Principi di progettazione in zona sismica

Edoardo Cosenza



Dipartimento di Ingegneria Strutturale Università di Napoli Federico II

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli Frattamaggiore 16 Gennaio 2007

Strutture in zona sismica

<u>EUROCODICI</u>

ORDINANZA DPC

"TESTO UNICO"

DM 1996



"TESTO UNICO"

5.7. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

5.7.1. REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

5.7.1.1 Oggetto delle norme

Il presente paragrafo riguarda particolari prescrizioni relative alle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Possono servire per la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi di consolidamento, riparazione, miglioramento ed adeguamento di strutture esistenti. Le norme hanno per obiettivo la salvaguardia della vita umana, la limitazione dei danni, il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Il Committente ed il Progettista di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza stabiliti nella presente norma, possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali, nella letteratura tecnica consolidata, negli allegati 2 e 3 alla OPCM del 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche ed integrazioni.

"TESTO UNICO"

3.2. AZIONE SISMICA		AZIONE	SISMICA	pag.	35	
		3.2.1.	Categorie di suolo di fondazione	pag.	35	
		3.2.2.	Calcolo dell'azione sismica	pag.	36	
		3.2.3.	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	pag.	43	
		3.2.4.	Strutture con dispositivi antisismici	pag.	44	
		3.2.5.	Aspetti particolari dell'azione sismica per i ponti e opere di grande esten-			
			sione	pag.	45	
	5.7.	PARTICO	LARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE			
				pag.	201	
		5.7.1.	Requisiti di sicurezza e criteri di verifica	pag.	201	
		5.7.2.	Prescrizioni relative ai terreni di fondazione	pag.	201	
		5.7.3.	Livelli di protezione sismica	pag.	202	
		5.7.4.	Caratteristiche generali degli edifici	pag.	202	
		5.7.5	Considerazione di elementi secondari non strutturali	pag.	204	
		5.7.6.	Impianti	pag.	204	
		5.7.7.	Verifiche di sicurezza	pag.	204	
		5.7.8.	Edifici in cemento armato	pag.	206	
Ģ		5.7.9.	Edifici con struttura prefabbricata	pag.	207	
		5.7.10.	Edifici in acciaio	pag.	207	
ı		5.7.11.	Prescrizioni particolari per gli edifici in muratura	pag.	209	
ı		5.7.12.	Prescrizioni particolari per gli edifici con struttura in legno	pag.	211	
ı		5.7.13.	Particolari prescrizioni per gli edifici con isolamento sismico	pag.	212	
		5.7.14.	Edifici esistenti	pag.	213	
		5.7.15.	Prescrizioni particolari per l'altezza degli edifici	pag.	213	

Requisiti (ir sec...) Anitato: i danni alla strutturo scursioni in campo plastico. Be anti non sono compromesse e normali di modesto impegno economico scurabili. Evento con T=72 significative riduzioni di resistrutturali sono dannego la presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di defo conveniente. Postato Vicario di presenza di presenza di presenza di defo conveniente di presenza di pres probabilisticamente controllato ameggiata, con ridotte 311 elementi non strutturali sono significativo e non sarebbe in grado

🧪 e di Danno Limitato corrispondono agli afici di nuova costruzione. Lo Stato Limite di 📶 azione di progetto più elevata, caratterizzata da una

√di superamento, non superiore al 2% in 50 anni ...

 $\theta < 0.75\theta_n$ 10% 475

	SIAI	I LIM	11E SI	SMIC	$\mathcal{I}_{\mathbf{I}}$
State	04-4-			Prob.	Perio
Statu	Stato	Acceleler.	T imitaniani	superam.	rito

Danno

Danno

Severo

Collasso

conviene

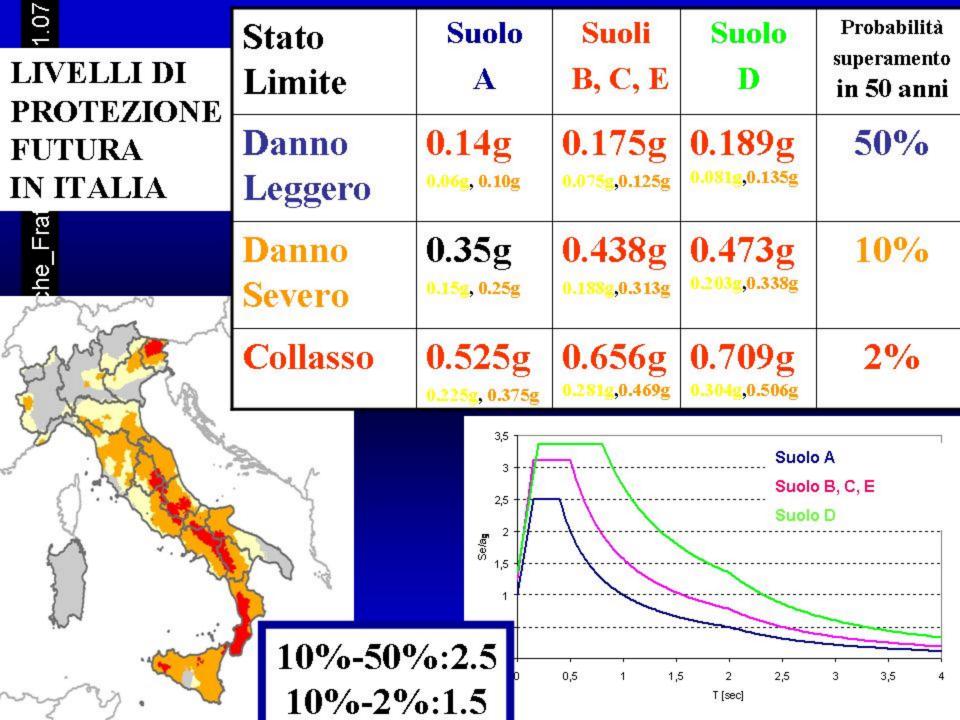
demolire

resiste a

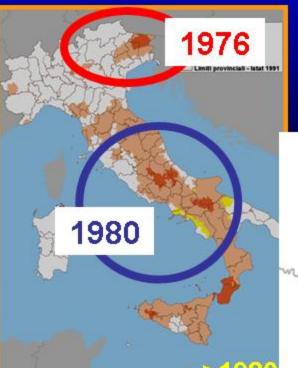
replica

iodo rno progetto Limite Struttura in 50 anni in anni

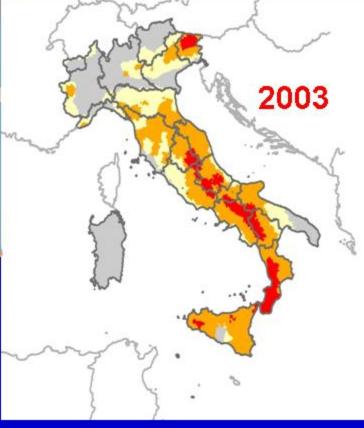
Leggero Agibile a_g (2.5) $d_r/h < 0.005$ 50% 72



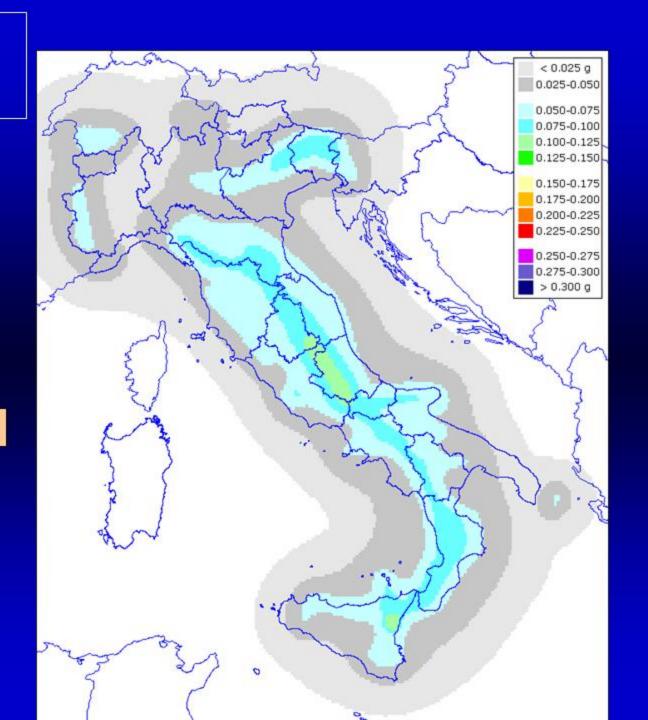




PREVISIONI SU BASE SCIENTIFICA

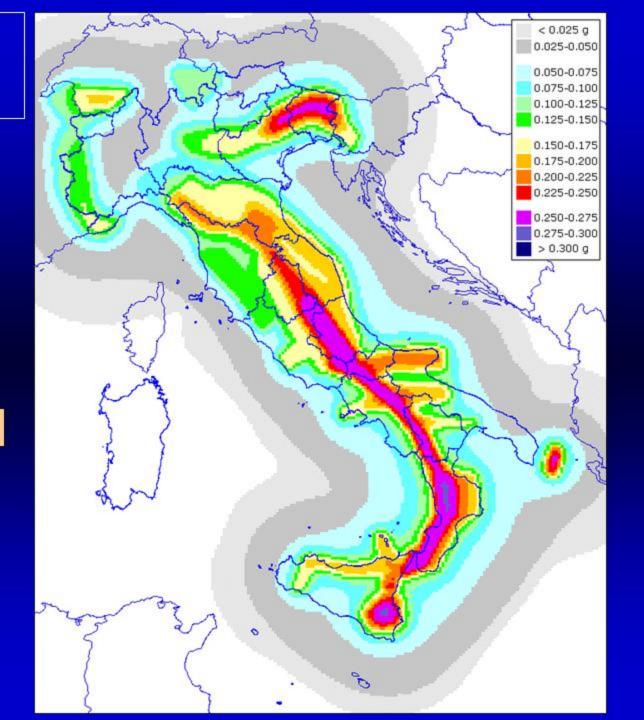


50mo perc. 50% in 50 anni (T=72)

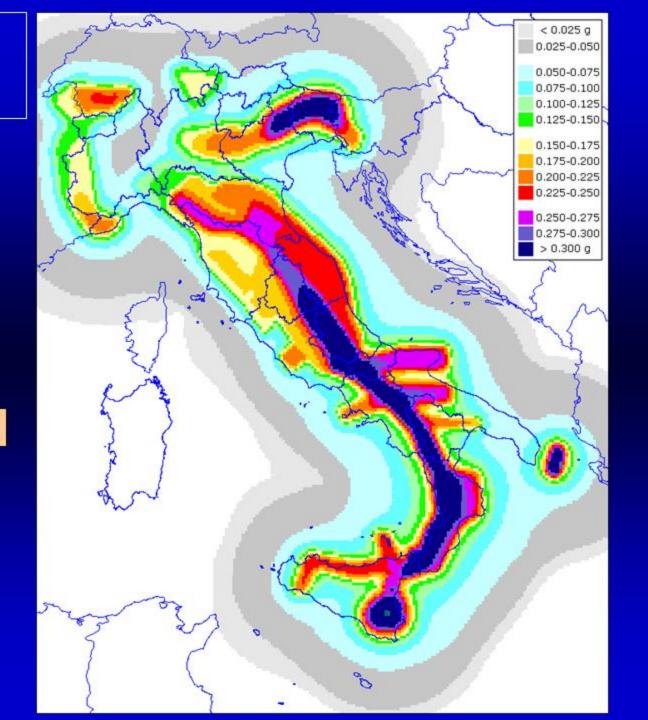


50mo perc. 10% in 50 anni (T=475)

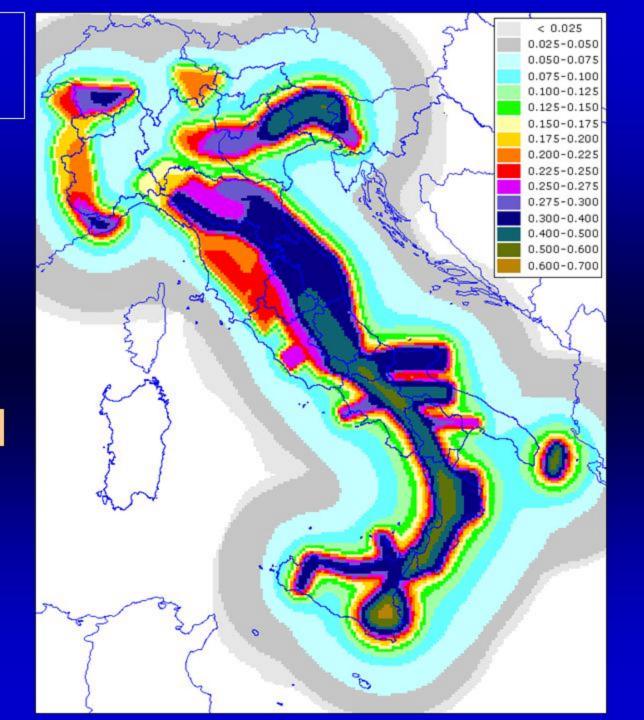
MPS2004 !!!

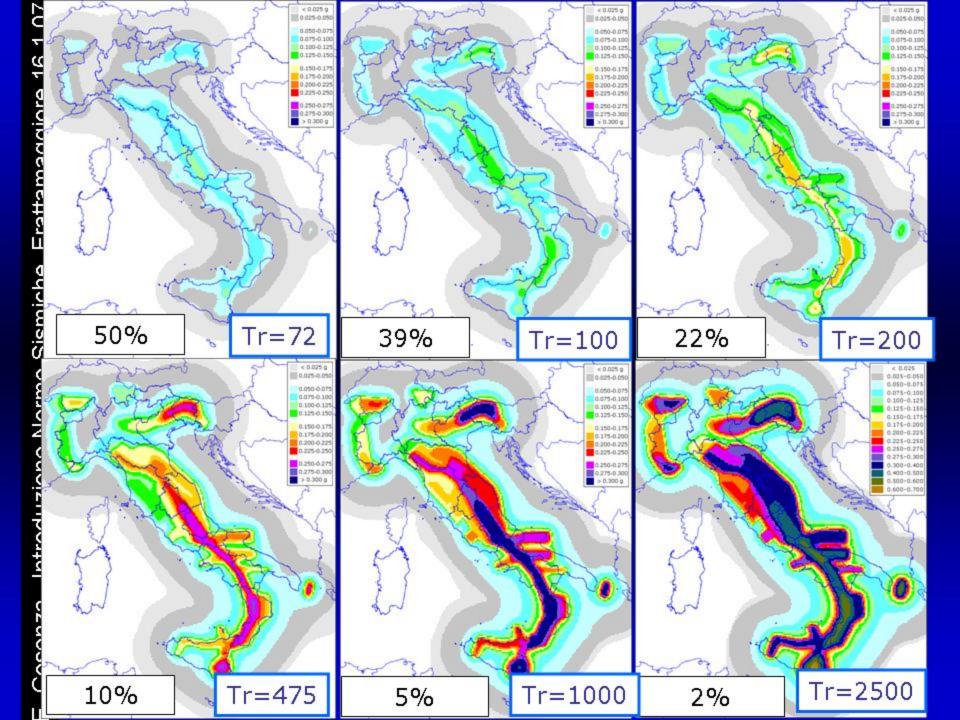


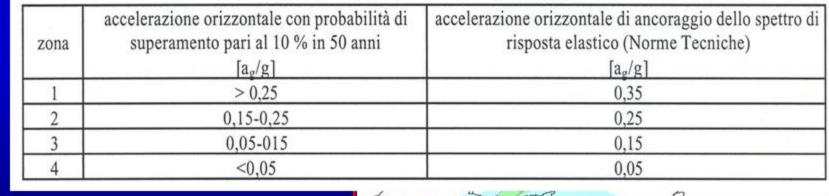
50mo perc. 5% in 50 anni (T=1000)



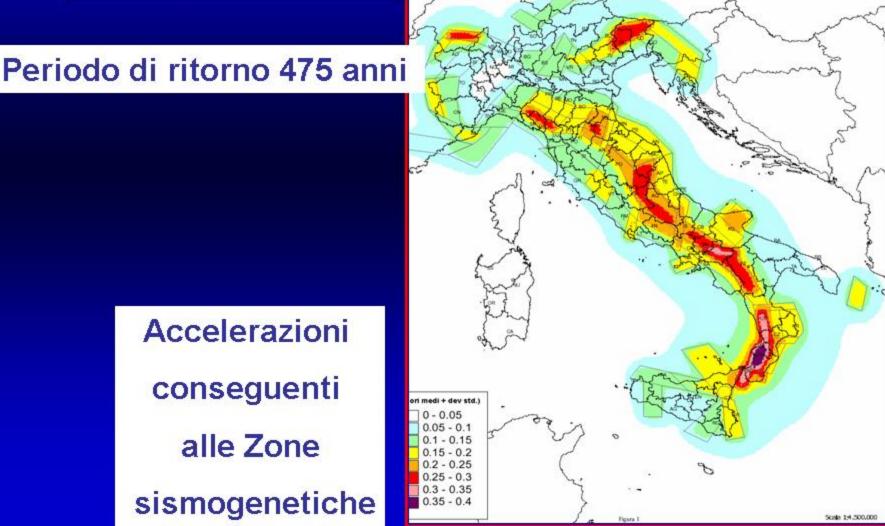
50mo perc. 2% in 50 anni (T=2500)











```
ANCONA (1972): a_{max} = 0.548 g
    GEMONA (1976): a_{max} = 0.635 g
    CALITRI (1980): a_{max} = 0.333 g
  COLFIORITO (1997): a_{max} = 0.389 g
NOCERA UMBRA (1997): a_{max} = 0.556 g
SAN SALVADOR (1985): a_{max} = 0.691 g
    NAHANNI (1985): a_{max} = 1.10 g
```

CILE (1985): $a_{max} = 0.665 g$

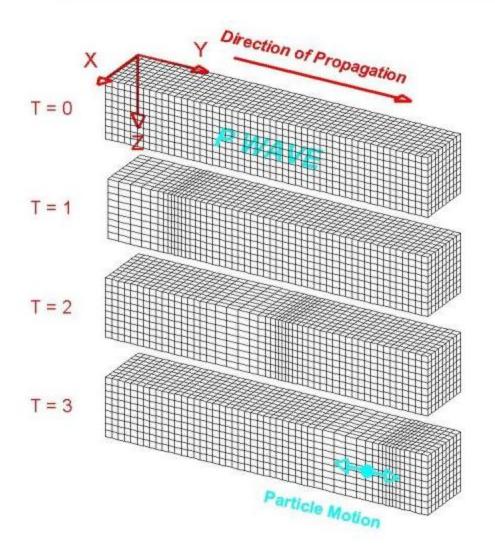
KOBE (1995): $a_{max} = 0.834 g$

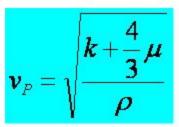
TAIWAN (1999): $a_{max} > g$

Table 3.1: Ground types

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters			
J-000001		v _{s,30} (m/s)	N _{SPT} (blows/30cm)	c _u (kPa)	
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	-	-	
В	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250	
С	Deep deposits of dense or medium- dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250	
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70	
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_4 values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_4 > 800$ m/s.				
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	-	10 - 20	
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types $A - E$ or S_1				

Onde P





Tipici valori di Vp

Aria: 0.33 Km/s

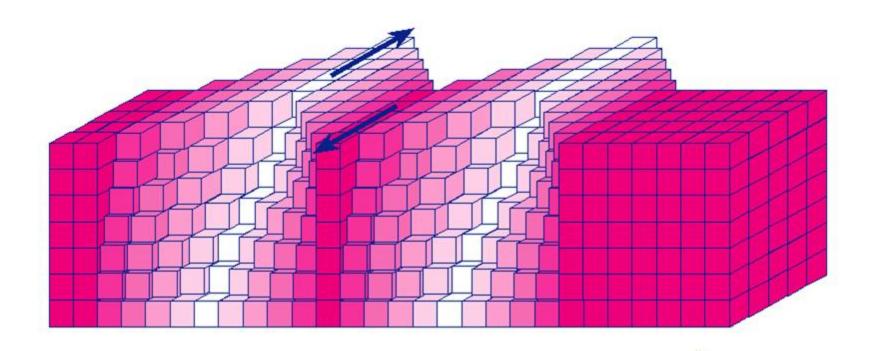
Acqua: 1.5 Km/s

Crosta: 2-7 Km/s

Mantello: 8-13 Km/s

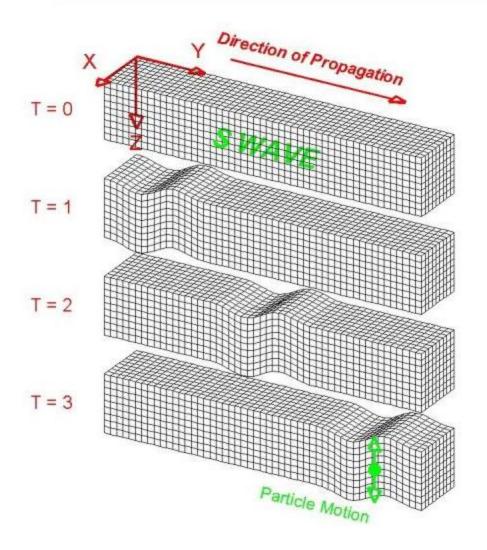
Nucleo: 8-12 Km/s

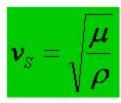
Onde S (onde di taglio)



DIREZIONE DI PROPAGAZIONE

Onde S





Tipici valori di Vp

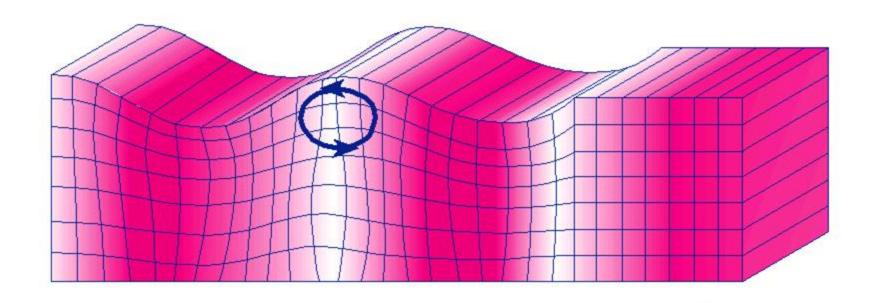
Crosta: 1-4 Km/s

Mantello: 4-7 Km/s

In genere:

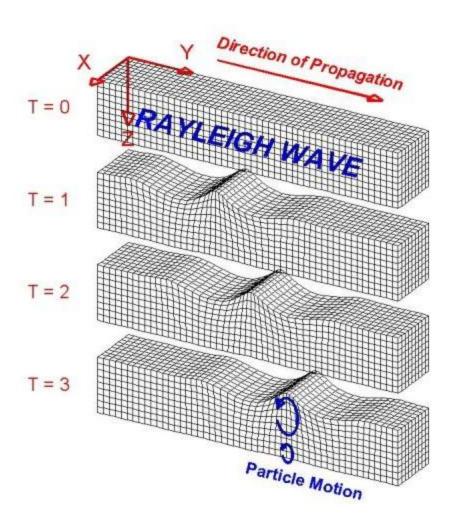
$$\frac{v_P}{v_S} \approx 1.73$$

Onde di Rayleigh



DIREZIONE DI PROPAGAZIONE

Onde di Rayleigh



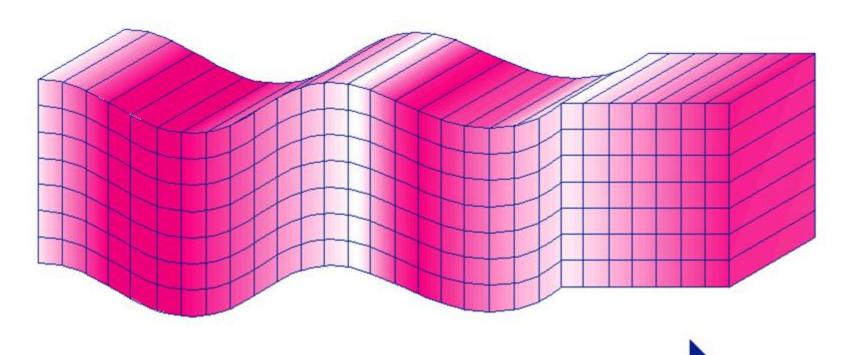


L'ampiezza decresce esponenzialmente con la profondità.

La profondità dipende dalla lunghezza d'onda.

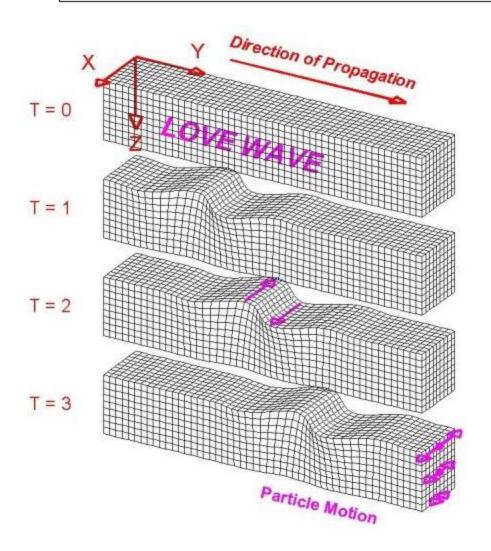
Viaggiano con velocità differente a seconda della lunghezza d'onda!! (dispersione)

Onde di Love



DIREZIONE DI PROPAGAZIONE

Onde di Love





Sono dispersive.

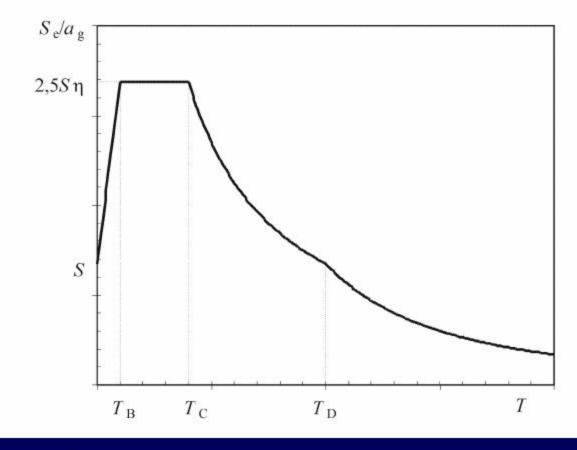
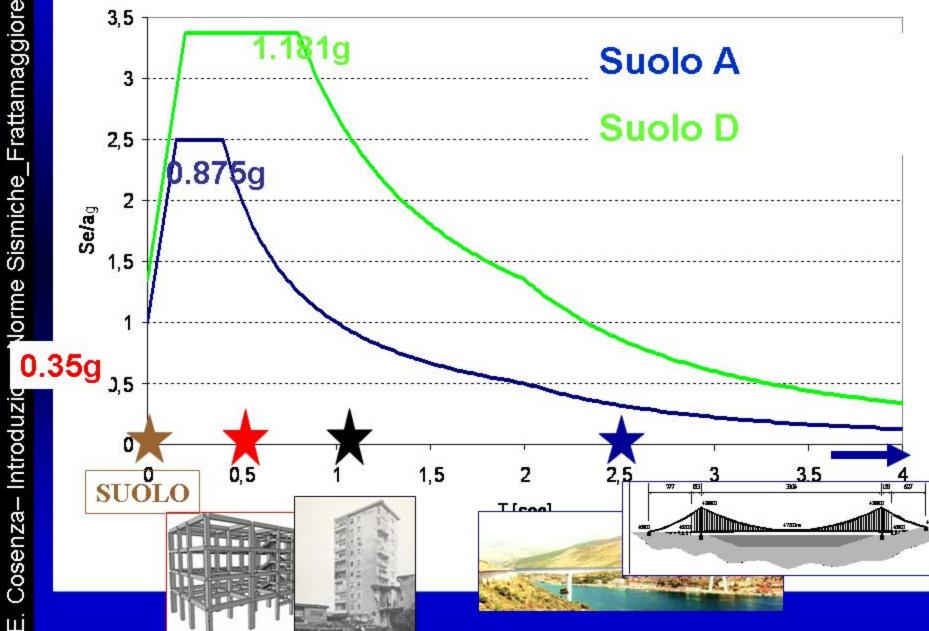


Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra

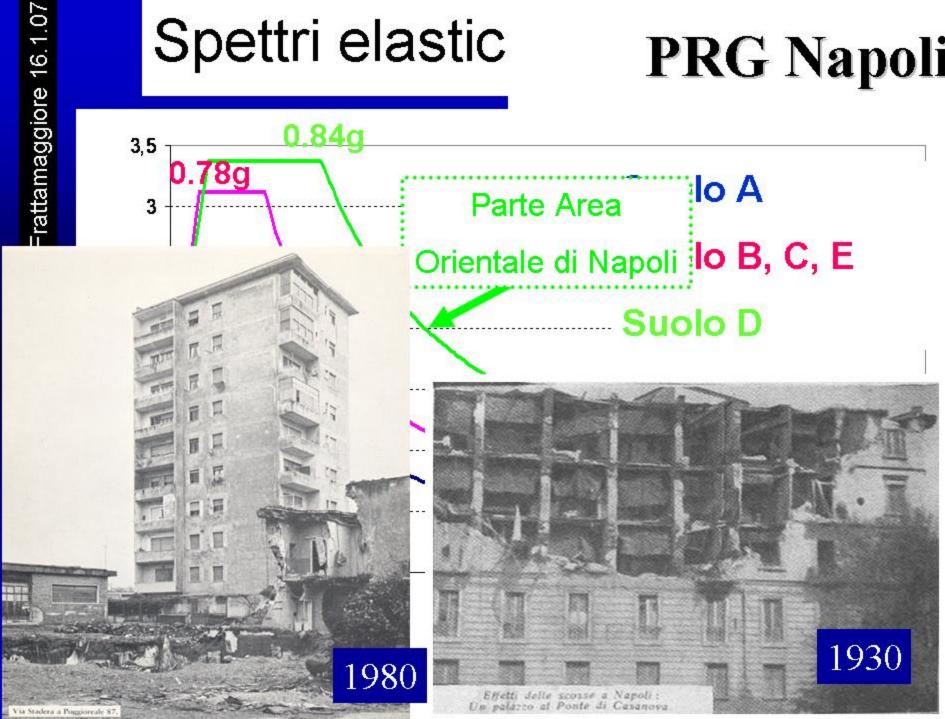
Ground type	S	T _B (s)	$T_{C}(s)$	$T_{D}(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
В	1,2	0,15	0,5	2,0
С	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Spettri elastici zona 1



Spettri elastic

PRG Napoli



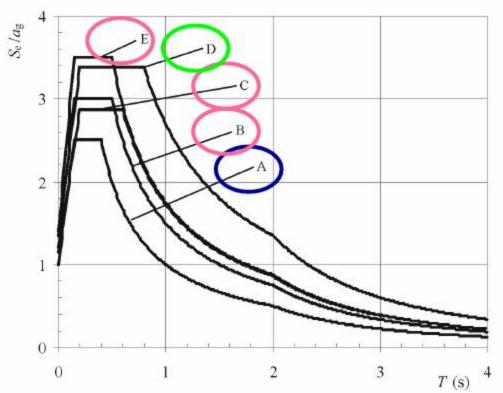
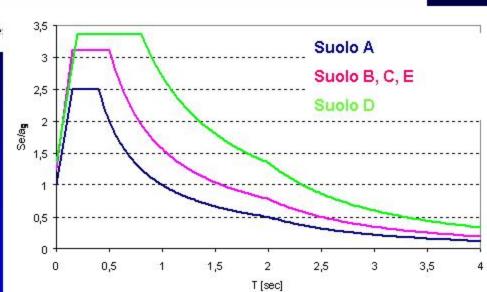


Figure 3.2: Recommended Type 1 elastic re-



L'esame geotecnico permette di stabilire l'appartenenza del suolo alla categoria *B tipo 1* ovvero suolo caratterizzato da valori della velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio V_{S30} compresi fra 360 e 800 m/s (depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessore di diverse decine di metri caratterizzato da un graduale incremento con la profondità delle proprietà meccaniche ovvero resistenza penetrometrica N_{SPT}>50, o coesione non drenata c_u>250 kPa).

In base alle caratteristiche del suolo si definisce il fattore S (punto 3.2.2.2 – Horizontal elastic response spectrum). Per un suolo di categoria B tipo 1:

$$S = 1,20$$
 ; $T_B = 0,15 s$; $T_C = 0,50 s$; $T_D = 2,0 s$

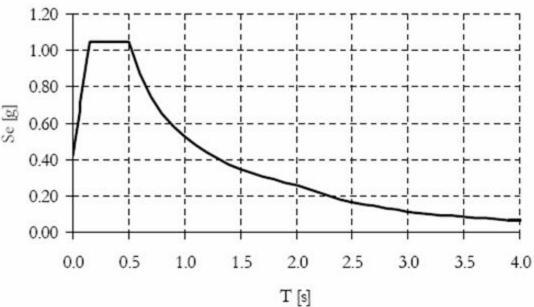
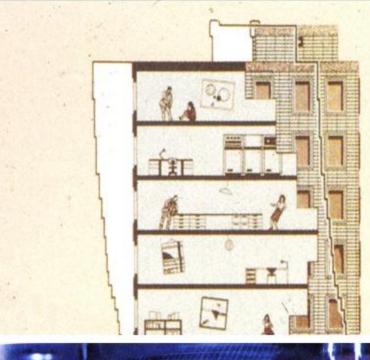
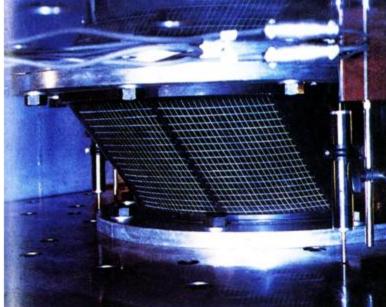
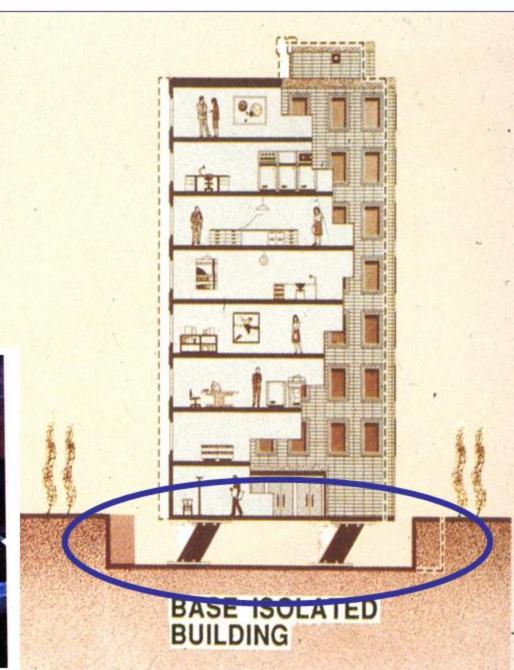


Fig. 2.5 Spettro di risposta elastico

NUOVE TECNOLOGIE: ISOLAMENTO alla Base

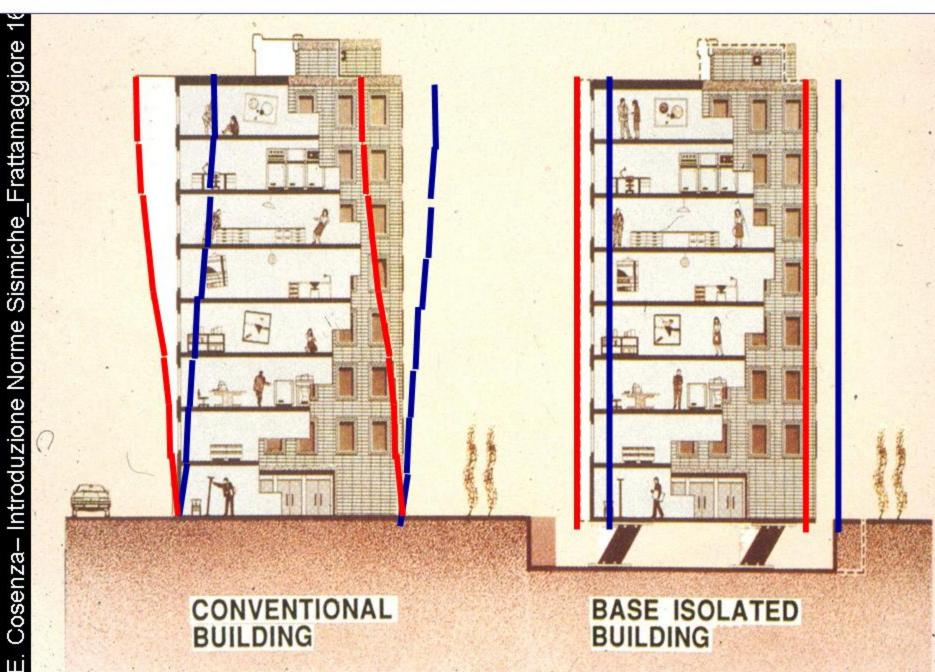






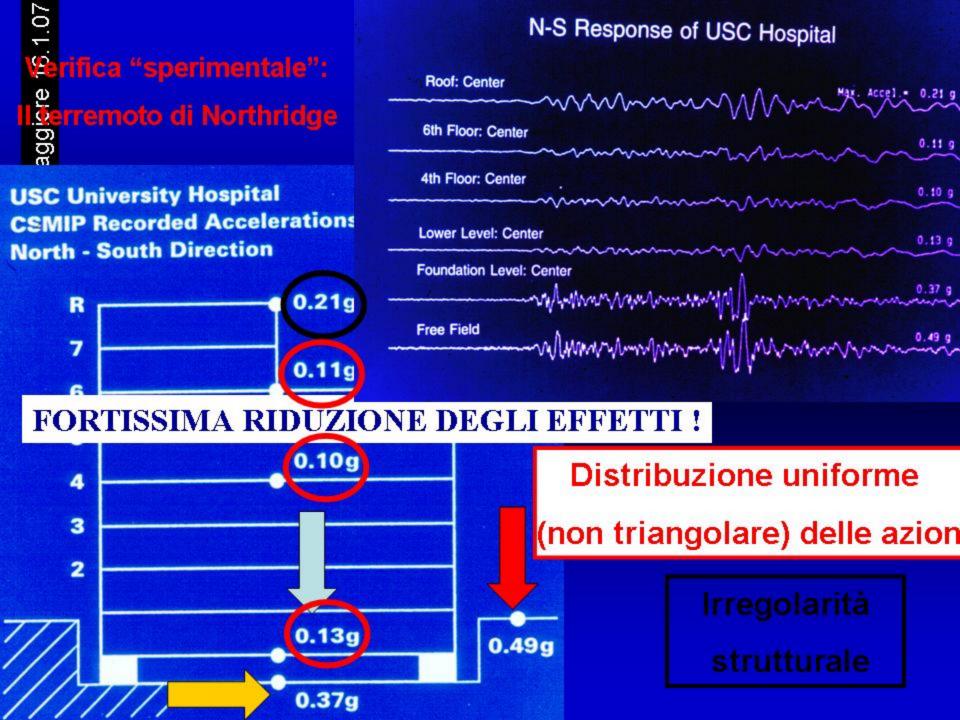
E. Cosenza– Introduzione Norme Sismiche_Frattamaggiore 1€

NUOVE TECNOLOGIE: ISOLAMENTO alla Base

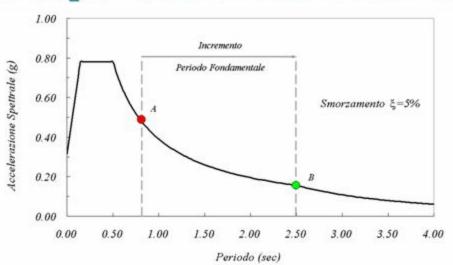


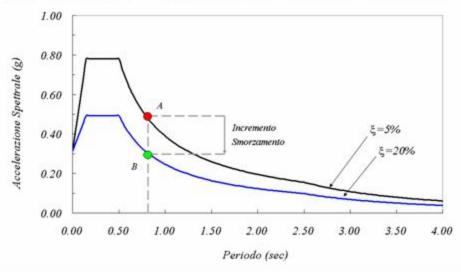
California: edificio (Policlinico Universitario) isolato





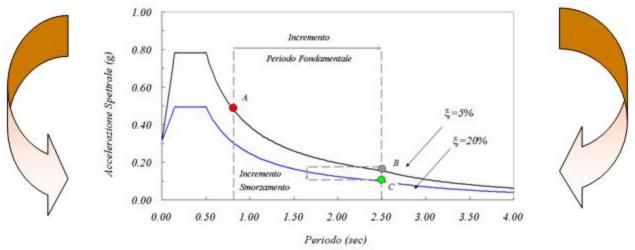
Proprietà Fondamentali Strutture Isolate alla Base





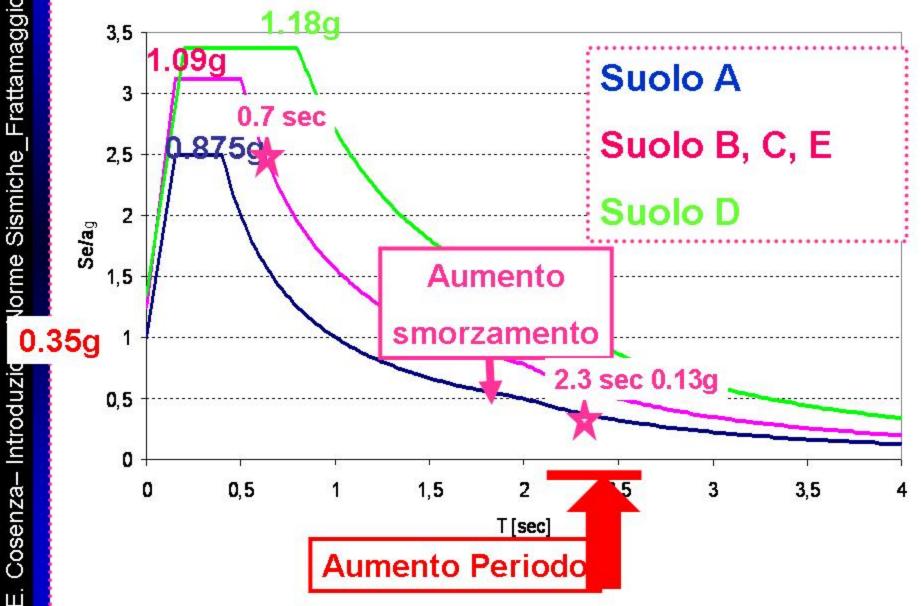
Allungamento Periodo

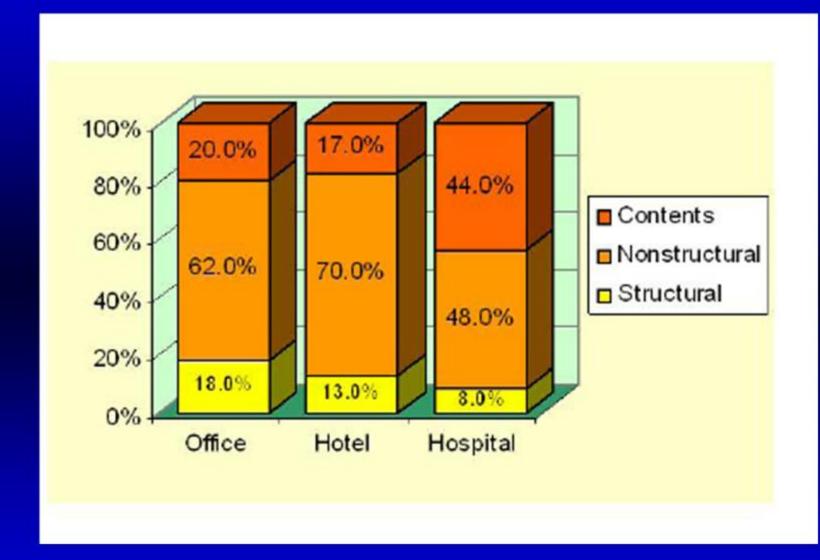




 Allungamento Periodo & Incremento Smorzamento

Spettri elastici zona 1







филовун, невыпалеен)



(Fichility Sing BendyCCE)



(Parte by ff. Reift em militith).



(Fictoby Janes BalkyEER)



∉icrobyTon BookeE⊞p



1999 Izmit Turkey, earthquake

(Photo by Sezer/PEER)





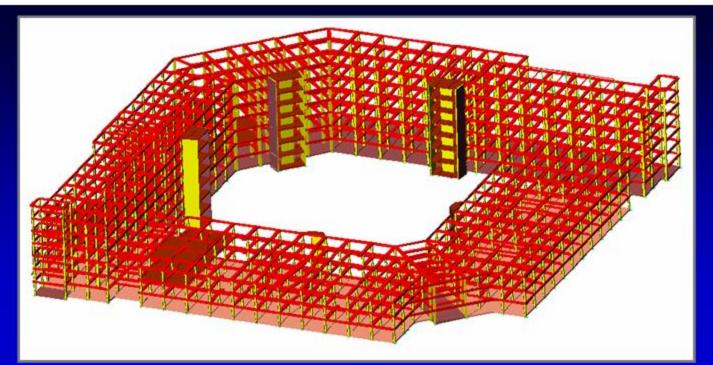




(PRODUCY & MICHGO)



Ospedale del Mare, Ponticelli , NAPOLI

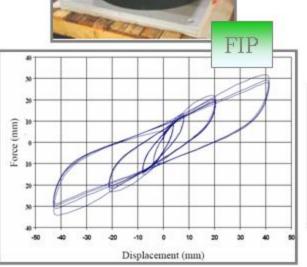








Analisi Prestazioni Strutturali



HDRBs

 $T_{target} = 2.5 \text{ sec}$

Rubber Compound

N=Normal

H=Hard

Mechanical Properties	(SI-N)	(SI-H)
Compressive strength (N/mm²)	15.5	15.5
Ultimate elongation (%)	350	300
Shear modulus (Nmm²)	0.80±0.12	1.40±0.21
Equivalent viscous damping (%)	15	15

$$D_{max}=24.3cm$$

Device Diameter (nun)	Number of Devices	Horizontal Stiffness K _h (kN/mm)	Vertical Stiffness K _v (kN/mm)	Horizontal-to- Vertical Stiffness Ratio	Primary Shape Factor (S ₁)	Secondary Shape Factor (S ₂)
600	115	1.51	1802	1195	24,58	3,93
650	124	2.98	2472	830	26,67	4,10
800	88	4.89	3949	808	24,69	5,49

Totale: 327

> 800

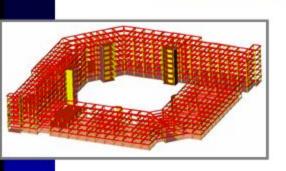
> 12

>4

OSPEDALE DEL MARE 107.000 tonnellate di peso appoggiate su 327 isolatori in gomma e acciaio

ASTALDI 70%, GIUSTINO 20%, Altri 10% SIEMENS

CIRCA 200 MILIONI DI EURO DI OPERE

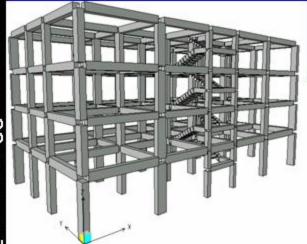


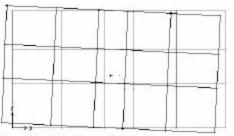
57% PUBBLICI 43% PRIVATI

GESTIONE 25 ANNI

APERTURA: MARZO 2009

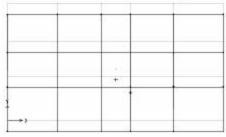




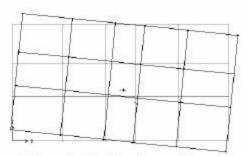


1° modo di vibrazione: Trasl. lungo X \sim

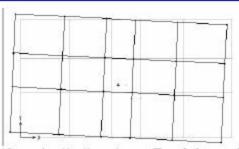
(T=0,591 s;
$$\widetilde{\mathrm{M}}_{\mathrm{\%x}}$$
 =74,6%; $\widetilde{\mathrm{M}}_{\mathrm{\%y}}$ =0%)



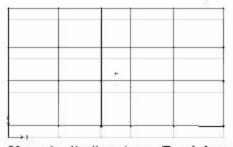
2° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y (T=0,536 s; $\widetilde{M}_{\%x}$ =0%; $\widetilde{M}_{\%y}$ =86,2%)



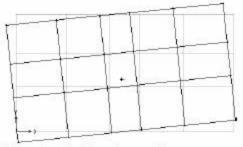
3° modo di vibrazione: Torsione (T=0,487 s; $\widetilde{M}_{\%x}$ =9,8%; $\widetilde{M}_{\%y}$ =0%)



4° modo di vibrazione: Trasl. lungo X (T=0,197 s; $\widetilde{\mathrm{M}}_{\mathrm{\%x}}$ =10,2%; $\widetilde{\mathrm{M}}_{\mathrm{\%y}}$ =0%)



5° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y (T=0,180 s; $\widetilde{M}_{\%x}$ =0%; $\widetilde{M}_{\%y}$ =10,6%)



6° modo di vibrazione: Torsione (T=0,161 s; $\widetilde{\rm M}_{\rm \%x}$ =1,6%; $\widetilde{\rm M}_{\rm \%y}$ =0%)

Fig. 2.16 Primi sei modi di vibrazione con vista dall'alto

Solo carichi verticali (EC0 prospetto A1.2(A) – Valori di progetto delle azioni):

$$F_{d} = \gamma_{G} \cdot G_{k} + \gamma_{Q} \cdot Q_{k} \tag{2.4}$$

essendo Q_{i} il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto $\gamma_{G} = 1,35$ $\gamma_{Q} = 1,5$;

 Carichi verticali ed azioni sismiche (EC0 punto 6.4.3.4 – Combinazioni di azioni sismiche per situazioni di progetto sismiche).

$$F_{d} = \gamma_{I} \cdot A_{Ek} + G_{k} \psi_{2} \cdot Q_{k}$$

$$(2.5)$$

essendo: $\gamma_I A_{Ek}$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I =coefficiente di importanza;

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

 Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;

ed assumendo: ψ₂ =0,30 per la categoria di abitazioni e aree residenziali (EC0 prospetto A1.1 – Valori raccomandati dei coefficienti ψ per gli edifici);

 $\gamma_{\text{F}}=1,0$ per edifici ordinari (punto 4.2.5 – Importance classes and importance factors).

EUROCODICI

Con sisma
$$F_d = \gamma_I E + G_k + 0.3 \cdot Q_{1k}$$

Senza sisma
$$F_d = 1.35G_k + 1.5Q_{1k}$$

DM 1996

$$F_d = 1.5\gamma_I E + 1.4G_k + 1.5Q_{1k}$$

Inutile verificare per soli carichi verticali!!!

Il fattore di struttura q

$$q = K_D K_R q_0$$

duttilità

II K_□

regolarità

 K_R

5.7.7. VERIFICHE DI SICUREZZA

TESTO UNICO

5.7.7.1 Stato limite ultimo

5.7.7.1.1 FATTORE DI STRUTTURA

Il fattore di struttura q di cui al Paragrafo 3.2 da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, definito in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità della duttilità attesa, e della interazione terreno-struttura, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_{\alpha} K_D K_R$$

nella quale:

qo è un valore che dipende dal livello di duttilità attesa

κα è un fattore amplificativo che dipende dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale e quello per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile

K_D è un fattore riduttivo che dipende dalla classe di duttilità, con valore pari ad 1 per edifici progettati in alta duttilità e minore di uno negli altri casi

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio, con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto allo stato limite ultimo coerenti con le azioni di progetto assunte per lo stato limite di danno.



Comportamento elastico-lineare (FRAGILE !!)

Comportamento elastico-plastico (duttile)



ACCIAIO, par. 5.2.2: Duttilità

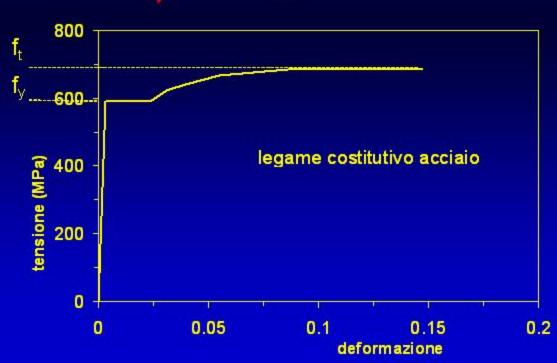
DUTTILITA'

L'acciaio deve avere un adeguato allungamento a rottura:

$$\varepsilon_{su,k} > 8\%$$

L'acciaio deve avere un adeguata rapporto di incrudimento (per diffondere la plasticizzazione):

$$f_t / f_y > 1.15$$



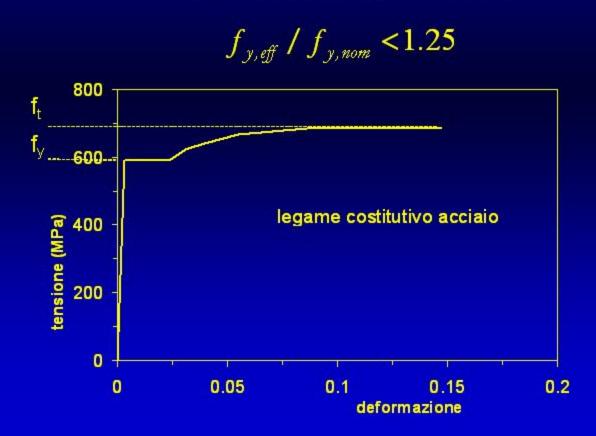
ACCIAIO, par. 5.2.2: Gerarchia delle resistenze

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

L'acciaio non deve avere un eccessivo rapporto di incrudimento:

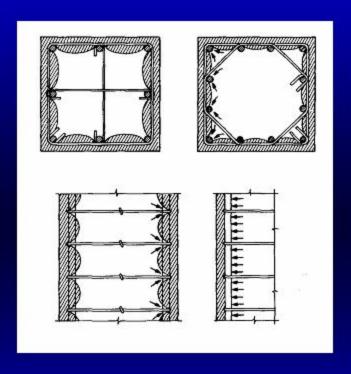
$$f_t / f_y < 1.35$$

Non deve avere tensione di snervamento effettiva troppo maggiore di quella nominale, in media:



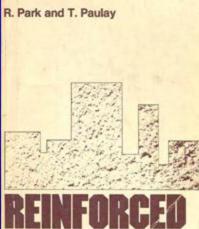
CALCESTRUZZO

La duttilità del calcestruzzo è governata dall'effetto di confinamento esercitato dall'armatura trasversale





L'efficacia del confinamento dipende da passo e diametro delle staffe ma anche dalla disposizione delle armature longitudinali

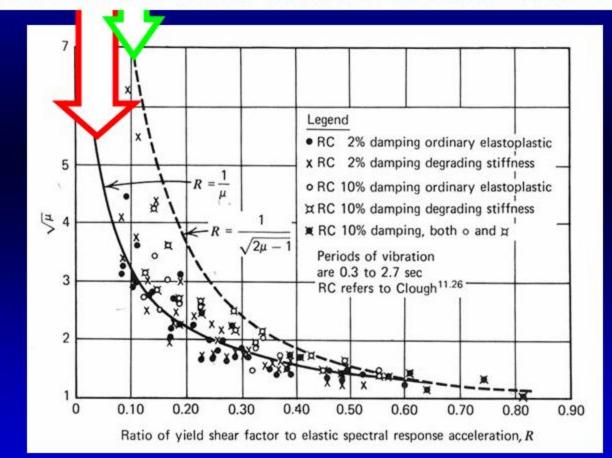


REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Park & Paulay 1975

CRITERIO DELLA STESSA ENERGIA

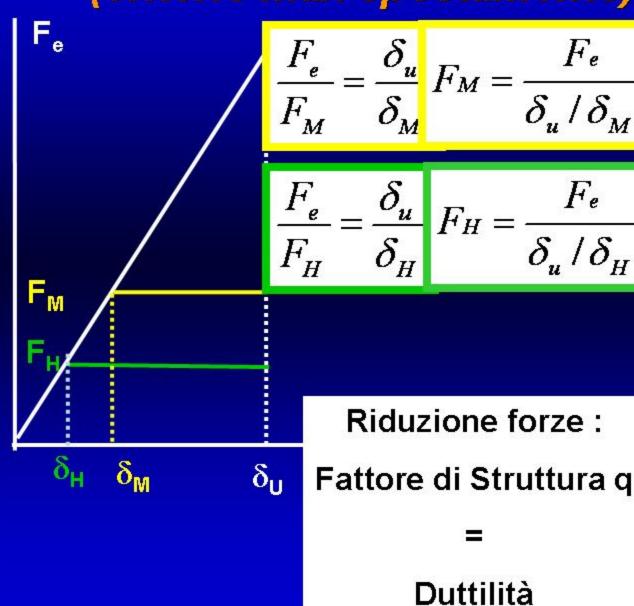
CRITERIO DELLO STESSO SPOSTAMENTO



Comportamenti sismicamente equivalenti (criterio max spostamento)

Forza ESEMPIO: Si può ridurre l'azione elastica mediante un **FATTORE DI STRUTTURA 4** SE la struttura ha

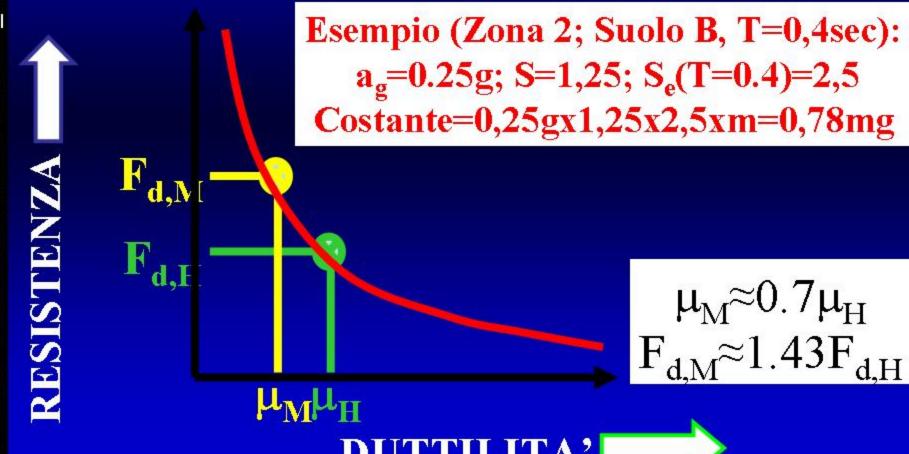
DUTTILITA' 4



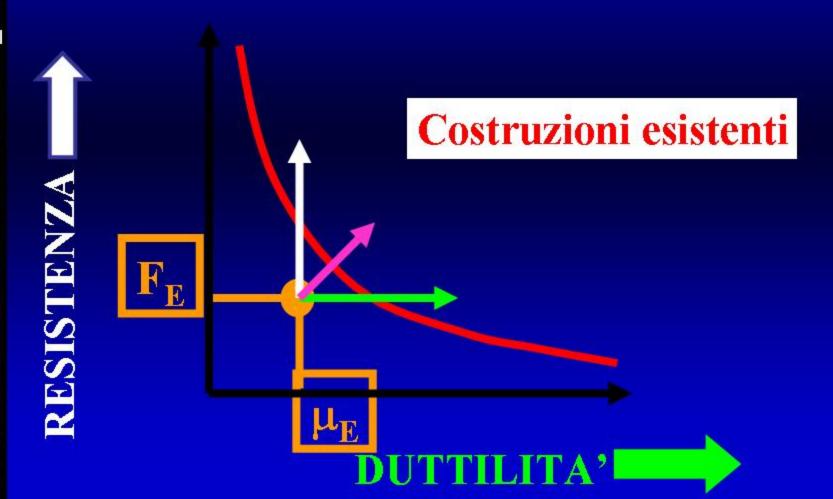
$$F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m$$

$$F_d = \frac{F_e}{q} = \frac{F_e}{\mu}$$

$$F_d \cdot \mu = F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m = \text{costante}$$



$$F_d \cdot \mu = F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m = \text{costante}$$



Classe di Duttilità (riduzione fra 2/3 e 3/4)

magi

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_{o} , for systems regular in elevation

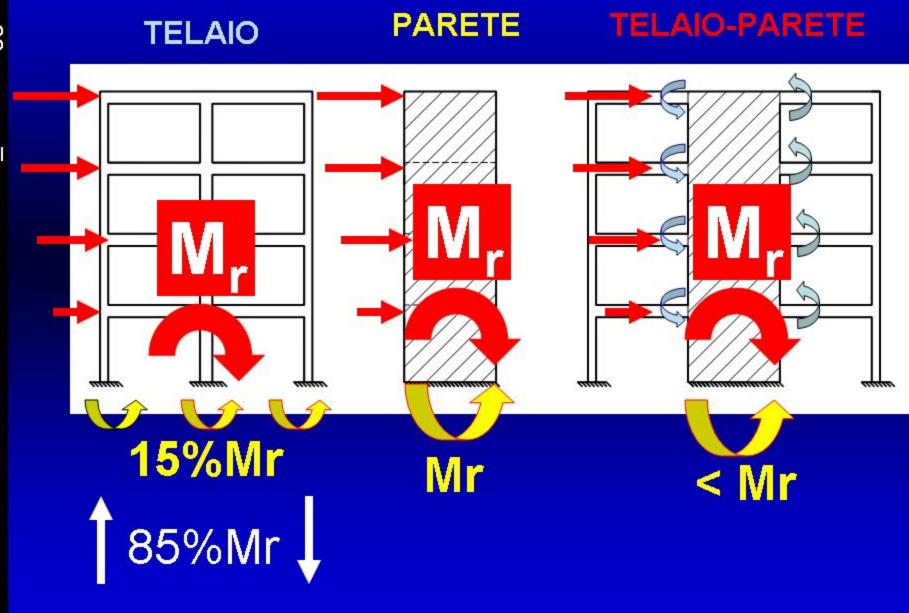
STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	4,0α _u /α ₁
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

(3) For buildings which are not regular in elevation, the value of q_o should be reduced by 20% (see 4.2.3.1(7) and Table 4.1).

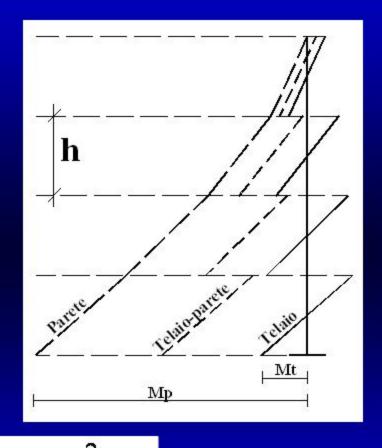
ıza– Int

Regolarità in elevazione (riduzione0,8)

5: TIPOLOGIE STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO



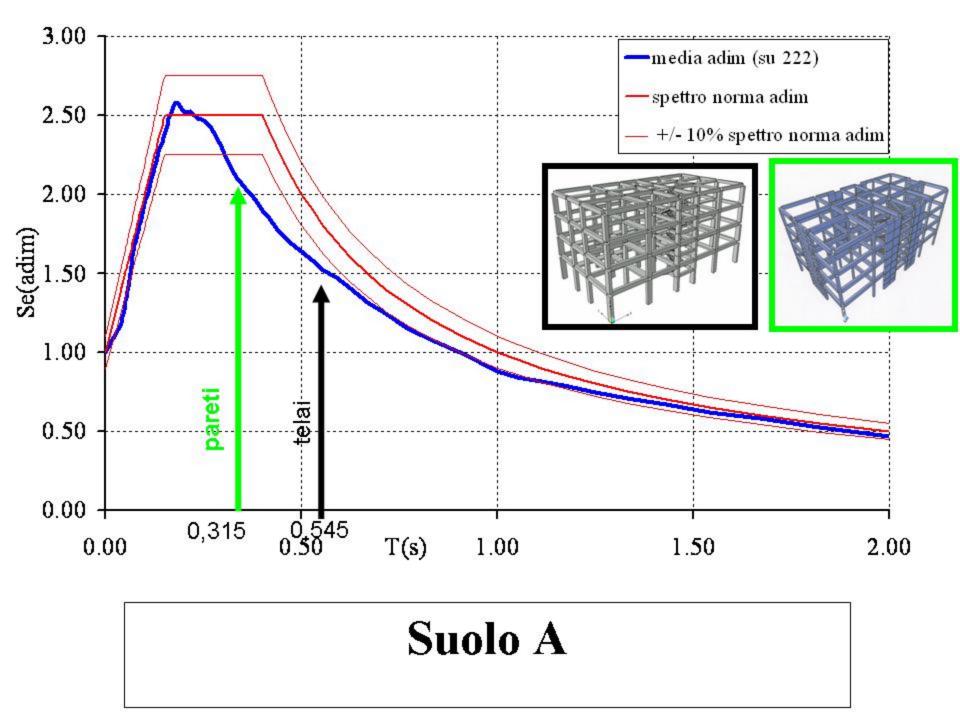
Andamento dei momenti flettenti lungo l'altezza

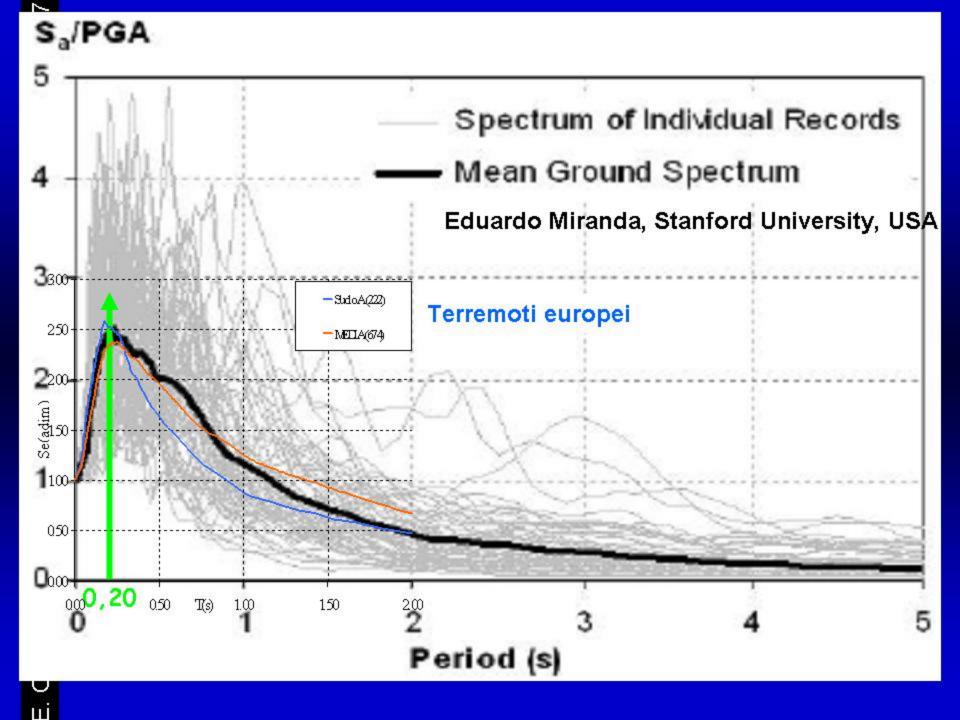


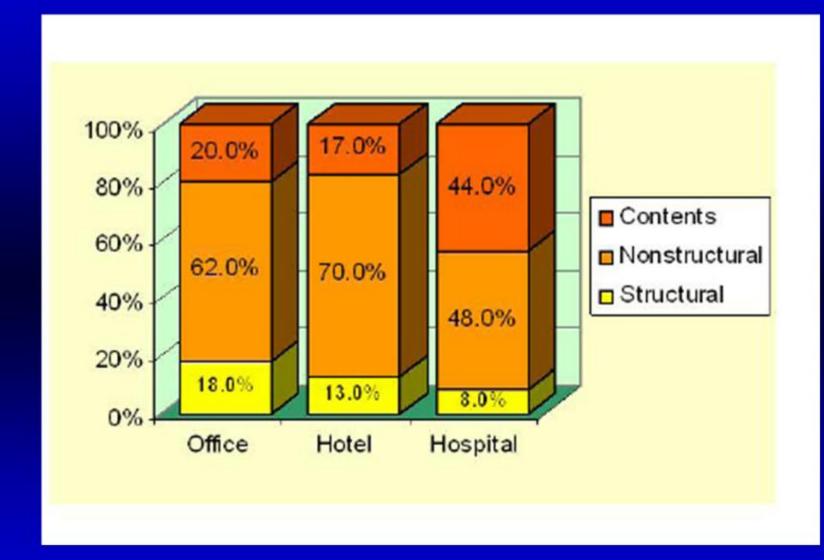
$$Mp = C \cdot n \cdot W_i \cdot \frac{2}{3} \cdot n \cdot h$$

$$Mt = C \cdot n \cdot W_i \cdot \frac{h}{2}$$

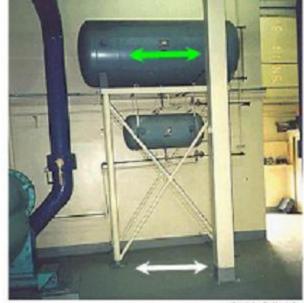
$$\frac{Mp}{Mt} = \frac{4}{3} \cdot n$$



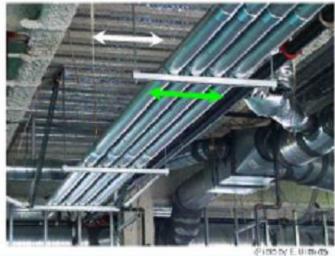








(Excludy F. Harls)





(P10020Y B. MICHGO

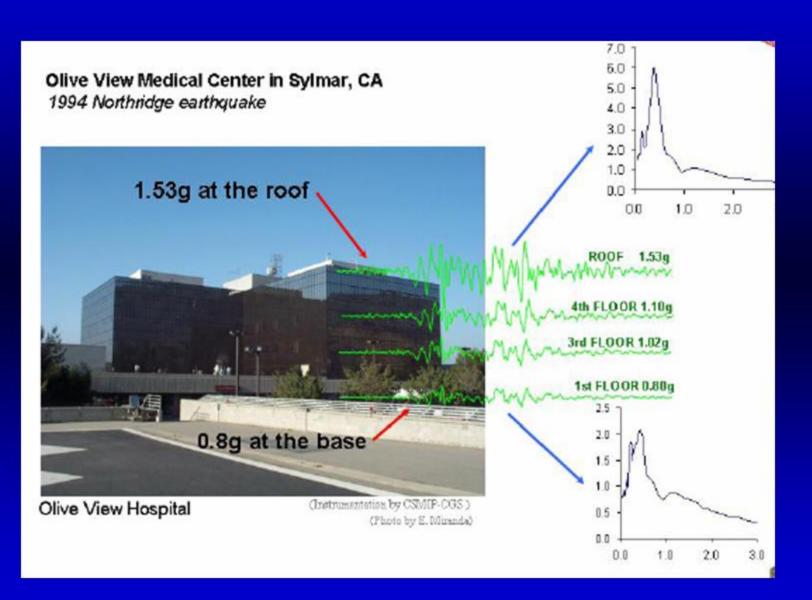


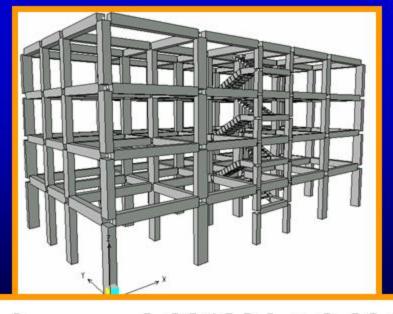
∉icrobyTon BookeE⊞p

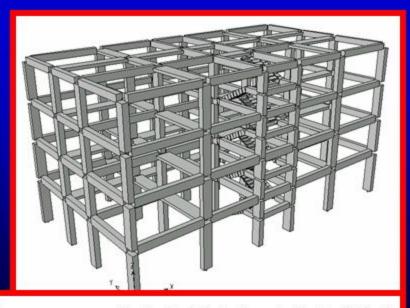


1999 Izmit Turkey, earthquake

(Photo by Sezer/PEER)

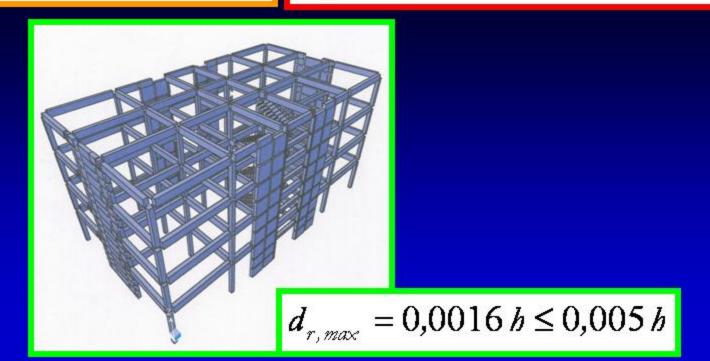


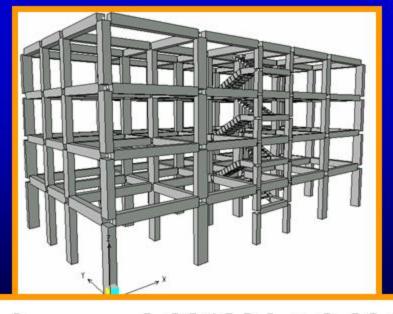


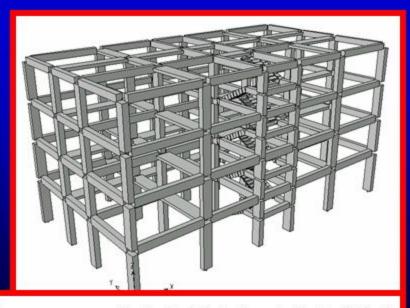


 $d_{r,max} = 0.00433 \ h \le 0.005 \ h$

$$d_{r,max} = 0.00454 \ h \le 0.005 \ h$$

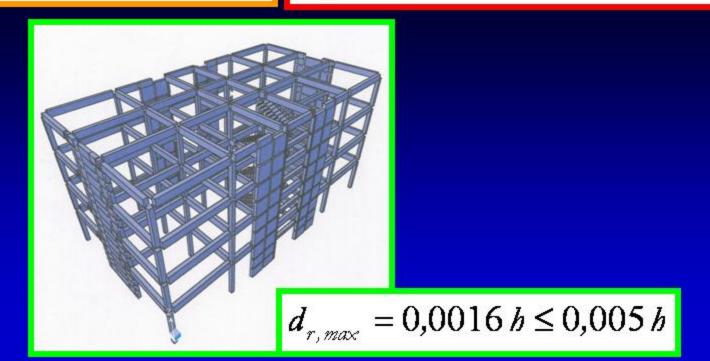




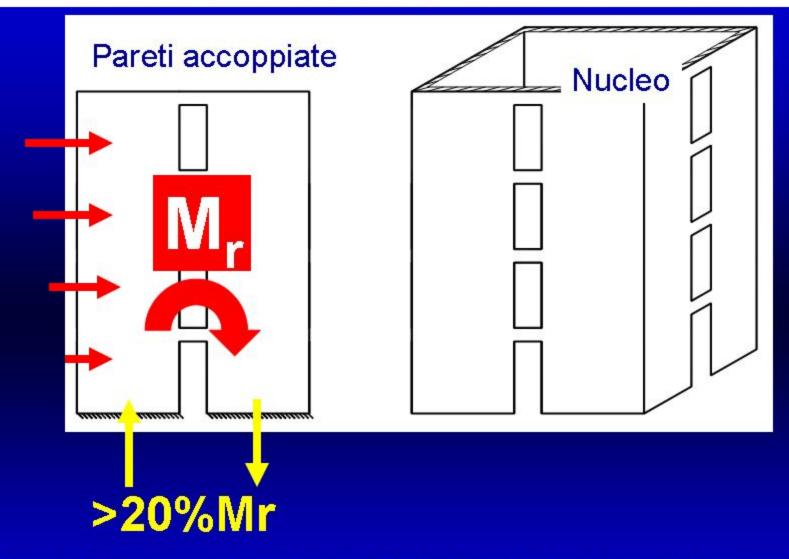


 $d_{r,max} = 0.00433 \ h \le 0.005 \ h$

$$d_{r,max} = 0.00454 \ h \le 0.005 \ h$$

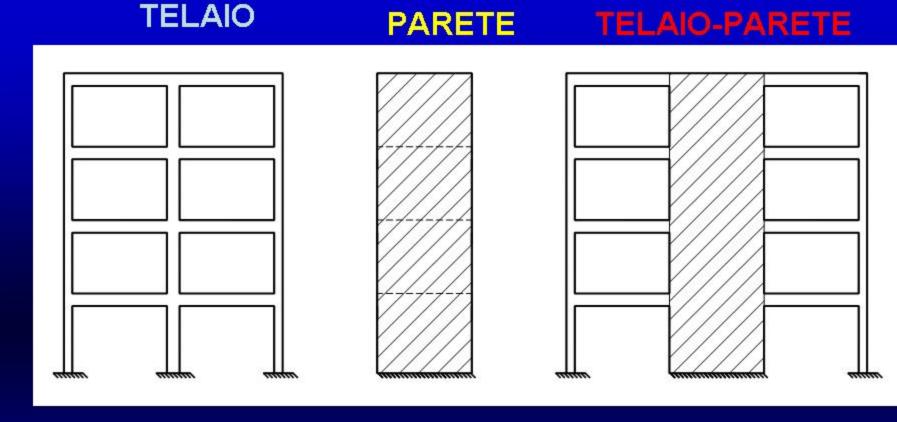


Schermi idonei ad assorbire azioni orizzontali



Pareti accoppiate quando il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato per almeno il 20% dalla coppia prodotta dagli sforzi orizzontali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

п



Strutture a telaio $q_0=4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$

$$\alpha_{\rm u}/\alpha_1 = 1.3$$

Strutture a parete $q_0=4.0 \alpha_u / \alpha_1$

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$$

Strutture miste telaio-parete $q_0=4.5 \alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

q=5.30

ORDINANZA: Valori di q₀

Dipendono dalla tipologia di struttura e dal rapporto $\alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm 1}$

Strutture a telaio

 $q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$

Strutture a parete

 $q_0=4.0 \alpha_u/\alpha_1$

Strutture miste telaio-parete

 $q_0=4.0 \alpha_u / \alpha_1$

Strutture a nucleo

 $q_0 = 3.0$

Le irregolarità sia in pianta che in elevazione non consentono una uniforme distribuzione del danno e quindi un corretto sfruttamento delle risorse (resistenza e duttilità) della struttura

1985 Kobe, Japan





1975 Mexico City

a) il diametro d_{bw} delle staffe soddisfa la:

$$d_{bw} \ge 0.4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}}$$
(2.28)

b) il passo s delle staffe non risulta maggiore di:

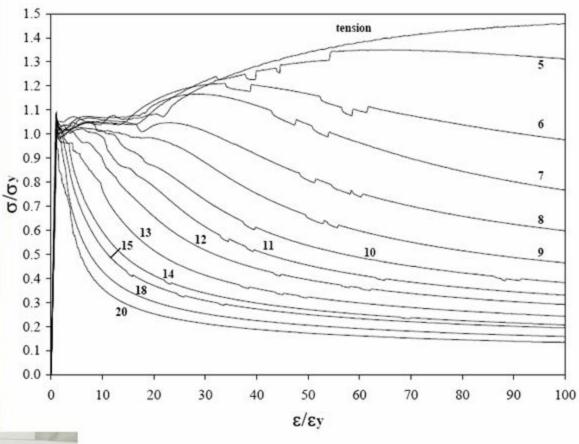
$$s = \min \{b_0/3; 125, 6d_{bL}\}$$
 (2.29)

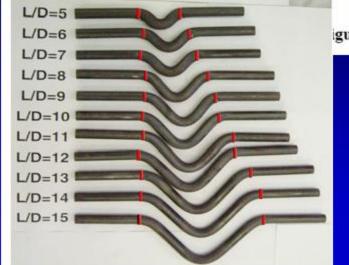
dove b₀ (in millimetri) è la minima dimensione della parte interna e d_{bL} è il diametro minimo delle barre longitudinali (in millimetri);

c) la distanza tra due barre longitudinali consecutive trattenute da staffe o legature non deve eccedere i 150 mm (punto 5.5.3.2.2 – Detailing for local ductility).

Instabilità
barre
compresse
per insufficienza
staffe



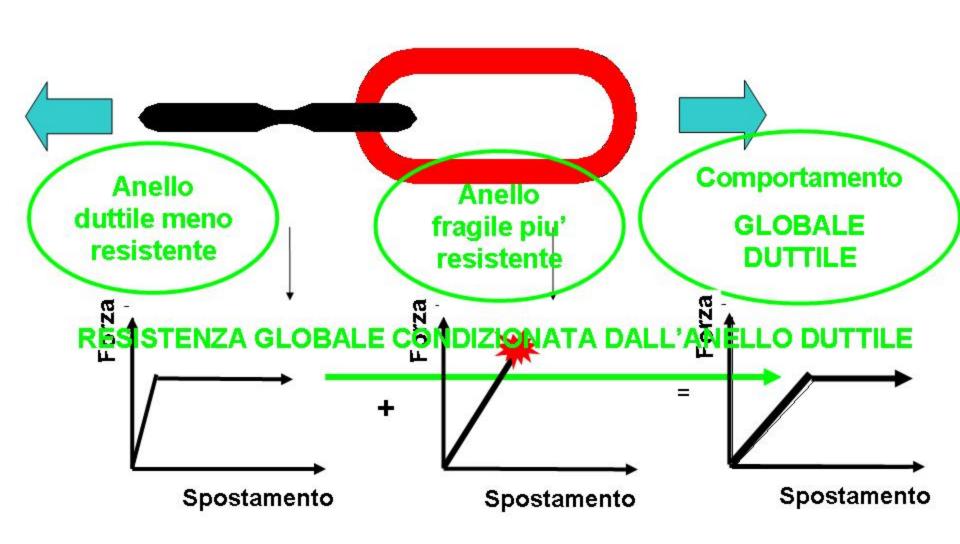




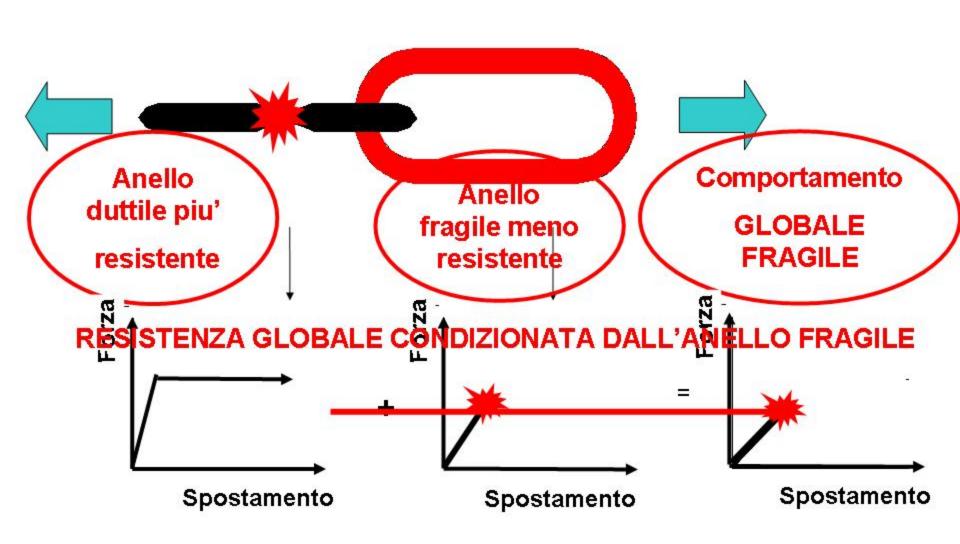
igure 10. Normalized compressive stress-strain curves for D12 rebars

·Gerarchia delle resistenze

GERARCHIA DELLE RESISTENZE (CORRETTA!)



GERARCHIA DELLE RESISTENZE (ERRATA!)



GERARCHIA DELLE RESISTENZE

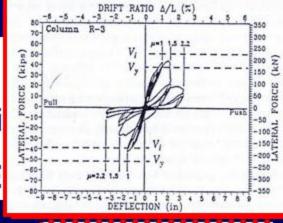
NELLA SEZIONE:

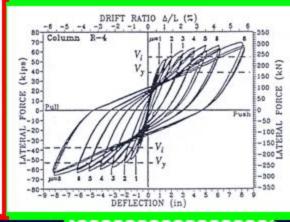
CALCESTRUZZO / ACCIAIO

NEGLI ELEMENTI

(Travi, Pilastri, Pareti

TAGLIO / FLESSIONE





NEI TELAI:

PILASTRI / TRAVI



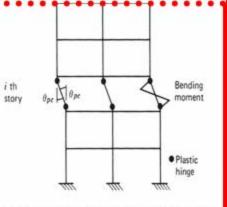


Fig. 11.29. Column sidesway mechanism in ith story

Meccanismo globale SI

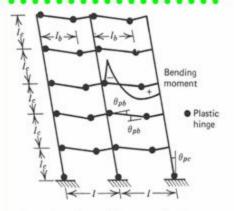
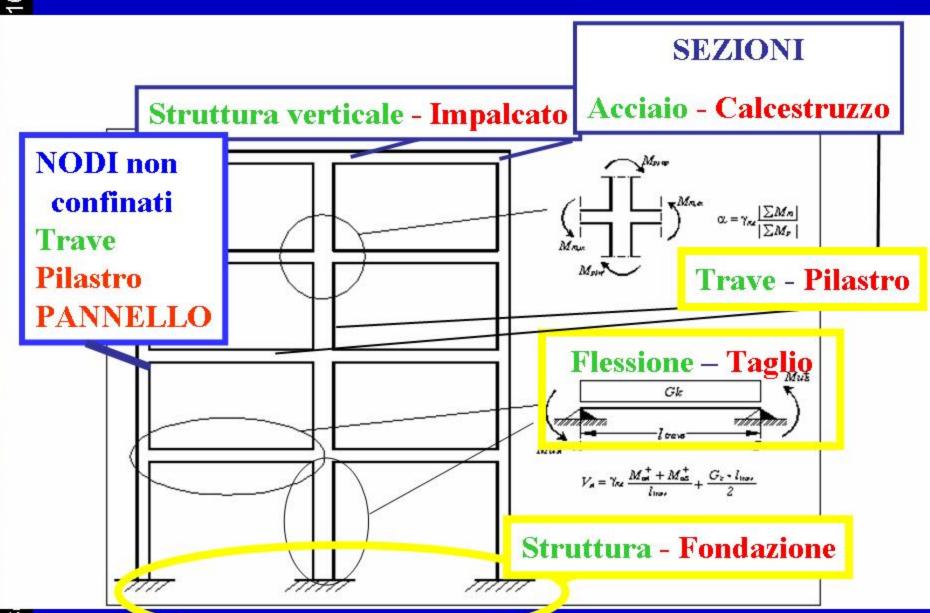
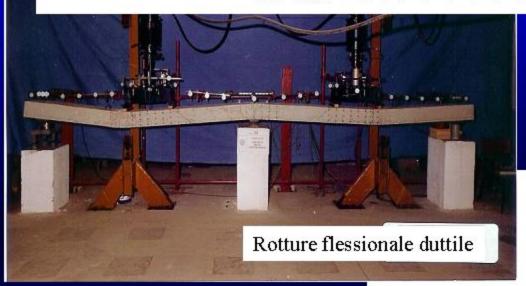


Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE



GERARCHIA DELLE RESISTENZE TAGLIO / FLESSIONE

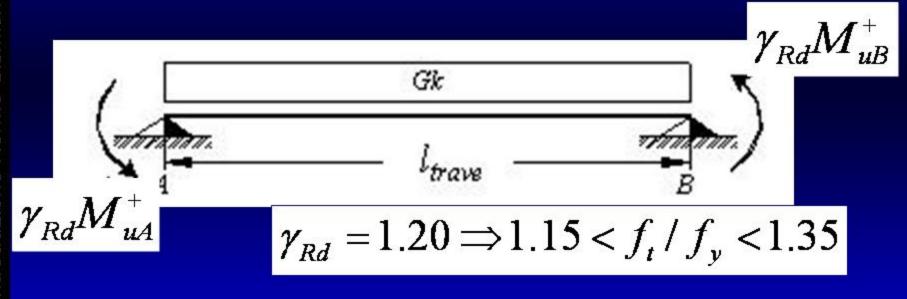




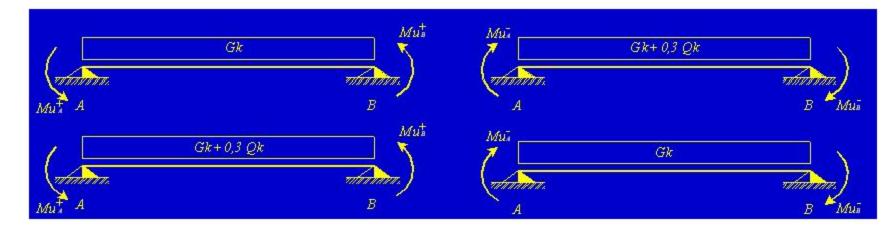




amplificazione del taglio di progetto nelle travi per la CD A



$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$



Si è indicato con $M_{_{_{\it H}}}^{}$ il momento resistente avente verso antiorario. I valori dei momenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^{+} = 309 \text{ kNm}$$
 $M_{uB}^{+} = 180 \text{ kNm}$

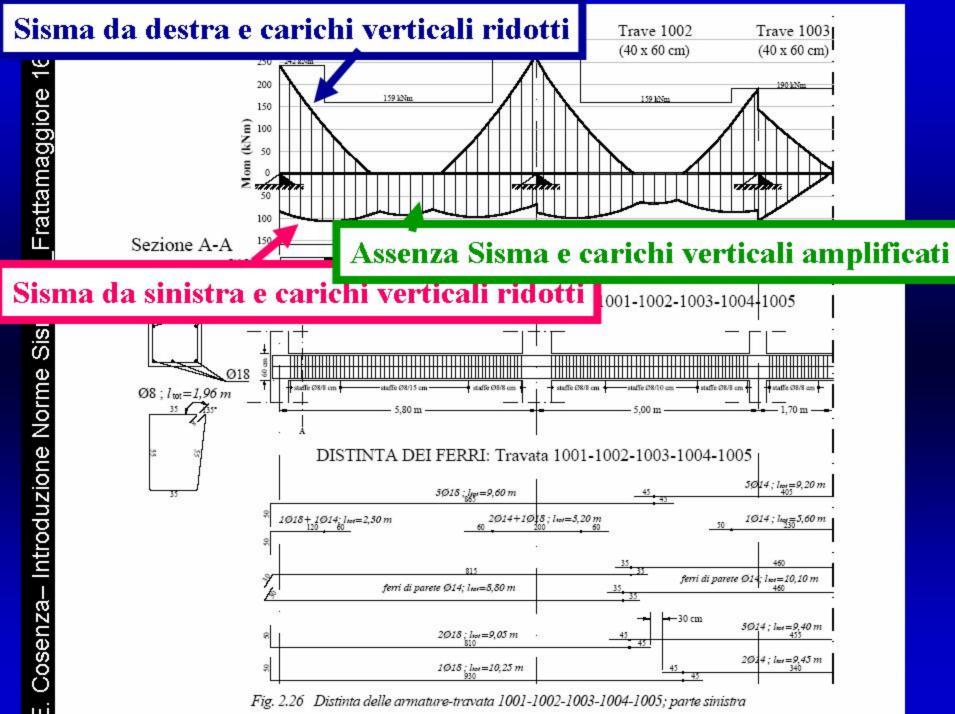
Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

$$G_k = 31,1 \text{ kN} / m$$

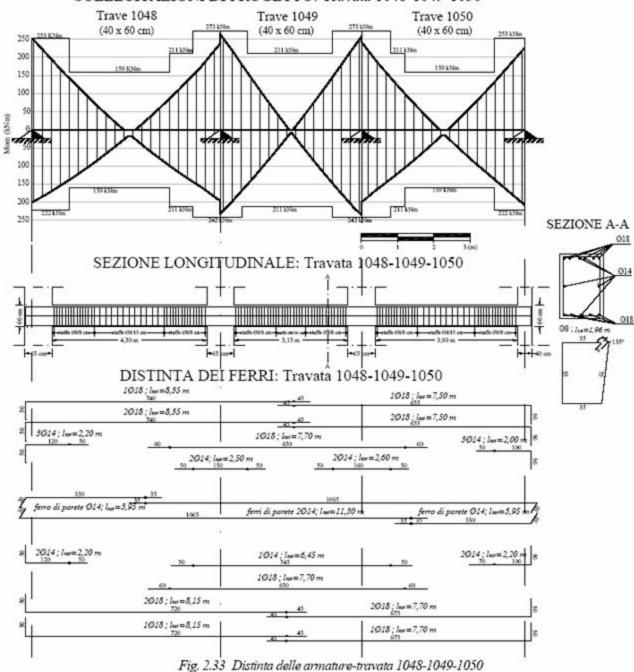
Il taglio è variabile linearmente lungo la trave e pari a:

$$V_{\mathcal{A}} = \gamma_{Rd} \frac{M_{u\mathcal{A}}^{+} + M_{u\mathcal{B}}^{+}}{l_{trave}} + \frac{G_{k} \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} + \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = 191 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1, 2 \frac{309 + 180}{5,80} - \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = 11 \text{ kN}$$



SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1048-1049-1050



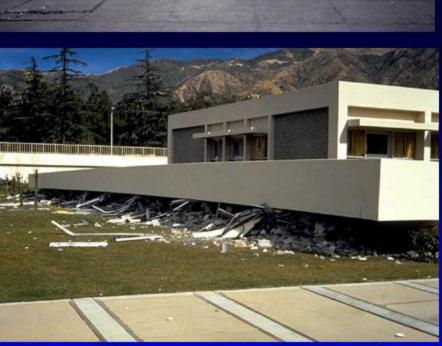
 zona critica nel nodo travecolonna

- zona critica nel nodo trave- Sistema colonna debole-trave forte
 - Zona critica nella colonna





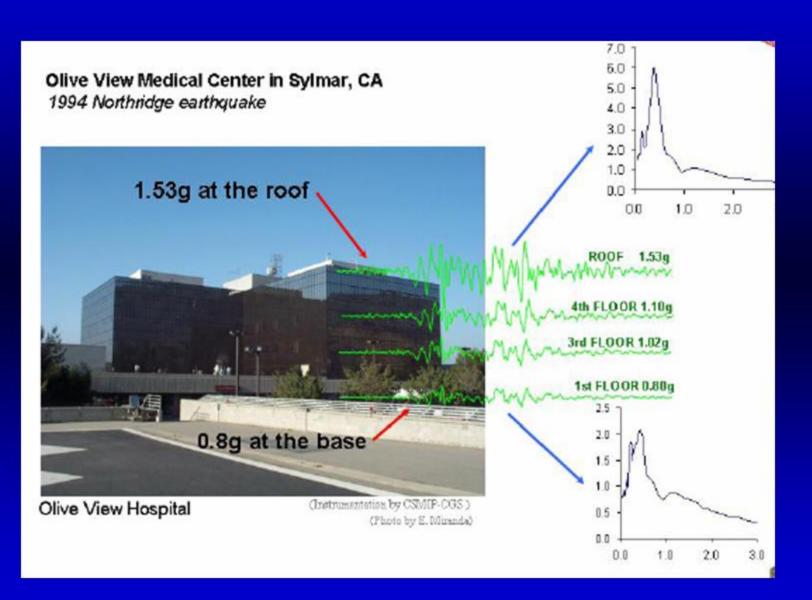
Turchia, Agosto 1999

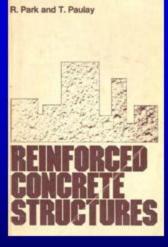












Meccanismo di piano

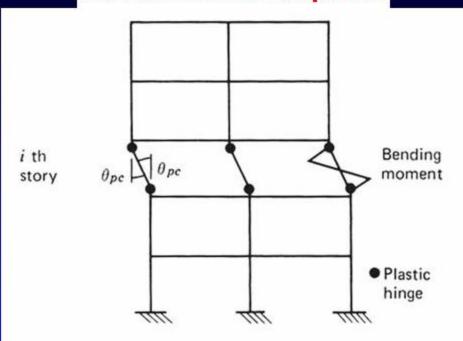


Fig. 11.29. Column sidesway mechanism in ith story.

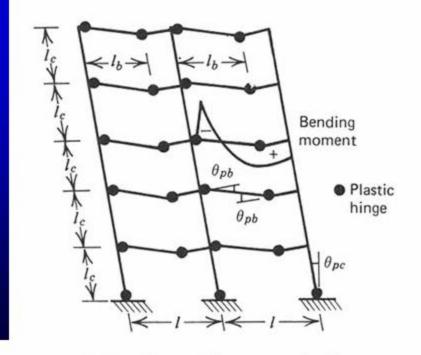
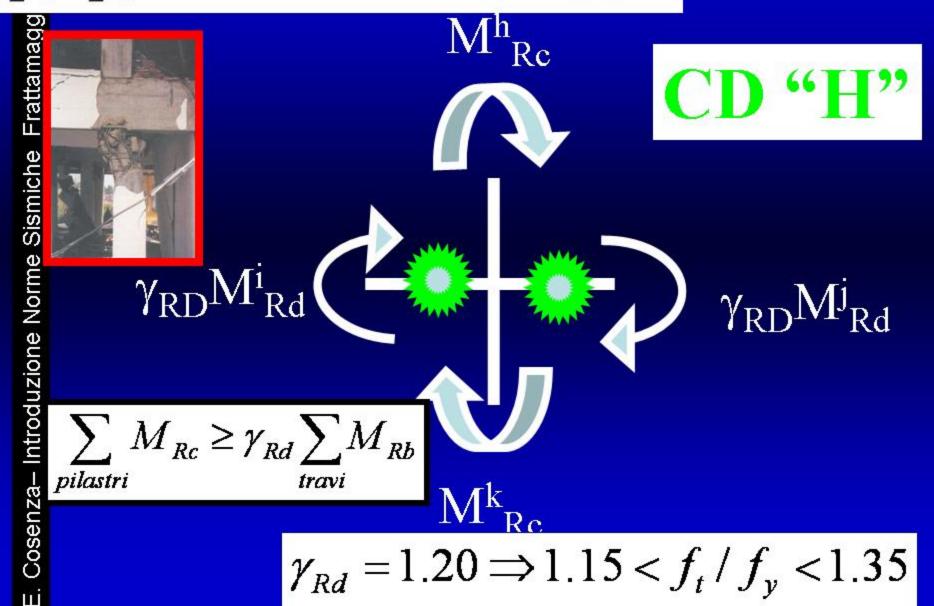


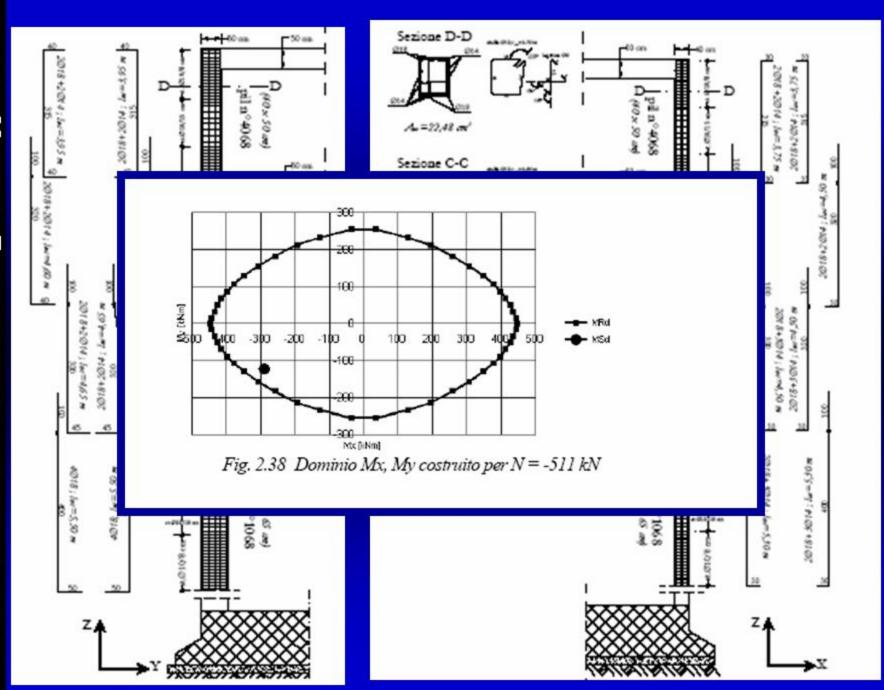
Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

Meccanismo globale

Al fine di evitare la formazione di un meccanismo da piano soffice, caratterizzato da una richiesta plastica fortemente concentrata ad un sol piano, è necessario che in tutti i nodi trave-colonna sia soddisfatta la seguente condizione (punto 4.4.2.3 – Global and local ductility condition):

$$\sum M_{Re} \ge 1.3 \sum M_{Rb} \tag{2.24}$$













L'assenza delle staffe nei nodi provoca una crisi prematura dovuta alla rottura del calcestruzzo ed anche all'instabilità delle barre





1999 Kocaeli, Turkey



Anche i nodi interni possono essere non confinati perché le travi non hanno tutte le stesse dimensioni



1999 Kocaeli, Turkey

2.13.7 NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

La norma prevede che (punto 5.5.2.3 – Beam-column joints) il taglio orizzontale che agisce intorno al cuore di un nodo tra travi e pilastri sarà determinato portando in conto le condizioni peggiori sotto le azioni sismiche, vale a dire le condizioni previste dalla gerarchia delle resistenze per le travi che convergono nel nodo ed i valori compatibili minori delle forze di taglio negli elementi che si incrociano.

Espressioni semplificate della suddetta forza orizzontale a taglio agente sul cuore di calcestruzzo dei nodi risultano:

a) per nodi trave-pilastro interni:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_{c} \qquad (2.36)$$

b) per nodi trave-pilastro esterni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{sl} \cdot f_{yd} - V_{c} \qquad (2.37)$$

dove:

Azl è l'armatura della trave al lembo superiore;

As2 è l'armatura della trave al lembo inferiore;

Vc è il taglio di progetto nel pilastro nella condizione sismica;

 γ_{Rd} è un coefficiente che tiene conto dell'incrudimento dell'acciaio e deve essere non minore di 1.2.

α

Le forze agenti sul nodo saranno relative alla direzione dell'azione sismica che condiziona in maniera più sfavorevole i valori A_{s1} , A_{s2} e V_c , da utilizzarsi nelle espressioni (2.36) e (2.37).

La compressione diagonale indotta nel nodo relativa al meccanismo di puntone diagonale non dovrà superare la resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di deformazioni trasversali di trazione (punto 5.5.3.3 – ULS verification and detailing- Beam-column joints). In assenza di un modello più accurato, tale prescrizione potrà essere verificata soddisfacendo le seguenti regole:

a) In un nodo trave-pilastro interno deve essere soddisfatta la seguente verifica:

$$V_{jhd} \le \eta f_{ed} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_e \qquad (2.38)$$

dove: $v_1 = 0.7(1 - f_{ck}/250) = 0.7(1 - 30/250) = 0.616$;

 $\eta = 0.7(1 - f_{ck}/250)$;

 v_d è lo sforzo assiale normalizzato nel pilastro al di sopra del nodo $(v_d=N_{E,d}/(A_c\cdot f_{c,d}))$:

V_{jbd} è dato dalle espressioni (2.36) e (2.37) rispettivamente e la larghezza efficace del nodo b_i è:

• se $b_c > b_w$: $b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5 \cdot h_c)\};$ (2.39)

• se $b_c \le b_w$: $b_j = \min\{b_w; (b_c + 0.5 \cdot h_c)\}$ (2.40)

 b) In corrispondenza dei nodi trave-pilastro esterni V_{jbd} deve essere inferiore all'80% del valore dato dal secondo membro dell'espressione (2.38). Inoltre al nodo deve essere fornito un adeguato confinamento (sia orizzontale che verticale) al fine di limitare la tensione massima di trazione nel calcestruzzo alla f_{ctd}. In assenza di un modello più accurato, questa prescrizione può essere soddisfatta prevedendo all'interno del nodo staffe orizzontali con un diametro non inferiore ai 6 mm, tali che:

$$\frac{A_{\text{sh}} \cdot f_{\text{ywd}}}{b_{j} \cdot h_{\text{jw}}} \ge \frac{\left(\frac{V_{\text{jbd}}}{b_{j} \cdot h_{\text{jc}}}\right)^{2}}{f_{\text{end}} + v_{\text{d}} f_{\text{ed}}} - f_{\text{end}}$$
(2.41)

dove: Ash è l'area totale delle staffe orizzontali;

V_{ihd} è dato dalle espressioni (2.36) e (2.37);

h_{iw} è la distanza tra il lembo superiore della trave e l'armatura al lembo inferiore;

h_{ic} è la distanza tra i piani estremi dell'armatura del pilastro;

b, è definita sopra;

 v_d è lo sforzo assiale normalizzato del pilastro immediatamente superiore $(v_d=N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd}))$;

f_{ctd} è il valore della resistenza a trazione di progetto in accordo a quanto riportato in EN 1992-1-1:2004.

In alternativa a quanto sopra detto l'integrità del nodo dopo la fessurazione diagonale può essere assicurata dalle staffe orizzontali. A questo fine deve essere assicurata al nodo la seguente area totale:

a) Per i nodi interni:

$$A_{sh}f_{syd} \ge \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd}(1 - 0.8\nu_d) \tag{2.42}$$

b) Per i nodi esterni:

$$A_{sh}f_{syd} \ge \gamma_{Rd}A_{s2}f_{yd}(1-0.8v_d)$$
 (2.43)

dove γ_{Rd} è eguale ad 1,2 e lo sforzo assiale normalizzato v_d è relativo al pilastro sopra il nodo nell'espressione (2.42) o al pilastro sotto il nodo nell'espressione (2.43).

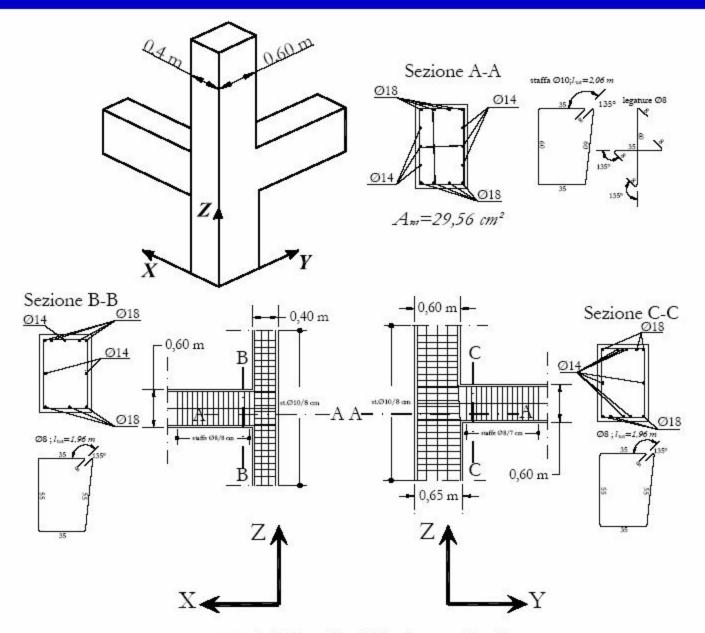


Fig. 2.41 Particolare del "nodo non confinato"

2.12 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Per l'edificio in esame la verifica degli spostamenti è risultata particolarmente gravosa tanto da condizionare la geometria dello stesso; per questo motivo tale verifica viene anteposta alla verifica allo stato limite ultimo.

La 1 Coerente con definizione di fattore di struttura

Dispers nem anaryon,

$$d_s = q_d \cdot d_e \tag{2.13}$$

dove: ds è lo spostamento di un punto del sistema strutturale indotto dall'azione sismica di progetto;

 q_d è il fattore di struttura per gli spostamenti, assunto uguale a q a meno che non sia altrove specificato;

 d_e è lo spostamento dello stesso punto del sistema strutturale determinato mediante analisi lineare sulla base dello spettro di progetto.

Per edifici aventi elementi non strutturali di materiale fragile collegati alla struttura deve essere osservata la seguente limitazione (punto 4.4.3.2 – Limitation of interstorey drift):

$$d_r \cdot v \leq 0.005h$$

d_r/h = parametro di danno

(2.14)

dove: h è l'altezza di piano;

 d_r è lo spostamento di interpiano di progetto valutato quale differenza degli spostamenti laterali medi d_s in sommità ed al piede del piano in esame;

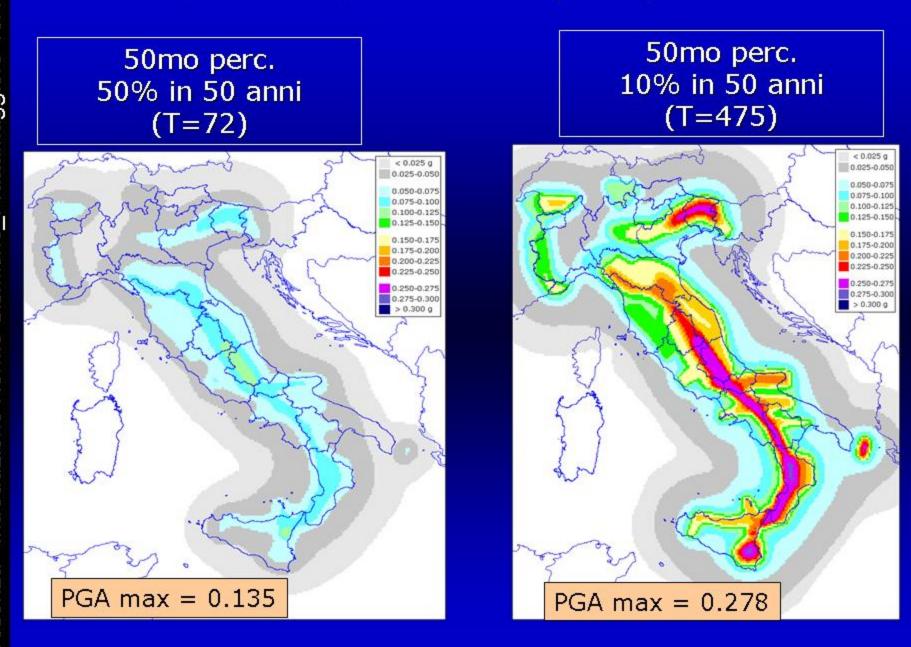
v è il fattore di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione

Diverso periodo di ritorno fra SLU e SLD

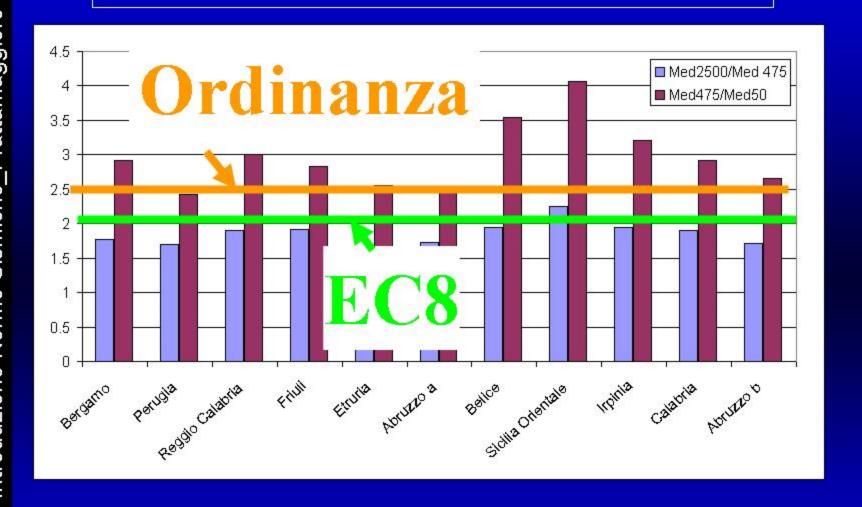
ultimo.

L'EC8, per edifici in classe di importanza (classe in cui ricade l'edificio in esame), consiglia il valore v=0,5.

C. Meletti, V. Montaldo, M. Stucchi INGV, Milano, Marzo 2005



Rapporti tra mediane



Questi sono i rapporti tra mediane dei siti analizzati . Si staccano dal comportamento medio soprattutto la Sicilia orientale e il Belice.

Prospetto 2.20 Spostamenti di interpiano secondo X

Livello	(P1+P3)/2					
	$\mathbf{E}_{\mathbf{X}}$	Ey	E _X +30%E _y	Alt. di piano h	d _r /h	
	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,01253	0,00492	0,01400	4	0,00350	
II	0,01314	0,00535	0,01474	3	0,00461	
III	0,01217	0,00504	0,01369	3	0,00428	
IV	0,00836	0,00351	0,00941	3	0,00294	

Prospetto 2.21 Spostamenti di interpiano secondo Y

Livello	(P1+P2)/2					
	$\mathbf{E}_{\mathbf{X}}$	$\mathbf{E}_{\mathbf{y}}$	E _Y +30%E _X	Alt. di piano h	d _r /h	
	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,00005	0,01371	0,01373	4	0,00343	
II	0,00000	0,01349	0,01350	3	0,00422	
III	0,00000	0,01224	0,01224	3	0,00382	
IV	0,00002	0,00838	0,00839	3	0,00262	





E. Coser