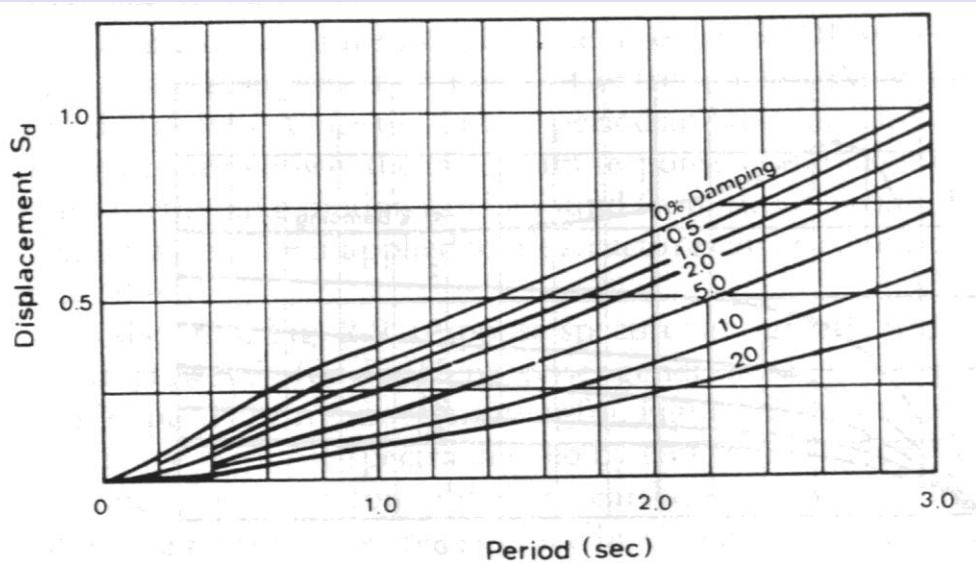


Figure 2-12 Smoothed average displacement spectra S_d by Housner; arbitrary scale. (G. W. Housner, Strong ground motion, in R. L. Wiegel (ed.), Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970, 75-91.)

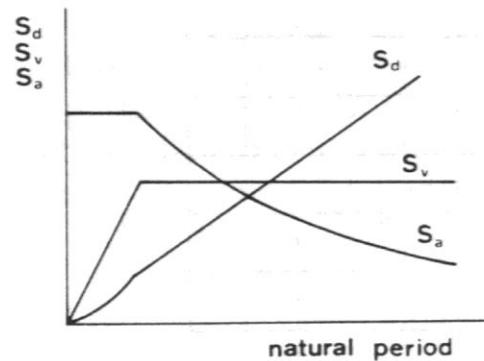


Figure 2-13 General shapes of response spectra.

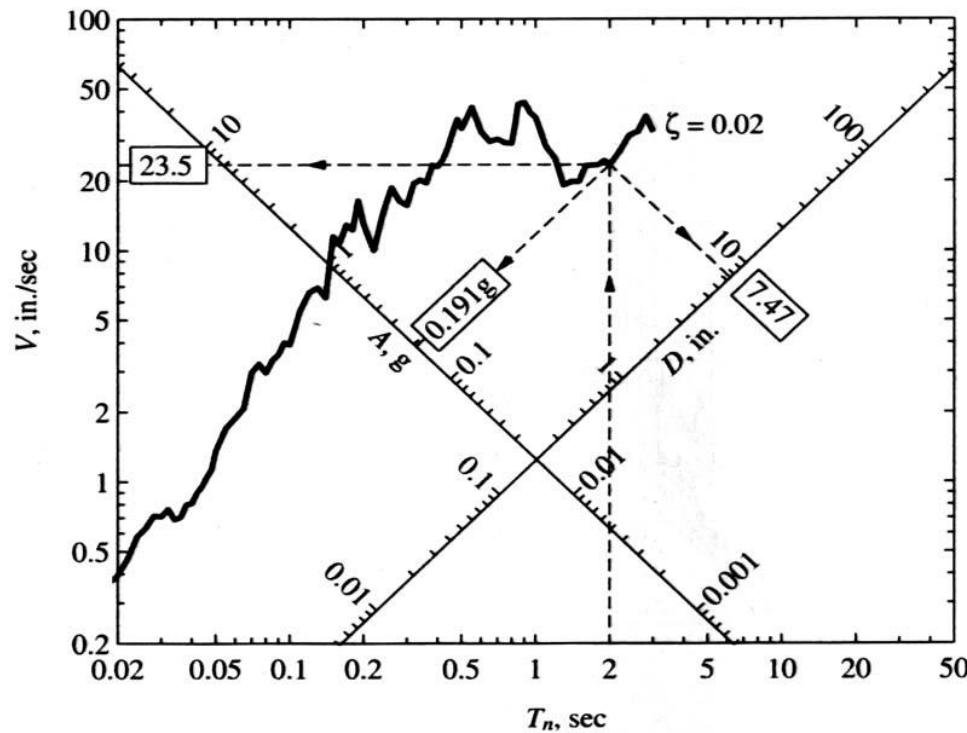
$$S_d(\xi, \omega) = \frac{1}{\omega} S_{pv}(\xi, \omega)$$

$$S_{pa}(\xi, \omega) = \omega S_{pv}(\xi, \omega)$$

$$\log S_d(\xi, \omega) = \log S_{pv}(\xi, \omega) - \log \omega$$

$$\log S_{pa}(\xi, \omega) = \log S_{pv}(\xi, \omega) + \log \omega$$

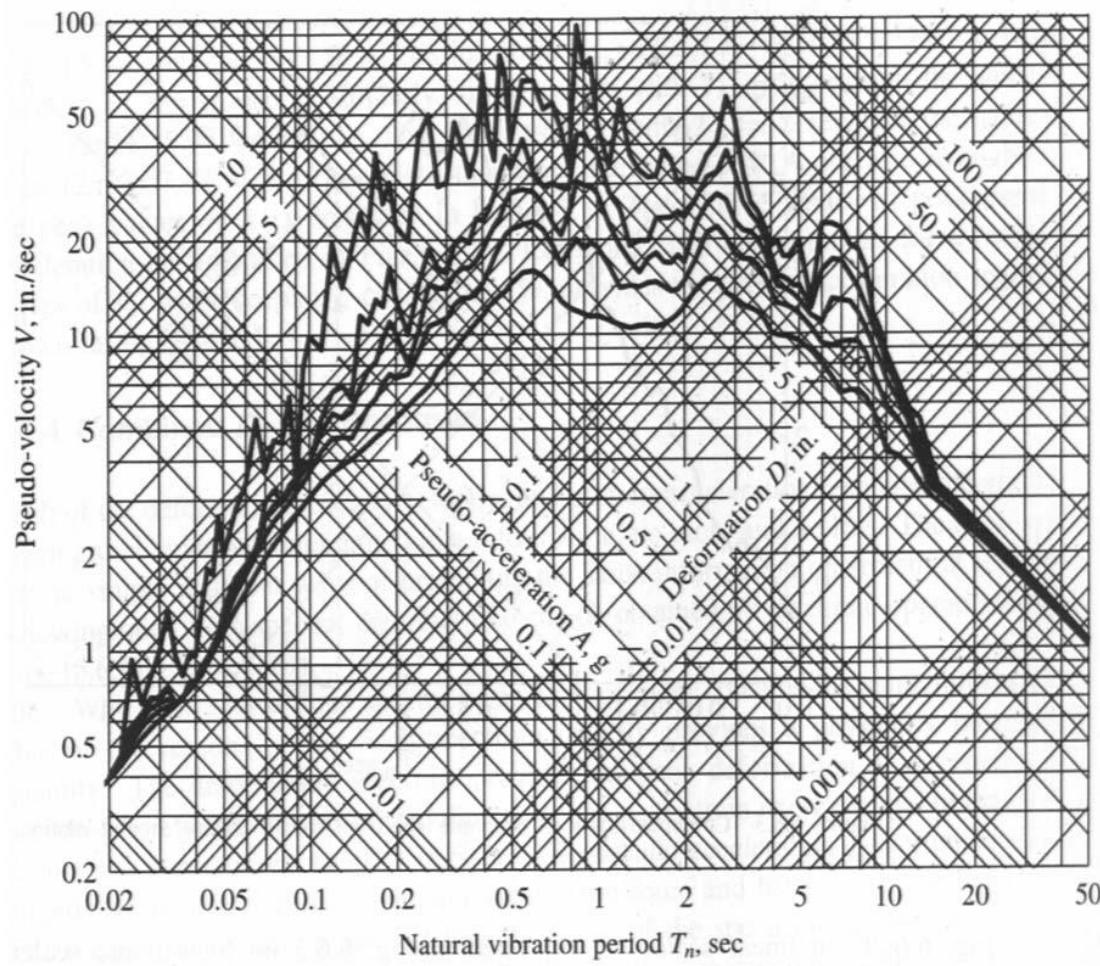
Deformation/Pseudo-velocity/Pseudo-acceleration Response Spectra



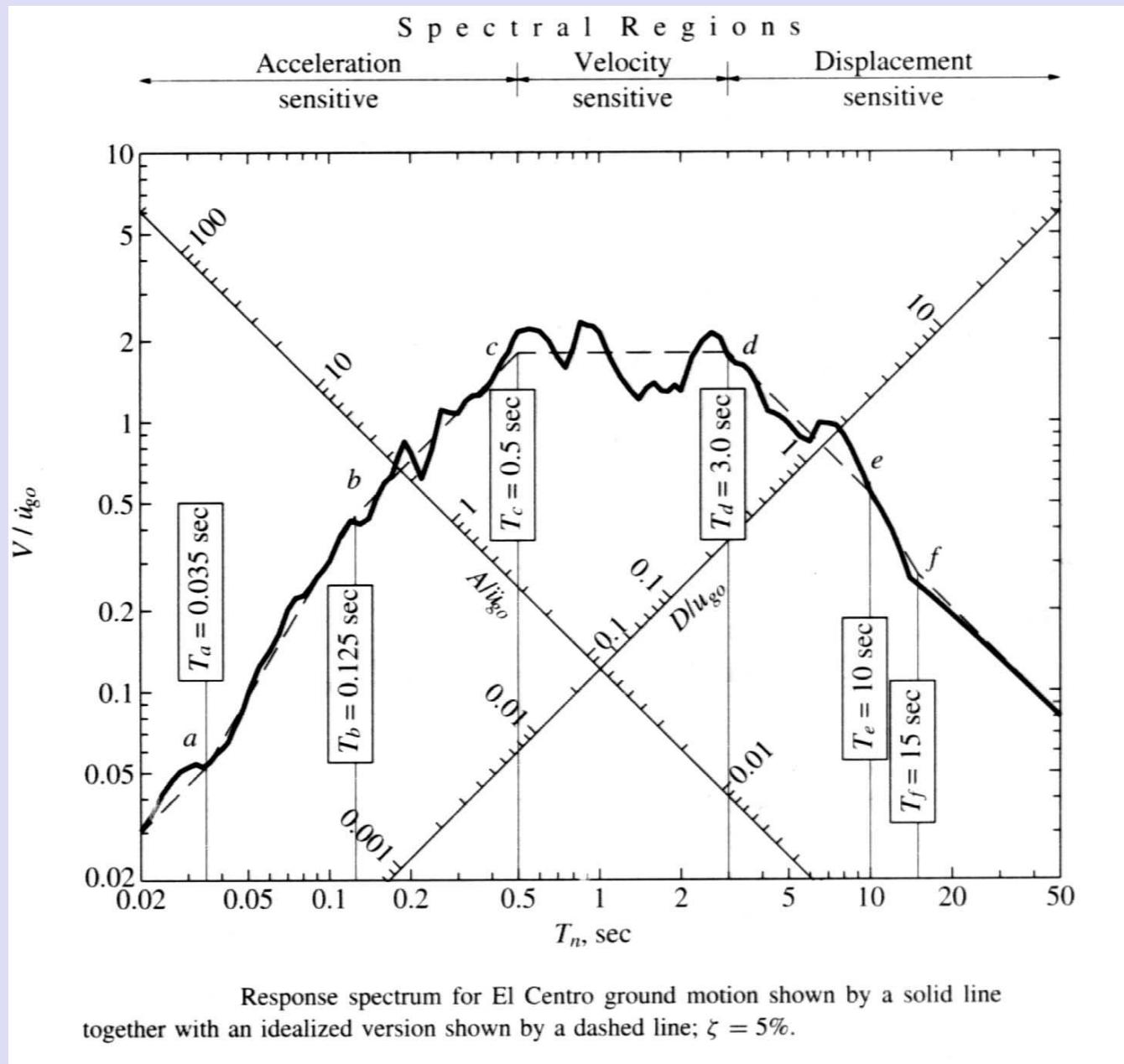
Combined D-V-A response spectrum for El Centro ground motion;
 $\xi = 2\%$.

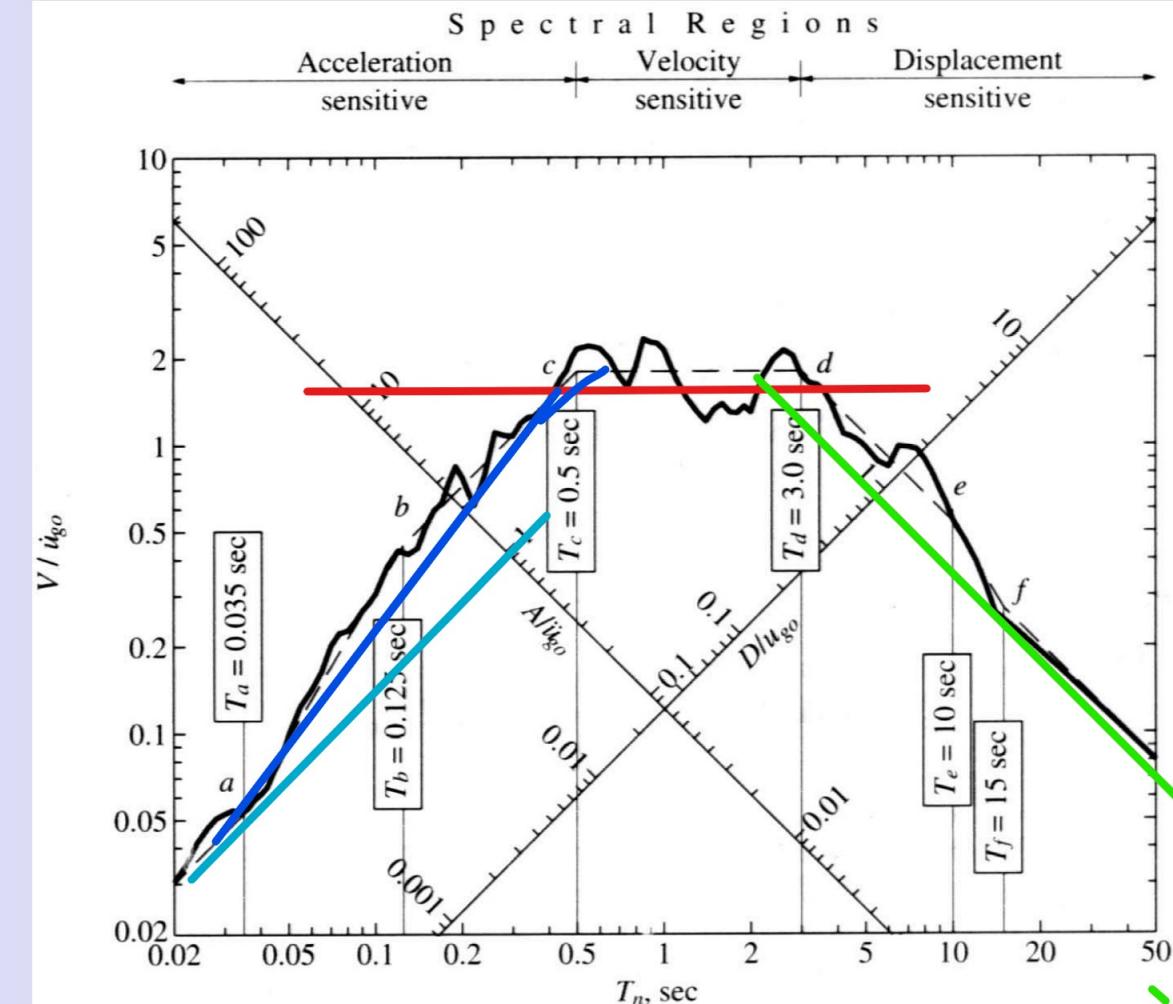
$$\lim_{\omega \rightarrow 0} \mathbf{S}_d(\xi, \omega) = [v_g(t)]_{\max}$$

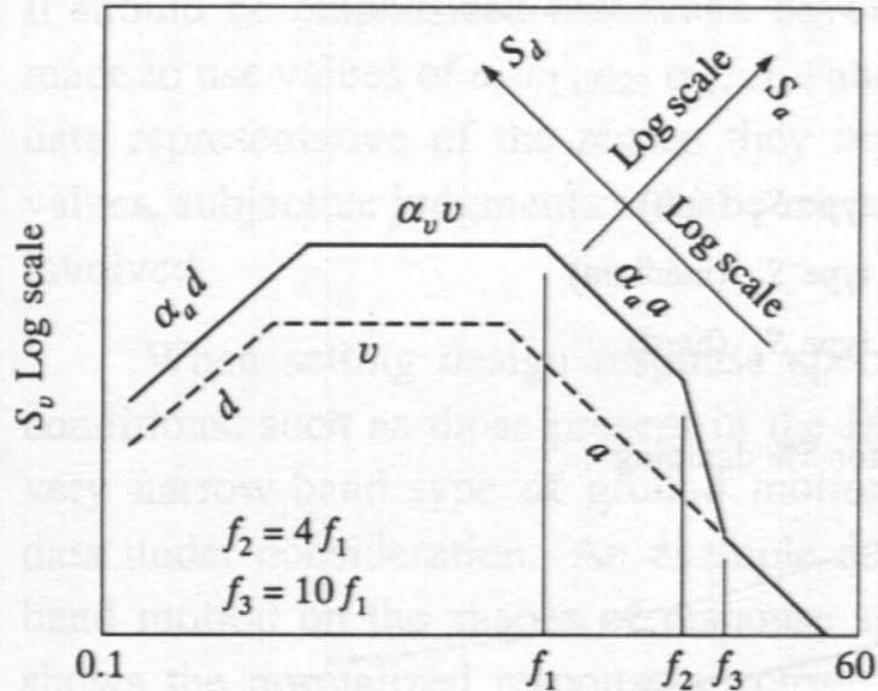
$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} \mathbf{S}_{pa}(\xi, \omega) = [\ddot{v}_g(t)]_{\max}$$



Combined $D-V-A$ response spectrum for El Centro ground motion; $\xi = 0, 2, 5, 10$, and 20% .





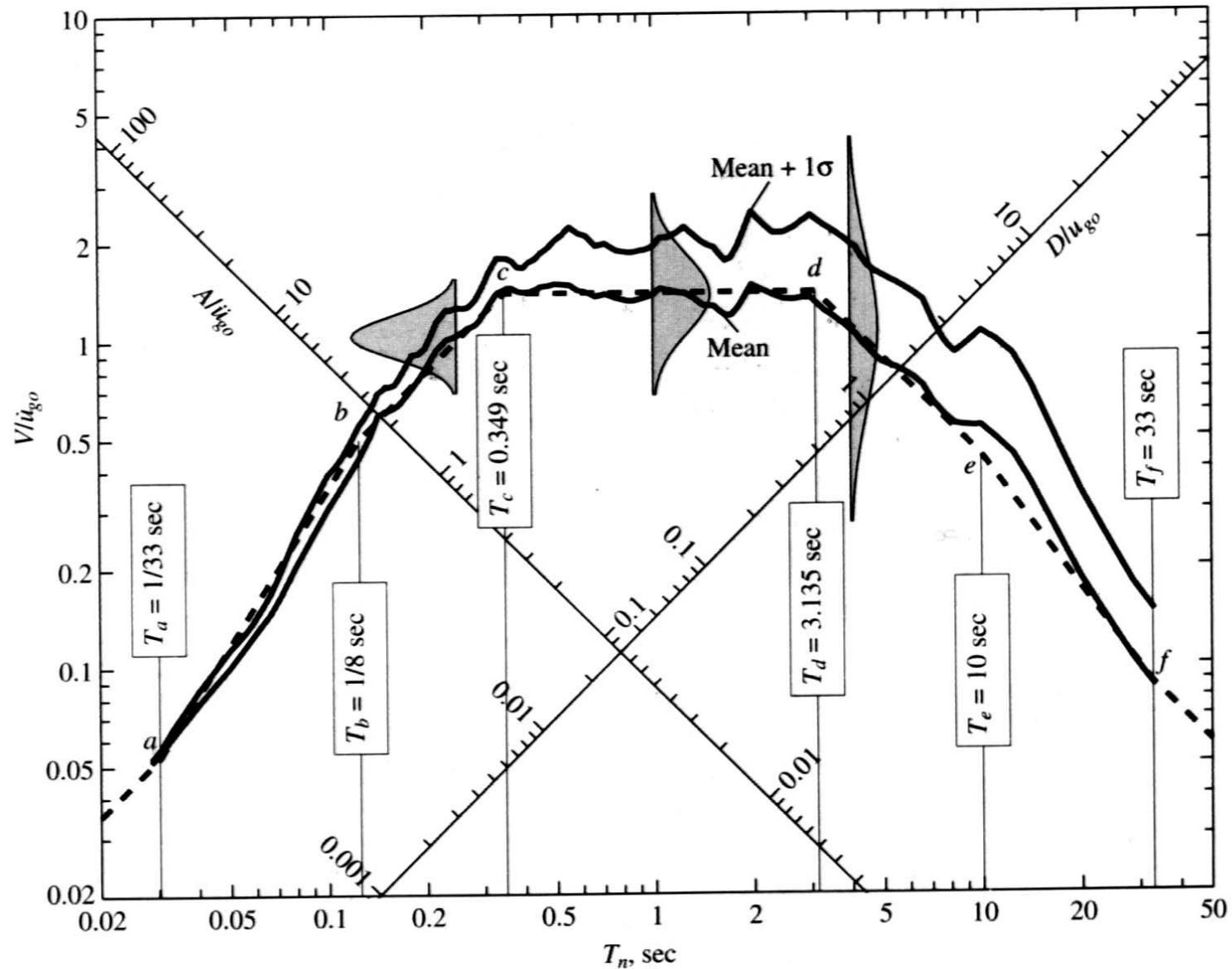


Design response spectrum.

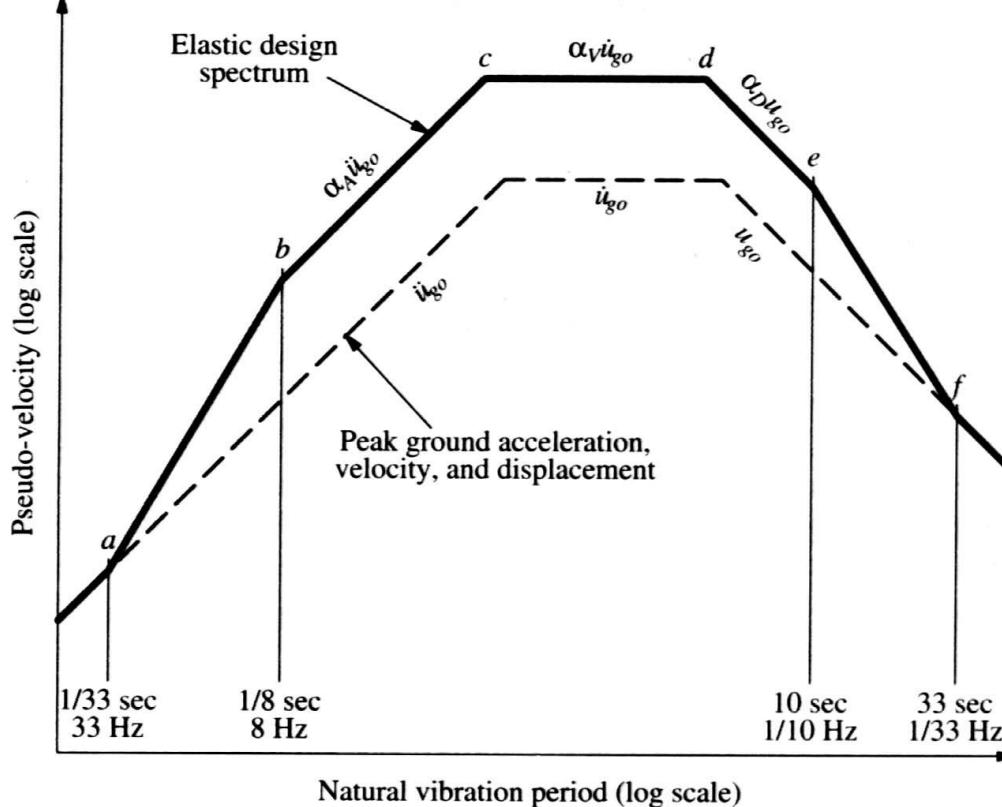
placement using the relations^{17,18}

$$v = c_1 \frac{a}{g}$$

$$d = c_2 \frac{v^2}{a}$$



Mean and mean $+1\sigma$ spectra with probability distributions for V at $T_n = 0.25, 1$, and 4 sec; $\zeta = 5\%$. Dashed lines show an idealized design spectrum. (Based on numerical data from R. Riddell and N. M. Newmark, 1979.)

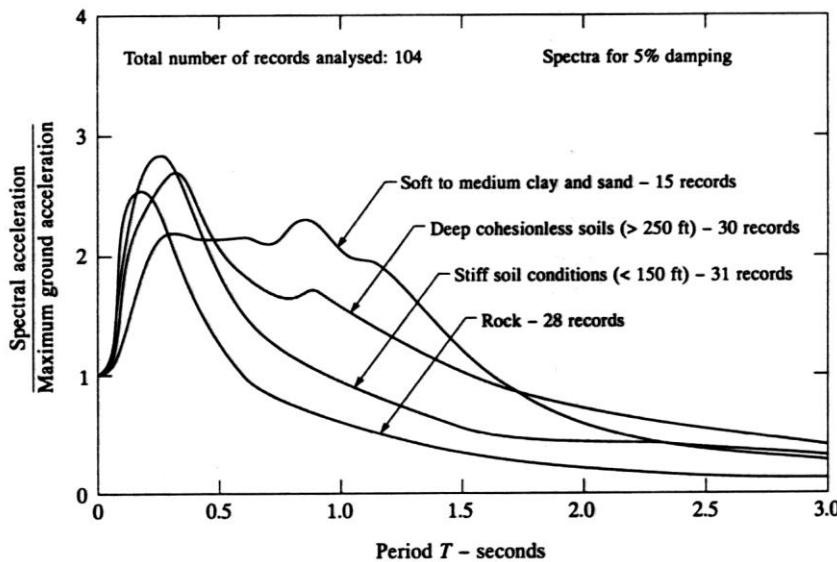


→ Construction of elastic design spectrum.

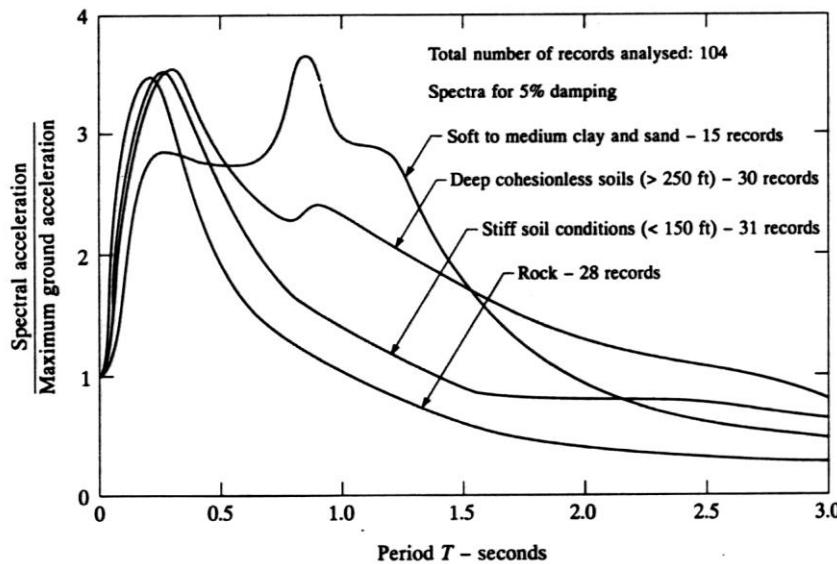
AMPLIFICATION FACTORS: ELASTIC DESIGN SPECTRA

Damping, ζ (%)	Median (50 percentile)			One Sigma (84.1 percentile)		
	α_A	α_V	α_D	α_A	α_V	α_D
1	3.21	2.31	1.82	4.38	3.38	2.73
2	2.74	2.03	1.63	3.66	2.92	2.42
5	2.12	1.65	1.59	2.71	2.30	2.01
10	1.64	1.37	1.20	1.99	1.84	1.69
20	1.17	1.08	1.01	1.26	1.37	1.38

Source: N. M. Newmark and W. J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif., 1982, pp. 35 and 36.

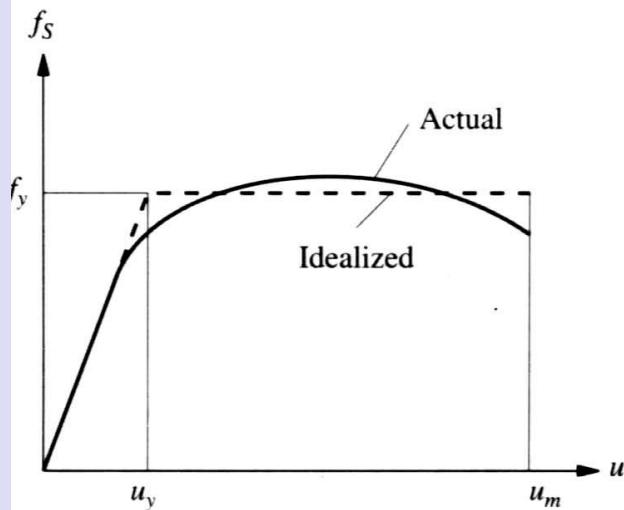


Average pseudo-acceleration spectra for different site conditions (by Seed et al.).

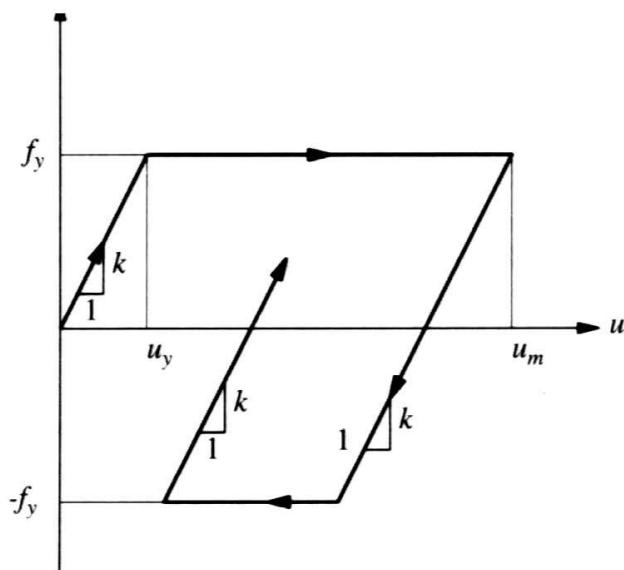


84 percentile pseudo-acceleration spectra for different site conditions (by Seed et al.).

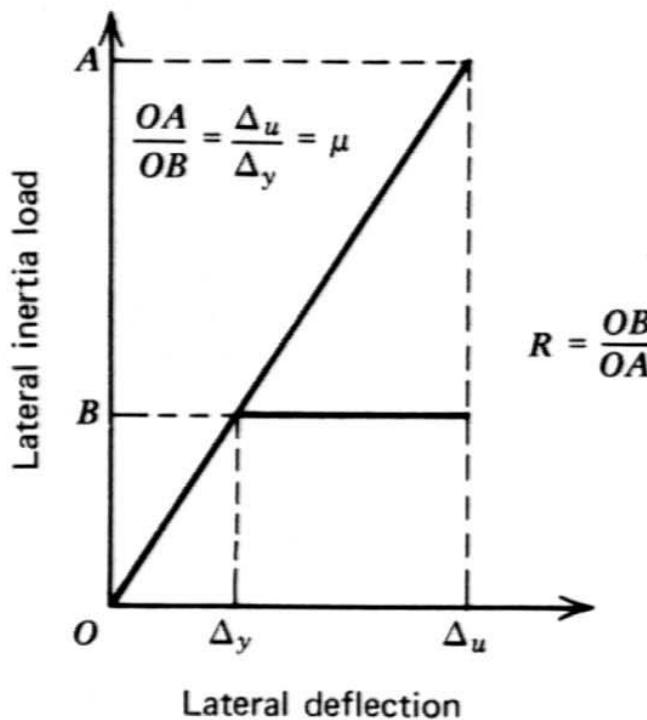
Elastoplastic Idealization



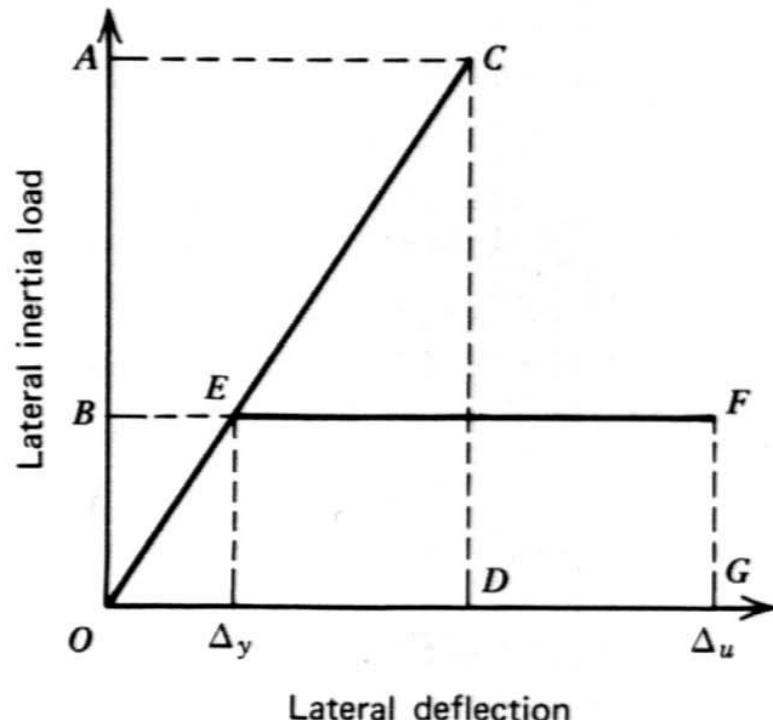
Force-deformation curve during initial loading: actual and elastoplastic idealization.



Elastoplastic force-deformation relation.



(a)

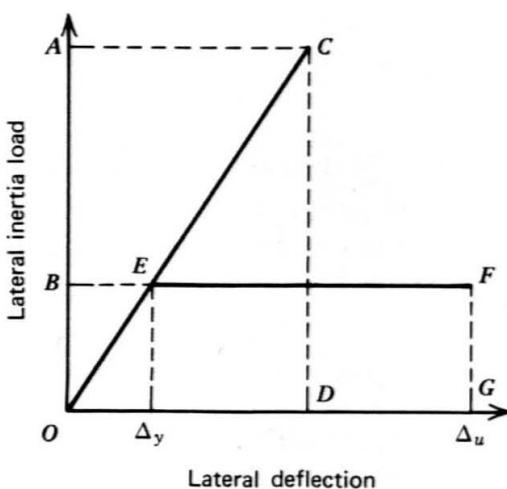


(b)

Assumed responses of elastic and elastoplastic structures. (a) Equal maximum deflection response. (b) Equal maximum potential energy response.

A measure of the ductility of a structure is the displacement ductility factor μ defined as

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$



$$R = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

$$\therefore \frac{OA \times OD}{2} = \frac{OB \times \Delta_y}{2} + (\Delta_u - \Delta_y)OB$$

But $OD = \Delta_y OA/OB$.

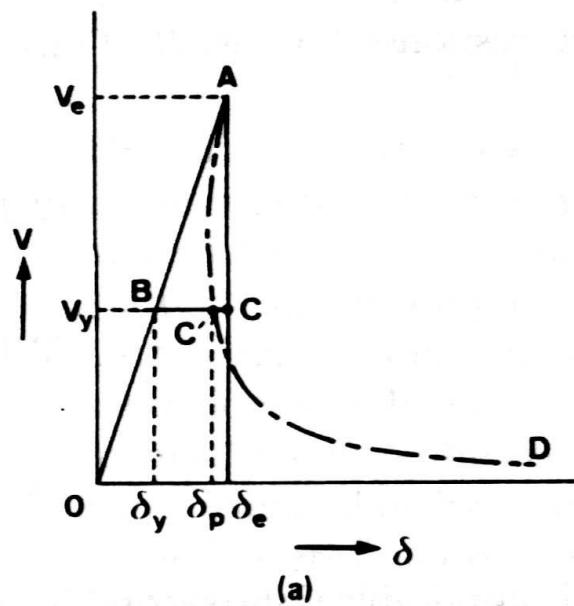
$$\therefore \frac{\Delta_y}{2} \frac{OA^2}{OB} = OB \left(\Delta_u - \frac{\Delta_y}{2} \right)$$

$$\therefore \left(\frac{OB}{OA} \right)^2 = \frac{\Delta_y}{2(\Delta_u - \Delta_y/2)} = \frac{1}{2\Delta_u/\Delta_y - 1}$$

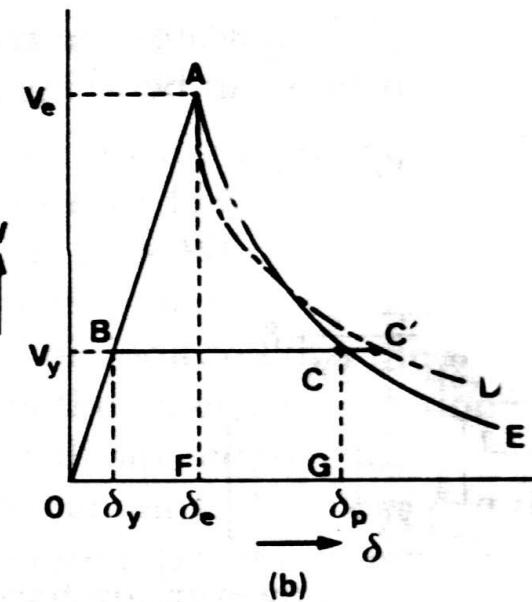
which gives Eq. 11.39, since $OB/OA = R$ and $\Delta_u/\Delta_y = \mu$.

A comparison between the μ values obtained from Eqs. 11.38 and 11.39 for a range of R values is given below.

$R = \frac{\text{Design load}}{\text{Elastic response load}}$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
μ from Eq. 11.38	5.0	2.5	1.67	1.25	1.0
μ from Eq. 11.39	13.0	3.63	1.89	1.28	1.0



(a)



(b)

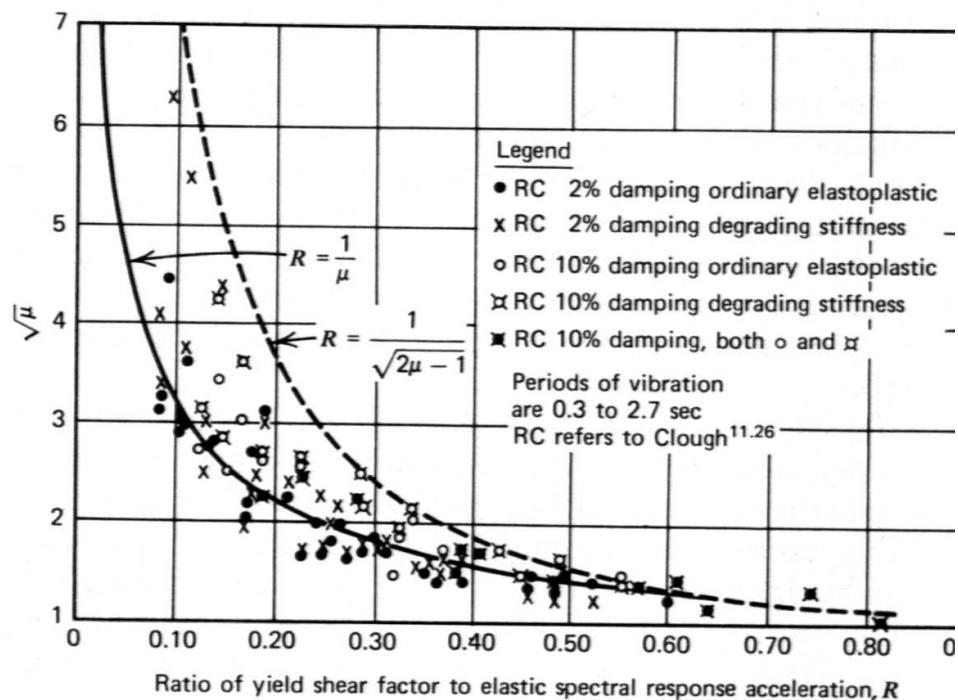
Relationship between elastic and inelastic responses. (a) System with long natural vibration period ($S_v = \text{const}$). (b) System with short natural vibration period ($S_u = \text{const}$).

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

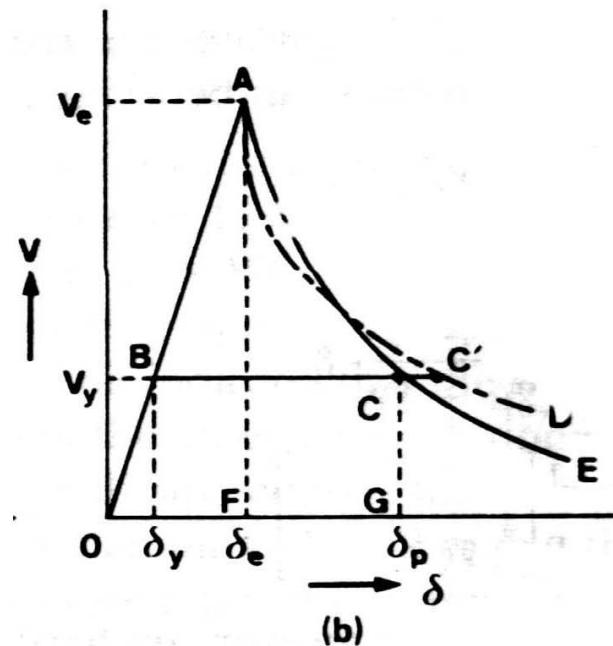
The value μ is defined as the *ductility ratio*. As long as the yield force is not extremely low, $\delta_p = \delta_e$ and, therefore,

$$V_y = \frac{V_e}{\mu}$$

$$\mu = \frac{V_e}{V_y}$$



Displacement ductility versus ratio of strength to elastic demand for single freedom oscillators responding to the 1940 El Centro N-S earthquake.^{11,21}



$$V_y = \frac{V_e}{(2\mu - 1)^{\frac{1}{2}}}$$

or $\delta_p = \frac{\mu}{(2\mu - 1)^{\frac{1}{2}}} \delta_e$

or $\mu = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{V_e}{V_y} \right)^2 + 1 \right]$

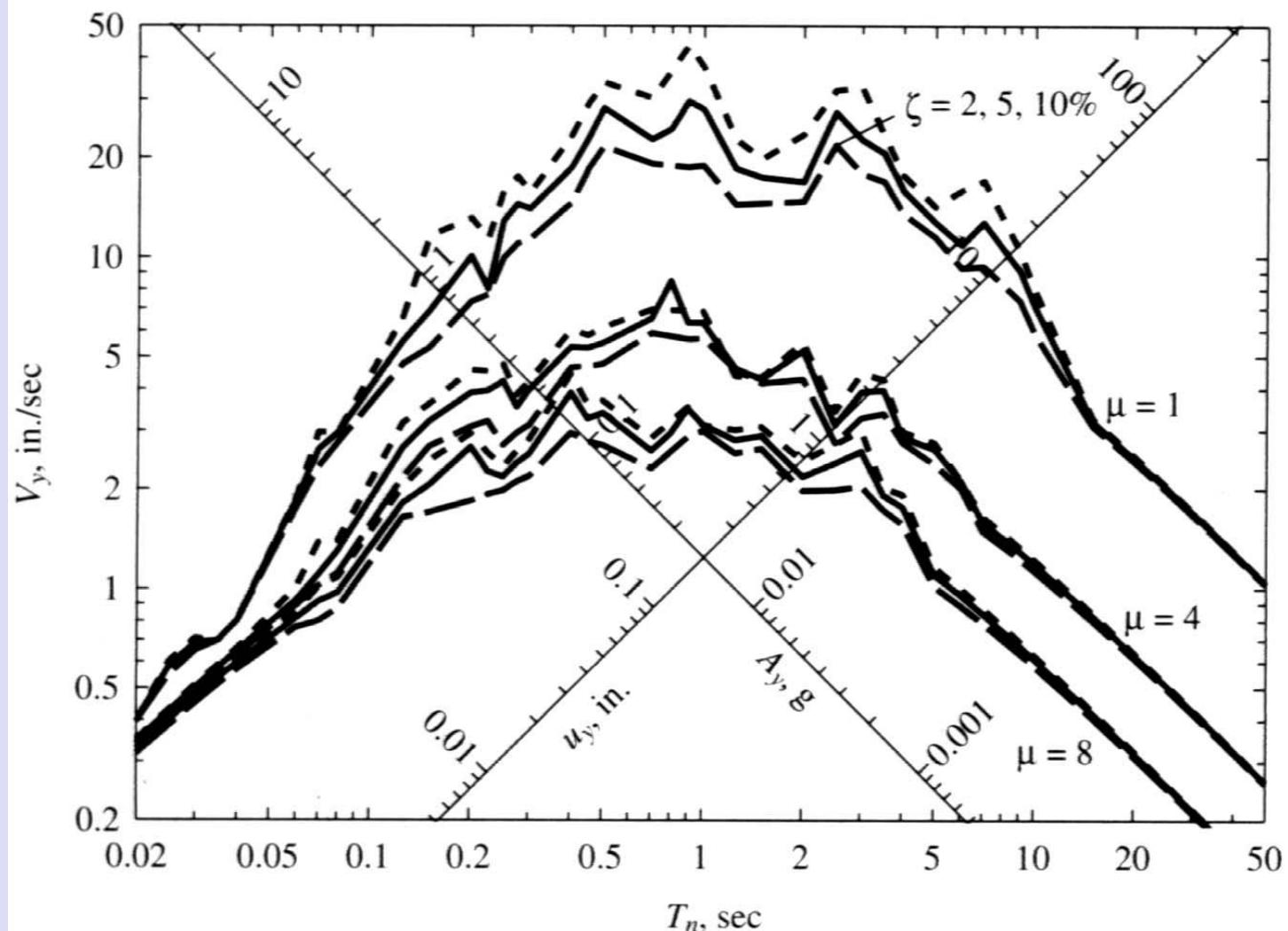
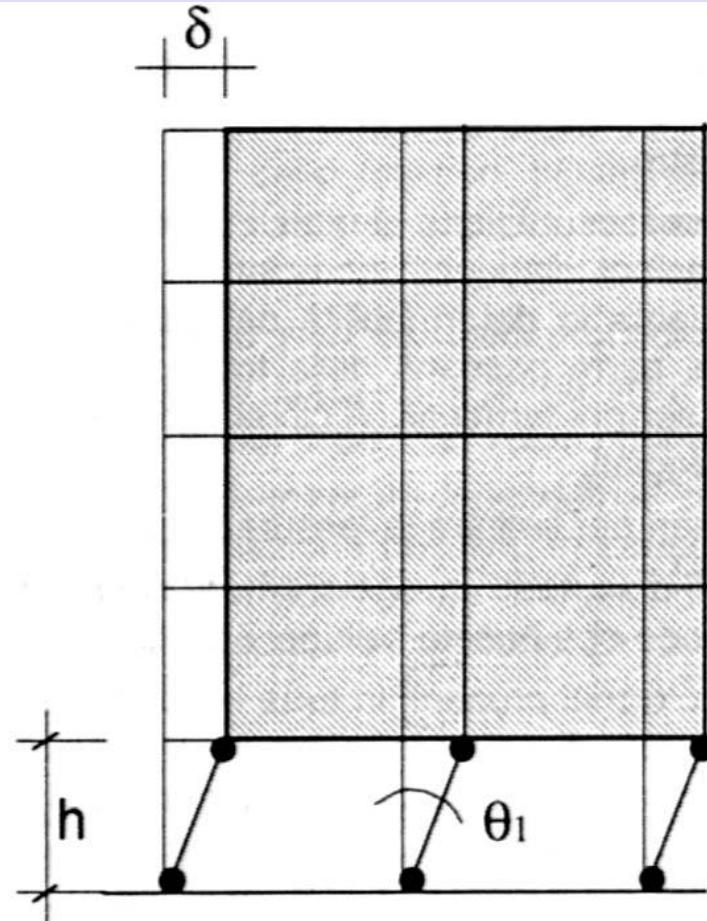
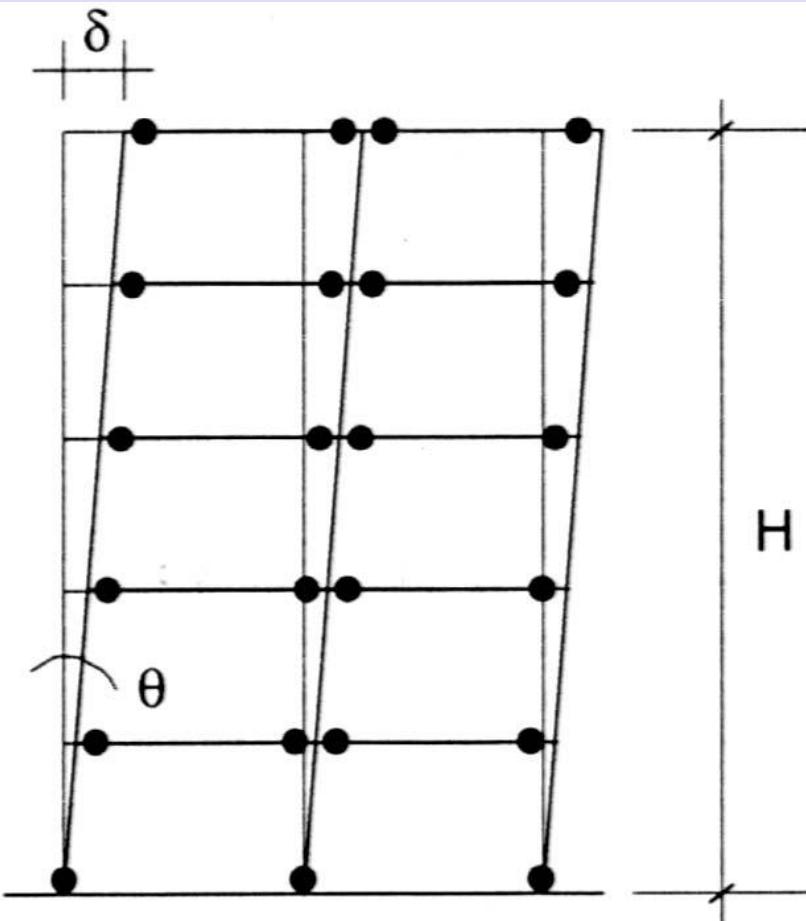


Figure 7.8.1 Response spectra for elastoplastic systems and El Centro ground motion;
 $\zeta = 2, 5$, and 10% and $\mu = 1, 4$, and 8 .



**Meccanismi di plasticizzazione; (a) cerniere nelle travi ed alla base dei pilastri;
(b) cerniere ai pilastri del piano terra**

Valutazione delle azioni sismiche secondo l'eurocodice 8

RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

SPETTRO DI PROGETTO PER ANALISI LINEARE

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per il periodo di ritorno di riferimento, normalizzato rispetto all'accelerazione di gravità g , è definito mediante le seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_o(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_o(T) = \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \\ \geq 0.20 \cdot \alpha \end{cases}$$

$$T_D \leq T : \quad S_o(T) = \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}} \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_{d2}} \\ \geq 0.20 \cdot \alpha \end{cases}$$

dove:

$S_o(T)$ ordinata dello spettro di progetto, normalizzato rispetto a g ;

α rapporto tra il valore di progetto dell'accelerazione del terreno a_g e l'accelerazione di gravità g ($\alpha = a_g/g$);

q coefficiente di comportamento;

k_{d1}, k_{d2} esponenti che modificano la forma dello spettro di progetto per un periodo di vibrazione maggiore, rispettivamente, di T_C e T_D .

Sistemi strutturali sismoresistenti e coefficienti di struttura

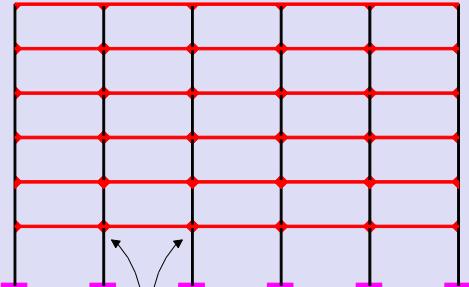
L'Eurocodice 8 e le NTC18 individuano vari sistemi strutturali classificati in base al loro comportamento sismico:

- a) Telai resistenti a flessione;
- b) Telai con elementi di controvento concentrici;
- c) Telai con elementi di controvento eccentrici;
- d) Strutture a mensola o strutture a pendolo capovolto;
- e) Strutture con nuclei in calcestruzzo o pareti di calcestruzzo;
- f) Sistemi duali;
- g) Strutture miste.

Nella tabella successiva si riportano i valori del coefficiente di comportamento q indicati dall'EC8 per alcune tipologie.

Tipologia	comportamento	zone dissipative	meccanismo dissipativo	q
Telai resistenti a flessione	flessionale	nodi trave-colonna	flessione ciclica	$5 \alpha_u/\alpha_1$
Telai con elementi di controvento concentrici				
• con diagonali in tensione	assiale	diagonali tese	tensione	4
• con controventi a "V"	assiale	diagonali tese e compresse	tensione	2
• con controventi a "K"	assiale	-	tensione	1
Telai con elementi di controvento eccentrici	assiale-flessionale	links eccentrici	flessione-taglio	$5 \alpha_u/\alpha_1$

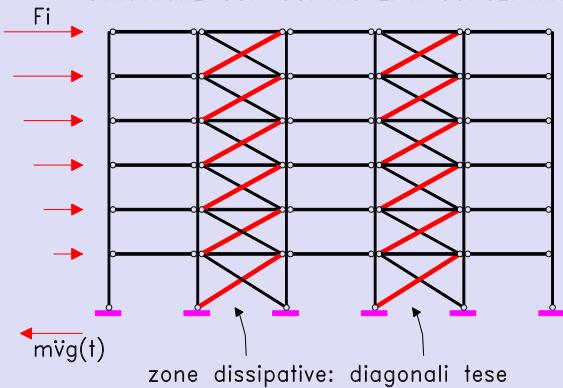
TELAI RESISTENTI A FLESSIONE



$$q = \frac{5\alpha_u}{\alpha_1}$$

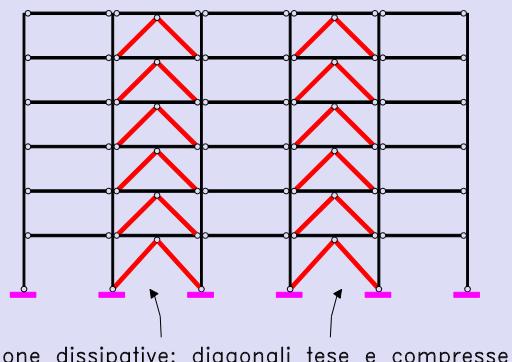
$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \approx 1.20$$

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI



$$q=4$$

STRUTTURE CON CONTROVENTI A V



$$q=2$$

PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO SECONDO L'EUROCODICE 8

PRINCIPI GENERALI

La sezione 3 dell'Eurocodice 8 fornisce regole specifiche, aggiuntive rispetto a quelle contenute nell'Eurocodice 3, per la progettazione delle strutture in acciaio in zona sismica.

Le strutture in acciaio in zona sismica devono essere progettare secondo uno dei seguenti principi:

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

Nella progettazione di strutture dissipative si tiene conto della capacita' di alcune parti della struttura di resistere alle azioni sismiche oltre il limite del comportamento elastico.

In questo caso si assumeranno valori del coefficiente di comportamento q maggiori di 1.0.

Nel progetto di strutture non dissipative non si tien conto della possibilita' di impiegare la struttura al di la' del limite del comportamento elastico. Il coefficiente di comportamento q dovrà, pertanto, essere assunto pari ad 1.0.

CRITERI DI PROGETTO E DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER UN COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI TIPO DISSIPATIVO

CRITERI PROGETTUALI

Al fine di assicurare un comportamento dissipativo stabile, l'Eurocodice richiede che le zone dissipative siano localizzate in modo tale che le plasticizzazioni e/o i fenomeni di instabilità locale, associati alla plasticizzazione ciclica, che possono svilupparsi in queste zone non compromettano la stabilità della intera struttura. Viene inoltre richiesto che:

- I. i componenti strutturali delle zone dissipative possiedano adeguata duttilità e resistenza.
- II. le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano sufficienti sovraresistenze per consentire lo sviluppo della plasticità ciclica nelle zone dissipative.

DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER TUTTI GLI ELEMENTI STRUTTURALI

MEMBRATURE COMPRESSE

La duttilita' locale delle membrature in compressione deve essere garantita utilizzando, in funzione del coefficiente di comportamento q assunto per la tipologia strutturale, le classi di sezione trasversale indicate nella tabella successiva.

Classi di sezione trasversale in funzione del coefficiente q

coefficiente di comportamento q	classe della sezione trasversale
$q > 4$	classe 1
$2 < q \leq 4$	classe 2
$q \leq 2$	classe 3