

**ORDINE DEGLI INGEGNERI DI
FORLI' - CESENA**

Forlimpopoli - 30/09/2016

**Ingegneria Sismica
Richiami e Casi Studio**

Ing. Maurizio Lenzi

maurizio.lenzi@acmar.it



INDICE ARGOMENTI

RISONANZA STRUTTURALE

AZIONI SISMICHE

OSCILLAZIONI LIBERE

OSCILLAZIONI FORZATE

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

CRITERI DI STRATEGIA ANTISISMICA

DUTTILITA' STRUTTURALE

STRUTTURE IN MURATURA

ISOLAMENTO SISMICO

**ANALISI DINAMICA
DELLE STRUTTURE**

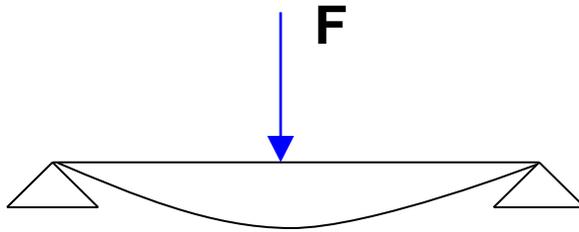
RISONANZA

DINAMICA DELLE STRUTTURE

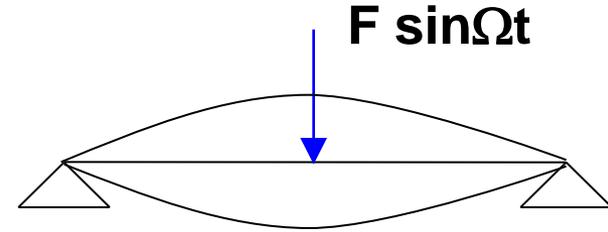
LA **DINAMICA STRUTTURALE** si occupa dello studio della risposta ad azioni forzanti variabili rapidamente nel tempo quali le accelerazioni sismiche impresse alla base, ossia ad azioni di **tipo dinamico** che generano forze inerziali.

La **risposta dinamica** delle strutture dipende sia dall'**intensità della azione applicata** (come nel caso statico) ma soprattutto dal suo **contenuto in frequenze**.

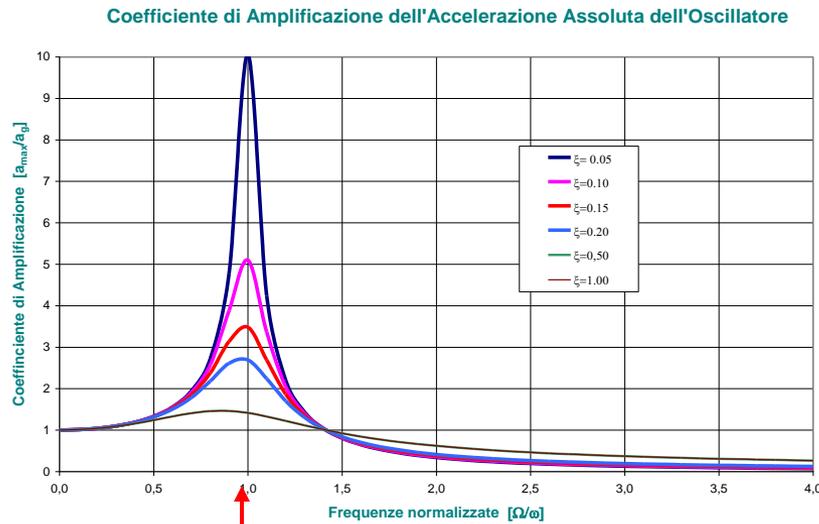
La **pericolosità** consiste nel fatto che le azioni vengono amplificate rispetto al caso statico, dando origine al temuto fenomeno della **risonanza** che si manifesta quando la **frequenza della forzante coincide con la frequenza di oscillazione naturale della struttura**. In condizioni di risonanza le amplificazioni crescono indefinitivamente e possono portare facilmente al collasso della struttura.



Condizione di carico statica



Condizione di carico dinamica



$\Omega = \omega$

Risonanza

Amplificazione degli spostamenti e delle sollecitazioni

Risonanza

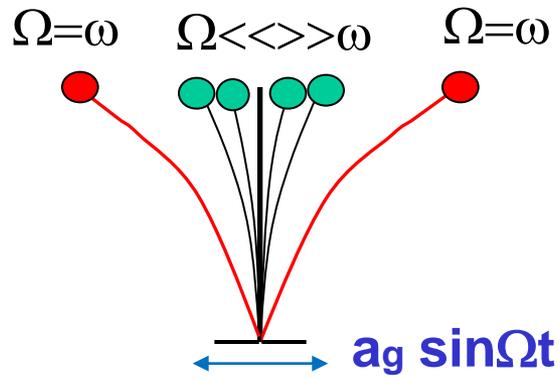
$\Omega = \omega$

frequenza della forzante (Ω)
=
frequenza di vibrazione naturale (ω)

RISONANZA ED INSTABILITA'

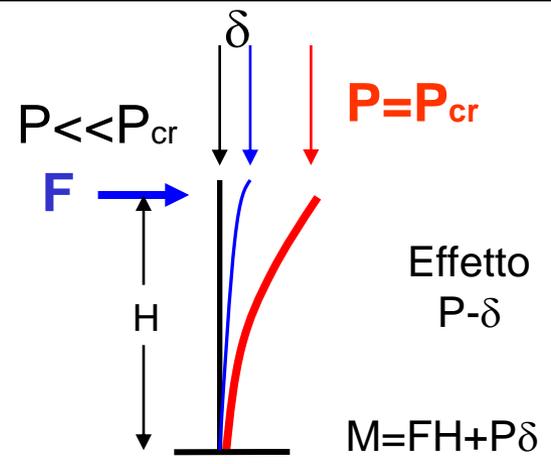
=

PERDITA DI RIGIDEZZA



Amplificazione
per risonanza

$\Omega = \omega$



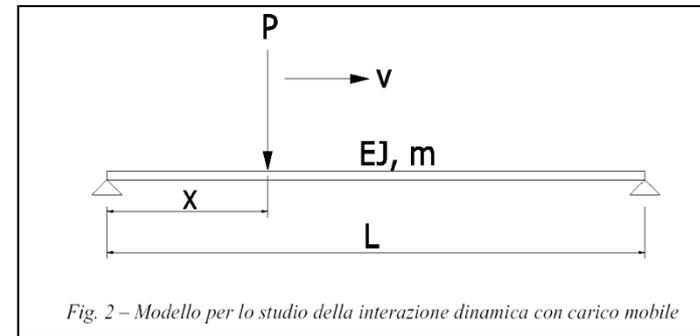
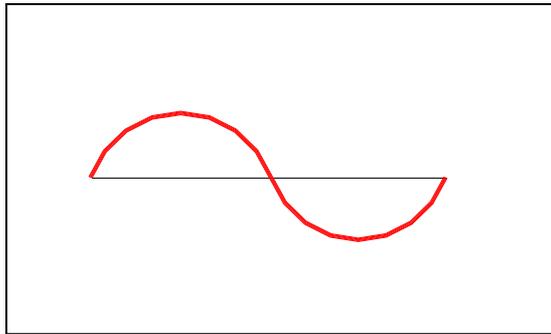
Instabilità per
carico di punta

$N = N_{cr}$

RISONANZE STRUTTURALI

<i>Azione</i>	<i>Causa</i>	<i>Sollecitazione (ciclica)</i>	<i>Frequenza (Hz)</i>	<i>Periodo (sec)</i>
Sisma	Scossa	Oligo ciclica	1.00 – 10.0	0.10 - 1.00
Vento	Raffica	Oligo ciclica	0.25 - 0.50	2.00 - 4.00
Carichi mobili	Transito	Fatica ciclica	1.00 – 2.0 0	0.5 - 2.0
Macchine alternativi	Funzionam. a regime	Fatica ciclica	Variabile (elevata)	Variabile (basso)

RISPOSTA AD UN SINGOLO IMPULSO ARMONICO

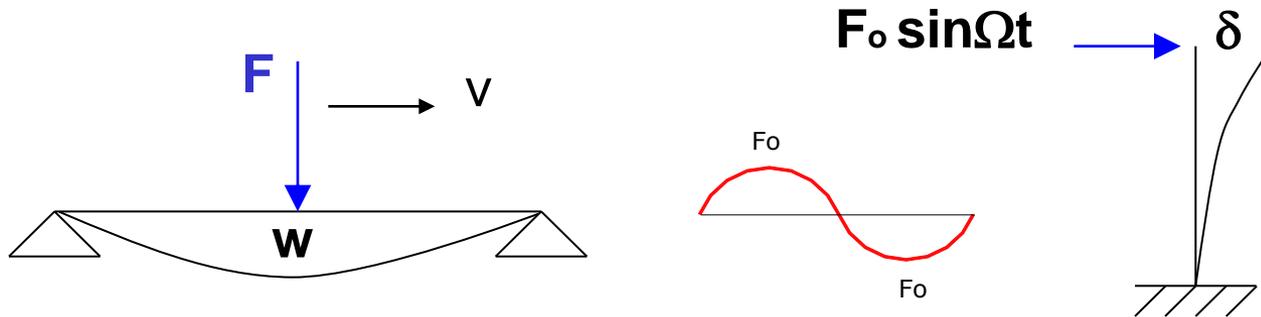


Ciclo armonico completo

Impulso sismico
Raffica di vento
Ciclo macchine alternative

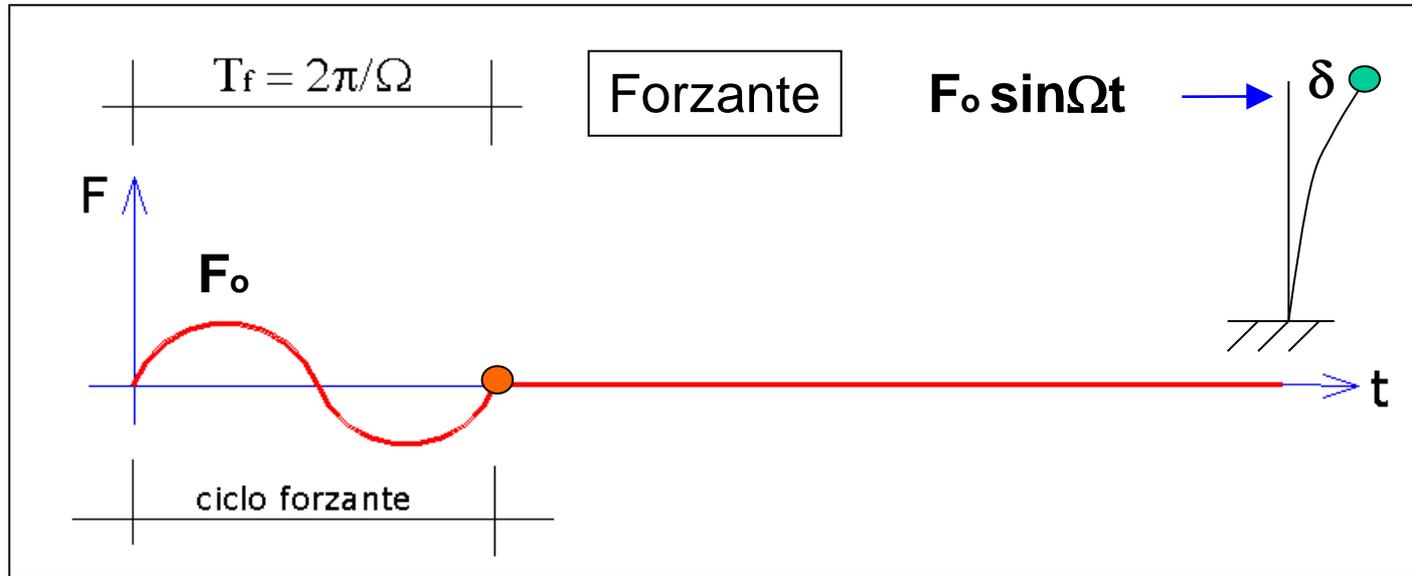
Semi ciclo armonico

Carico mobile
su un ponte
Urti e impatti



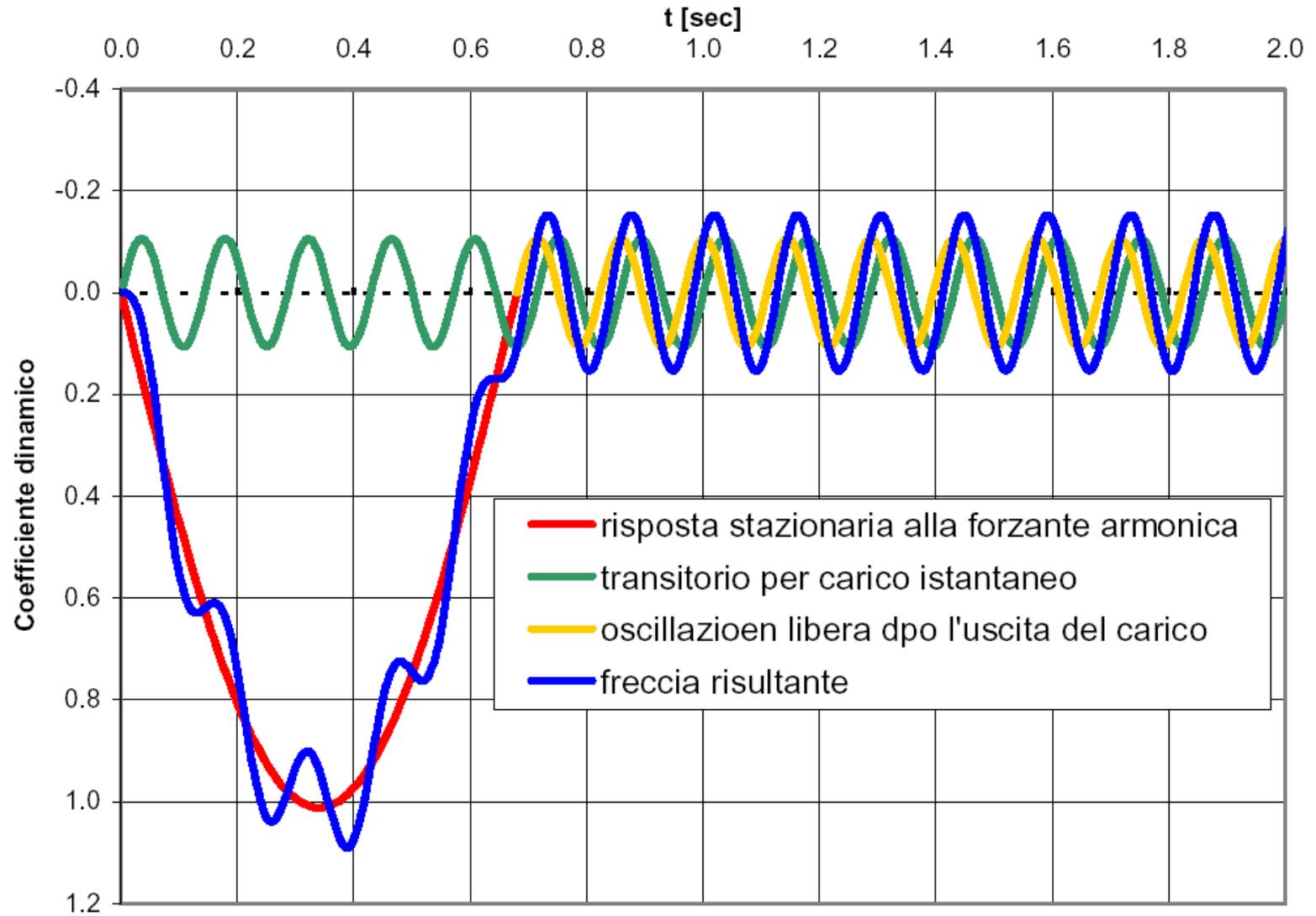
Ogni singolo ciclo di **un'azione** applicata con **frequenza Ω** produce come effetti:

- una **oscillazione forzata** si manifesta alla stessa **frequenza Ω** della forzante e che cessa una volta terminato il ciclo di carico.
- **due oscillazioni libere**, una **all'inizio ed una alla fine del ciclo di carico**, entrambe di **frequenza ω** , che persistono nel tempo.

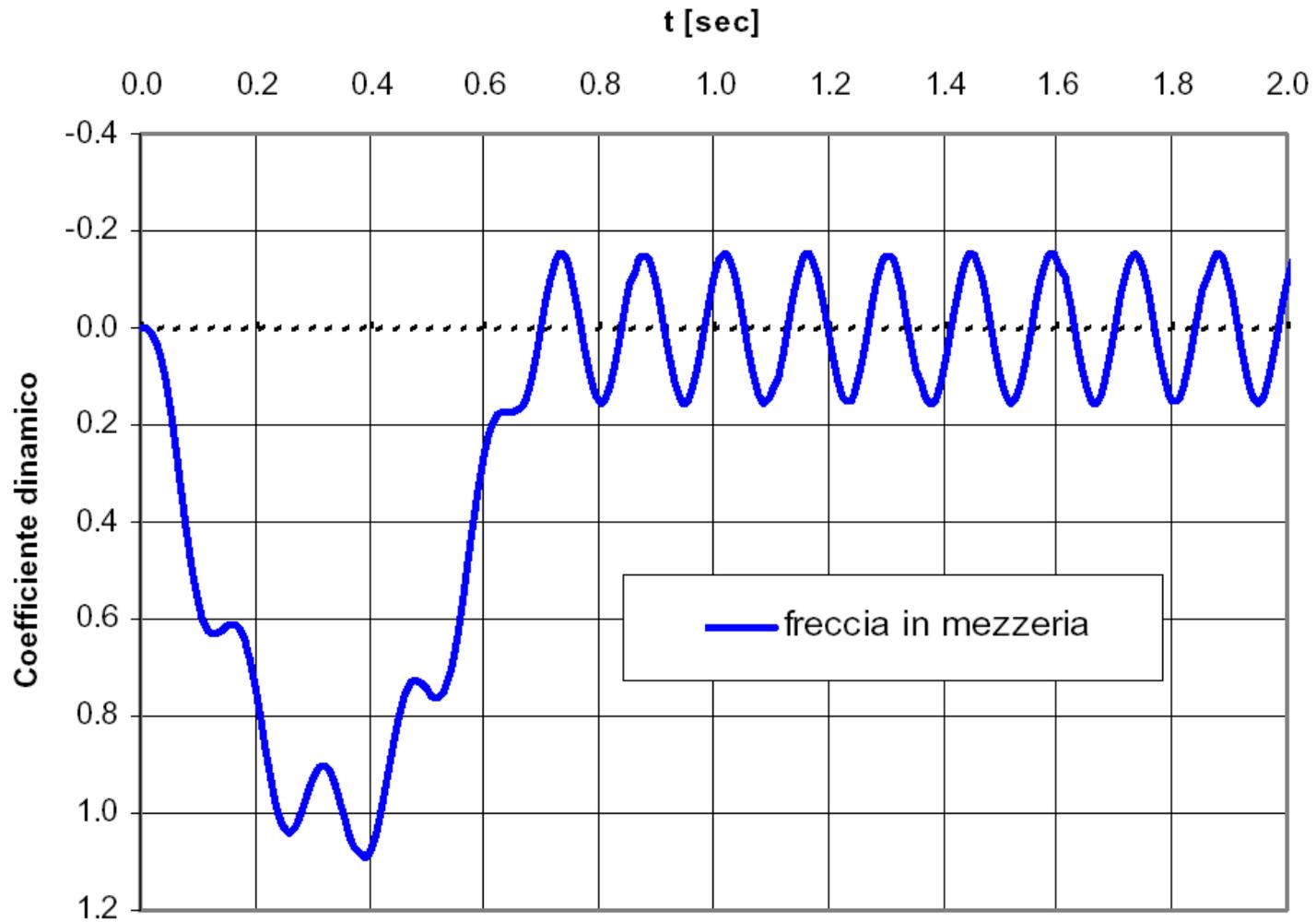


- *l'oscillazione libera* iniziale nasce perché la velocità iniziale dell'oscillatore è nulla mentre è massima quella dovuta alla forzante ($w=0$).
- *l'oscillazione libera a fine ciclo* nasce per dare continuità al movimento prodotto dalla forzante, che cessa istantaneamente al termine del ciclo.

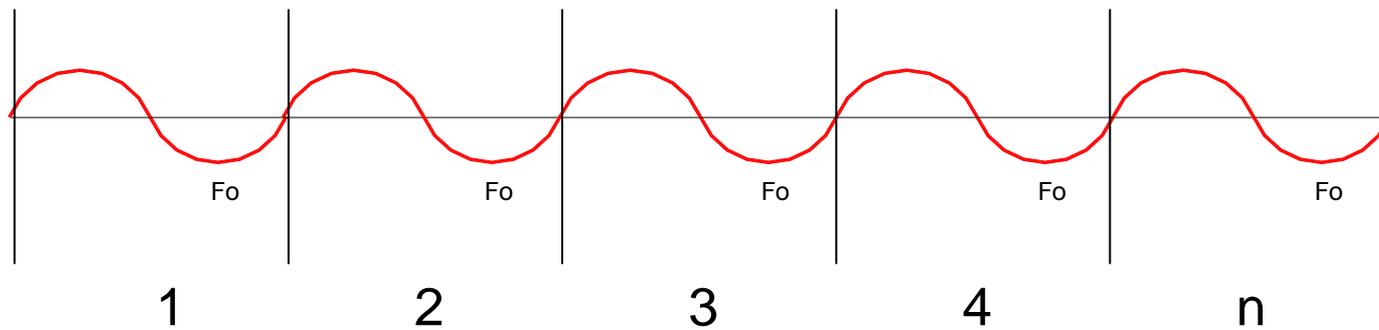
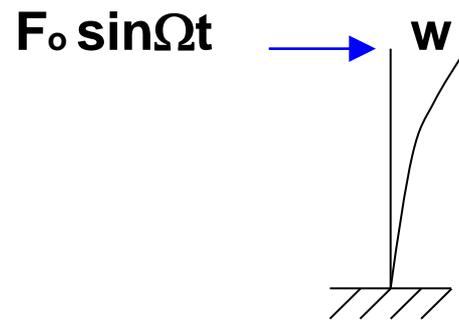
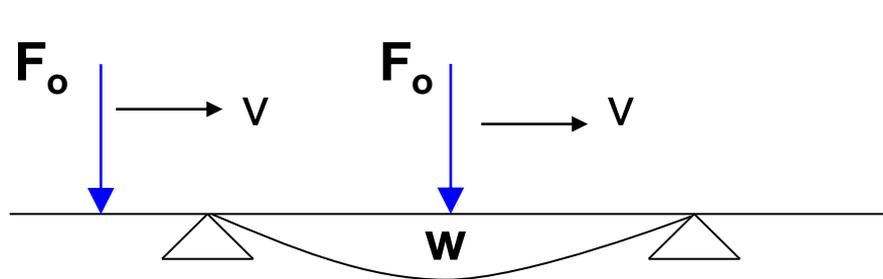
Componenti dell'oscillazione



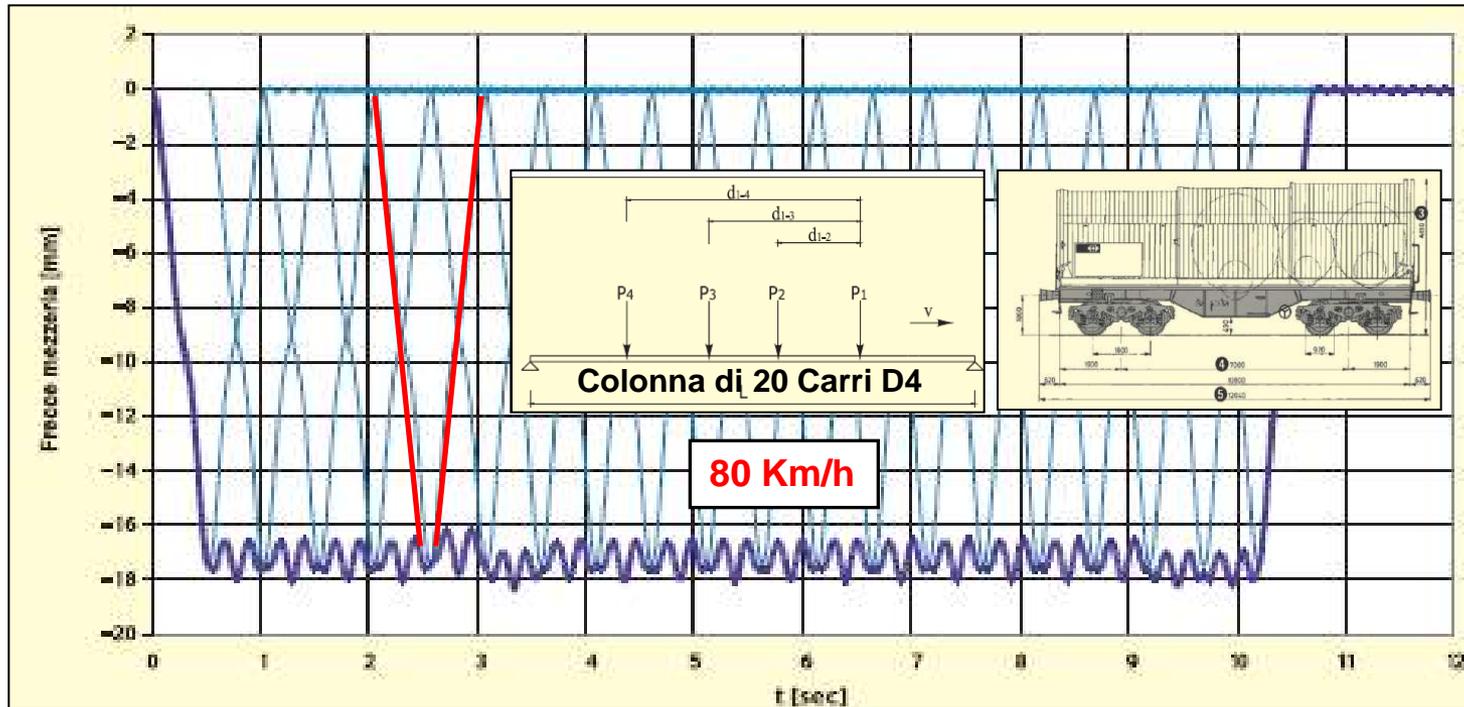
Risposta ad un singolo impulso armonico



**RISPOSTA AD UNA
SEQUENZA DI
IMPULSI ARMONICI**



Sovrapposizione degli effetti di ogni singolo ciclo armonico



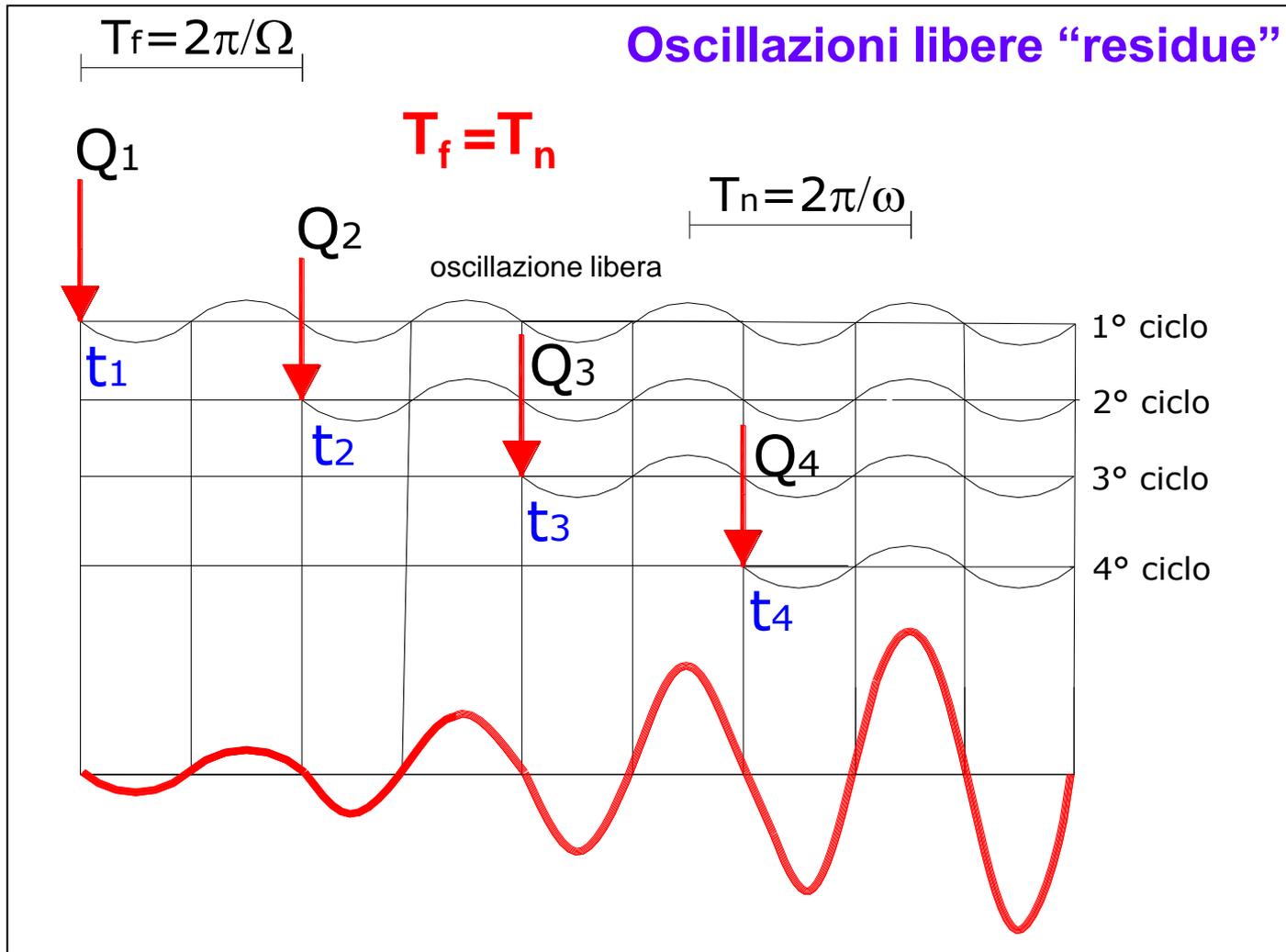
$$\Omega \ll \omega$$

Sovrapposizione degli effetti dei singoli cicli.
Condizioni stazionarie lontane dalla risonanza.
Ogni ciclo riproduce gli stessi effetti e
le oscillazioni libere residue si cancellano.

Condizioni di Risonanza

Sovrapponendo gli effetti di cicli consecutivi si produce una **interferenza tra le oscillazioni libere** che nel caso in cui *la frequenza della forzante e della struttura* siano **coincidenti** si **sommano in fase ed in ampiezza dando origine ad una amplificazione del moto** che cresce con il numero dei cicli applicati.

L'effetto di cicli applicati in sequenza si ottiene tenendo conto del loro sfasamento temporale



Sovrapposizione delle **vibrazioni libere** in **condizioni di risonanza**

AMPLIFICAZIONE PER RISONANZA

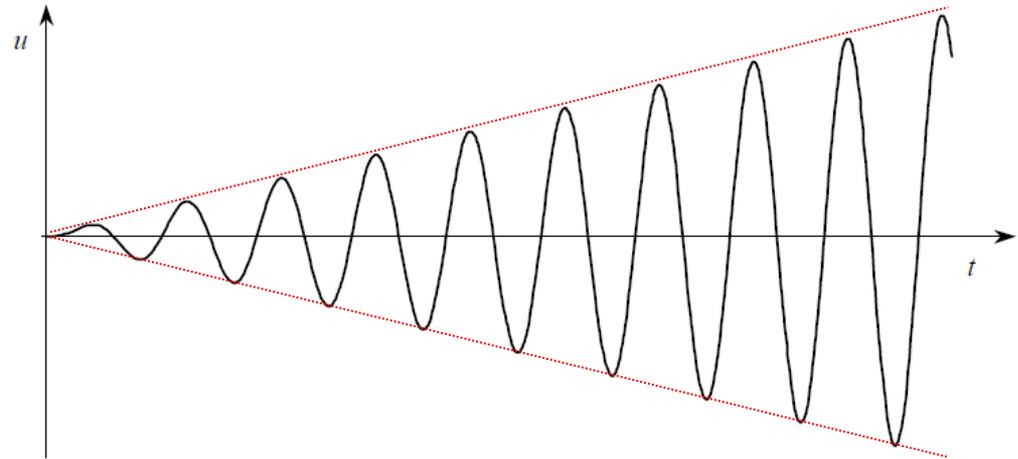
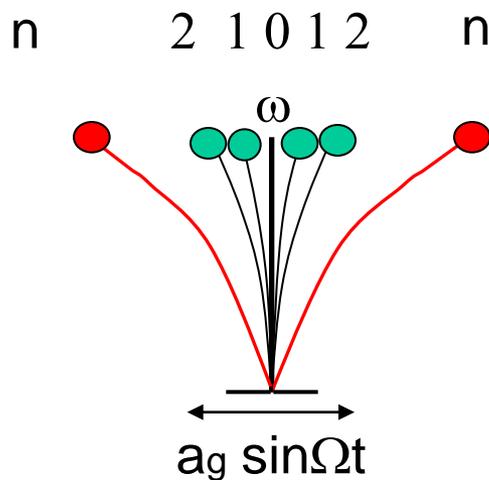


Fig. 8. Moto in condizioni di risonanza (senza smorzamento)

$$\Omega = \omega$$

**Amplificazione
per risonanza**

Ogni volta che **la forzante è di tipo ciclico** si verifica la **risonanza** quando la *frequenza naturale e della forzante coincidono*. **Ogni ciclo lascia in eredità un'oscillazione libera** che si **somma in fase ed in ampiezza** a quelle dei **cicli precedenti** provocando **l'amplificazione del moto**.

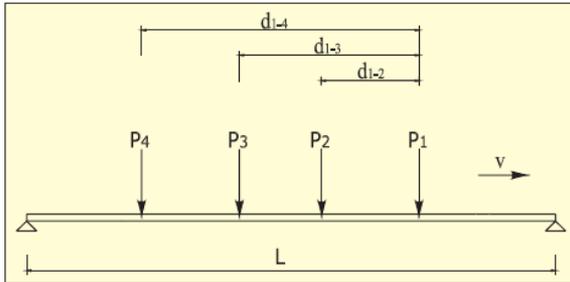
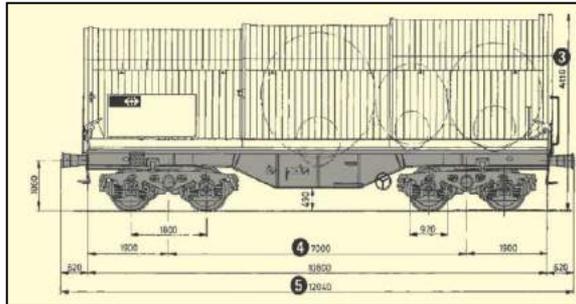


Fig. 4 – Schema di carichi mobili in transito in sequenza

$$\Omega = \pi V / L$$

frequenza della forzante
(frequenza di transito)



20 Carri D4
4 assi da 22.5 t

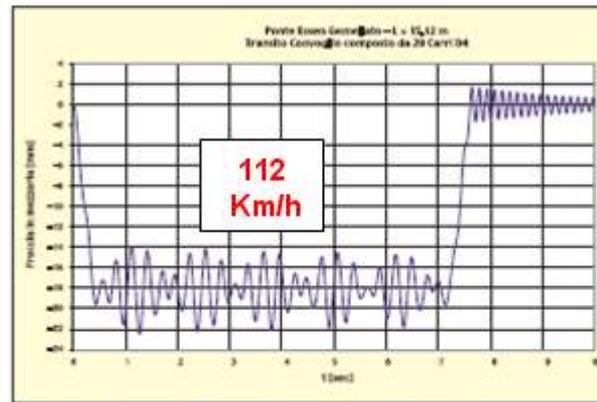


Fig. 8a - Modello masse mobili - V = 112 Km/h

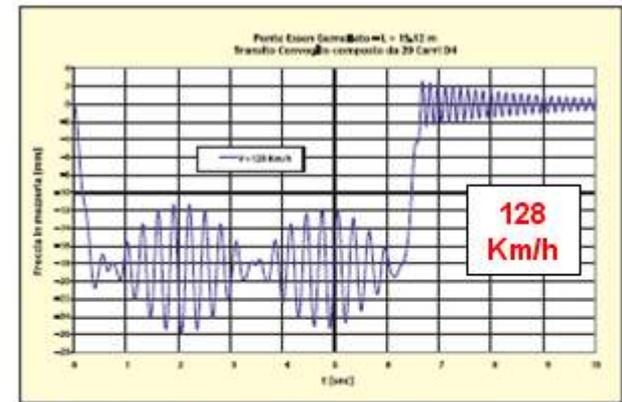


Fig. 8d - Modello masse mobili - V = 128 Km/h

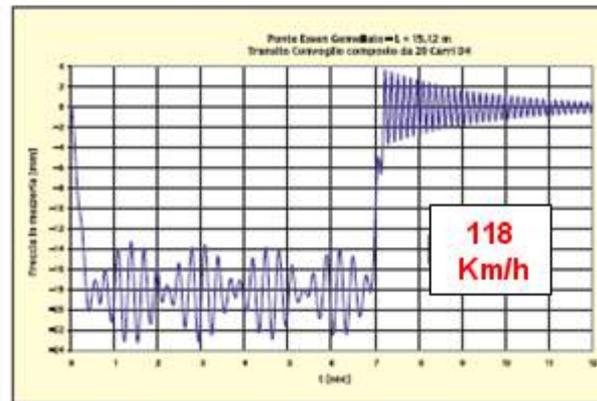


Fig. 8b - Modello masse mobili - V = 118 Km/h

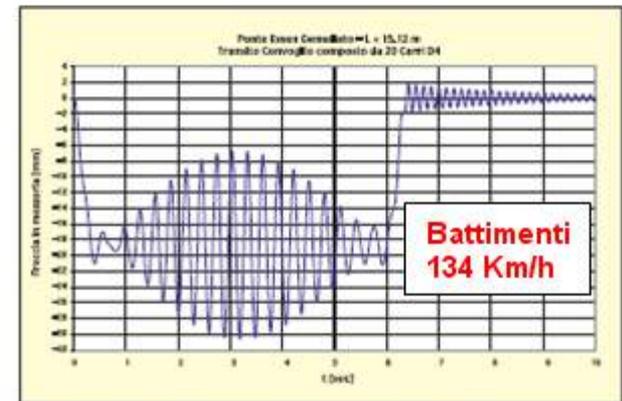


Fig. 8e - Modello masse mobili - V = 134 Km/h

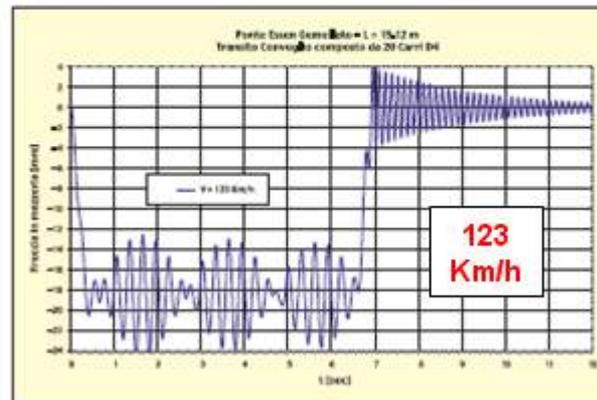


Fig. 8c - Modello masse mobili - V = 123 Km/h

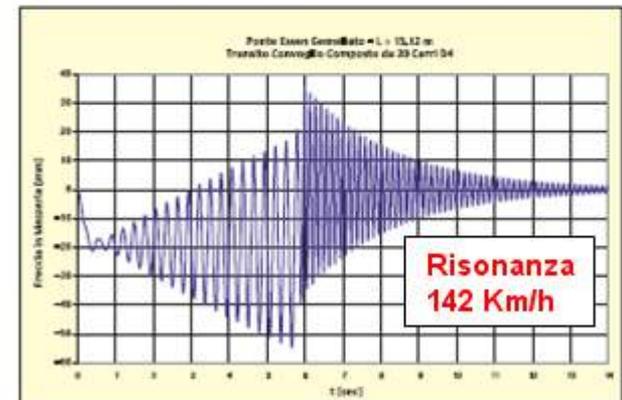
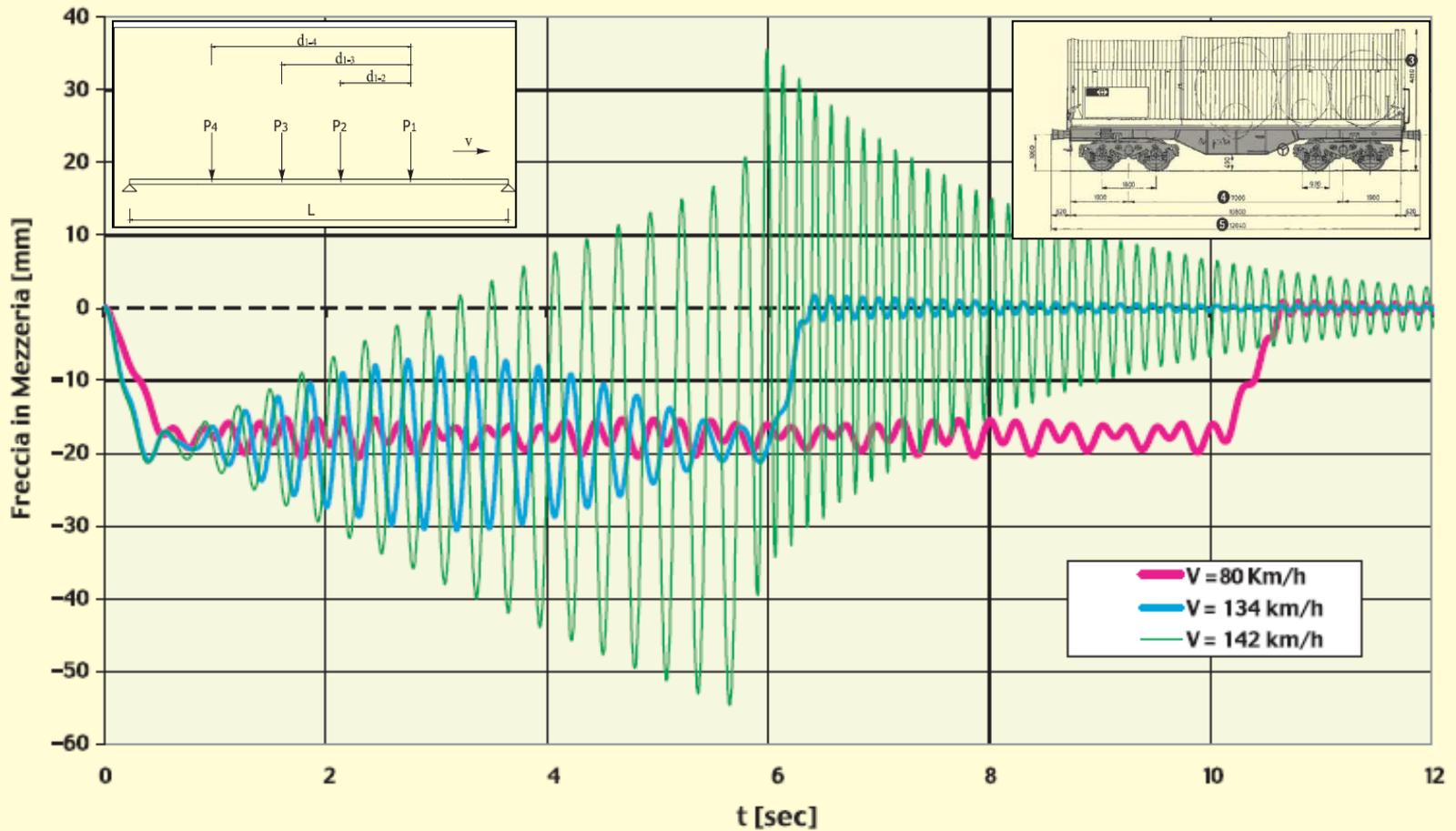


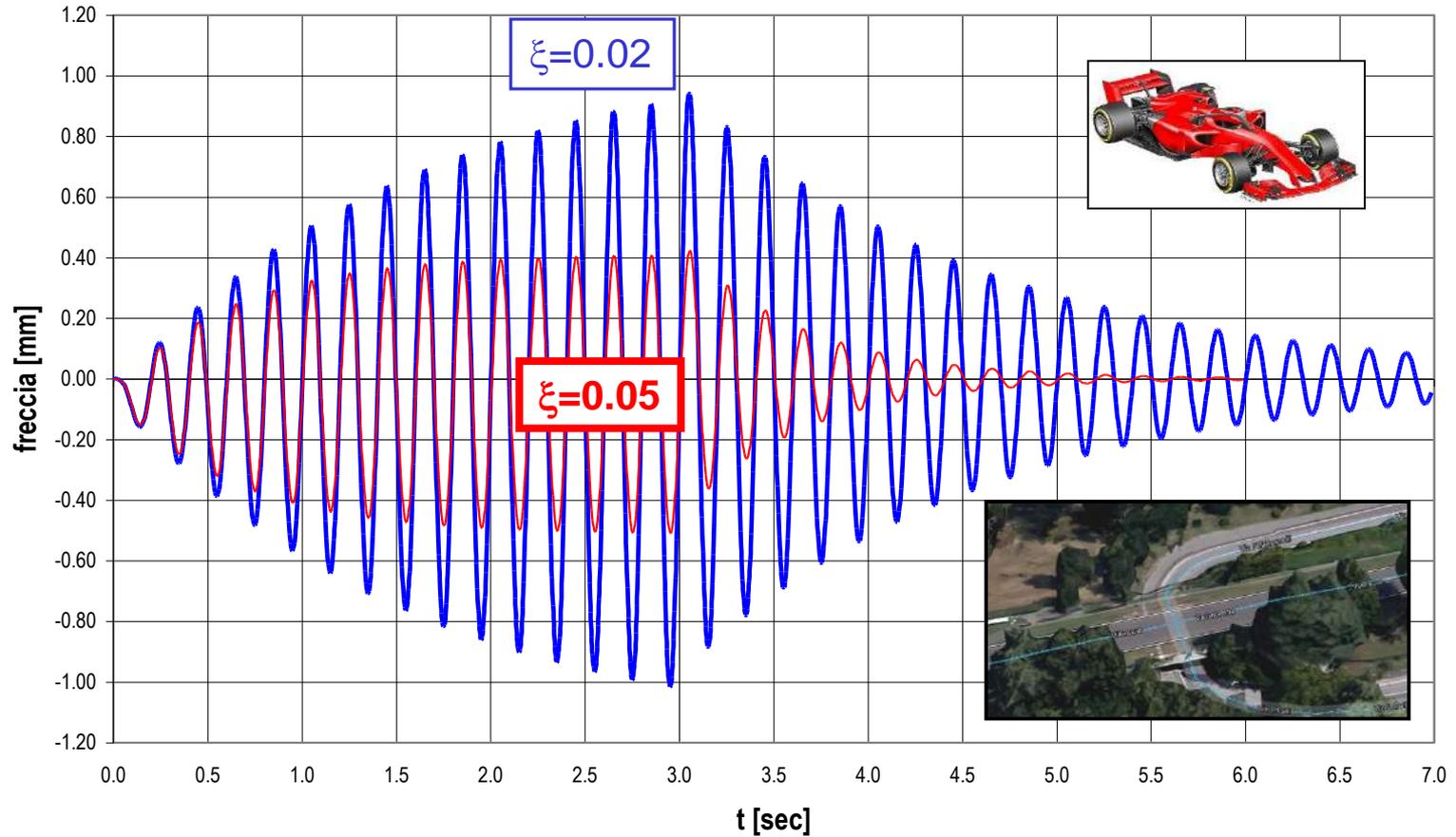
Fig. 8f - Modello masse mobili - V = 142 Km/h

Ponte Essen Gemellato - L = 15,12 m
Transito Convoglio Composto da 20 Carri D4



Sovrapposizione time histories per V=80 (E) -134 (B) -142 (R) Km/h

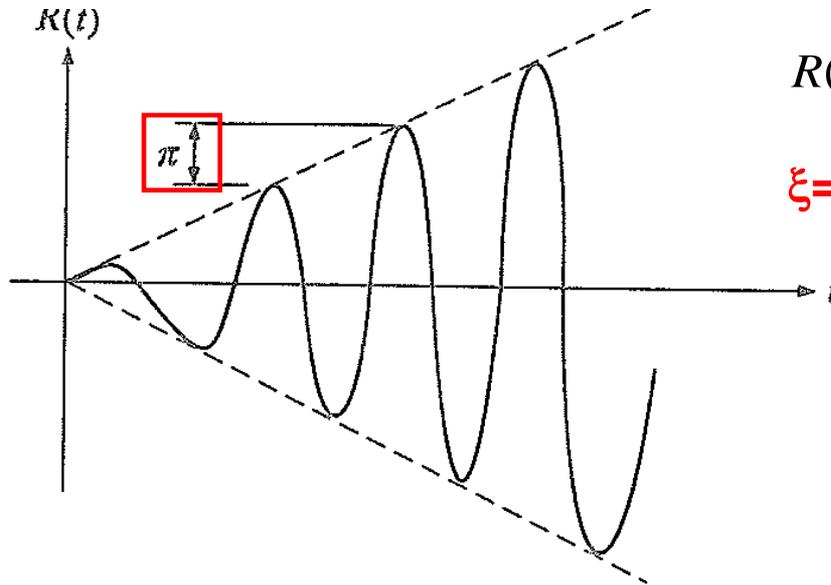
TIME HISTORY - TRANSITO 15 MONOPOSTO
V=300 Km/h



Effetto dello smorzamento sull'amplificazione per risonanza

AMPLIFICAZIONE PER RISONANZA

$$R(t) = \frac{\delta_{din}}{\delta_{st}}$$



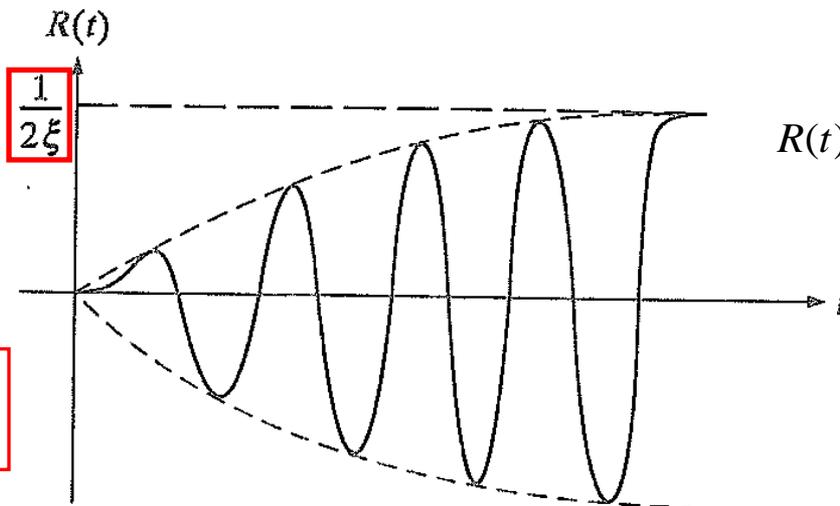
$$R(t) = \frac{1}{2} \cdot [\sin \omega t - \omega t \cdot \cos \omega t]$$

$$\xi = 0.00 \quad R_{max} = \infty$$

Sistemi non smorzati

Carico ciclico

Response ratio, $R(t)$



$$R(t) = \frac{1}{2\xi} \cdot [(e^{-\xi\omega t} - 1) \cdot \cos \omega t + \xi \cdot e^{-\xi\omega t} \cdot \sin \omega t]$$

Sistemi smorzati

$$R(t) = \frac{\delta_{din}}{\delta_{st}}$$

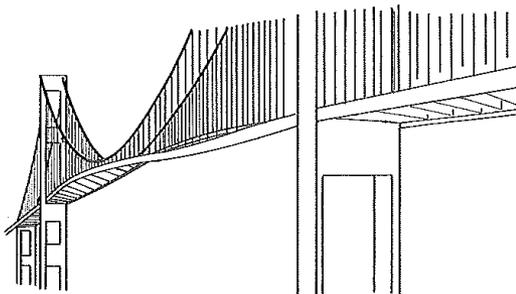
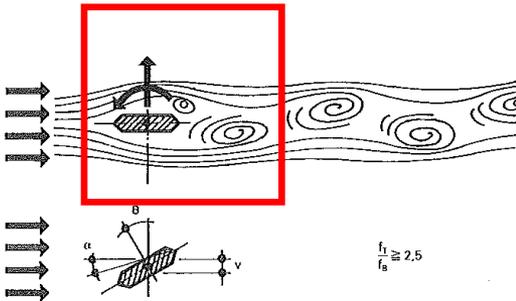
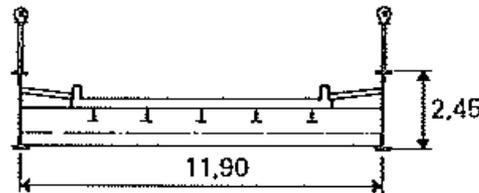
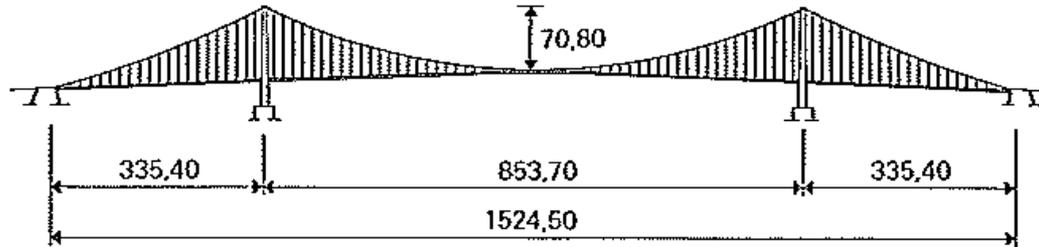
$$\xi = 0.05 \quad R_{max} = 10$$

$$\xi = 0.02 \quad R_{max} = 25$$

**Esempi di Risonanza
delle Strutture**

Ponte di Tacoma

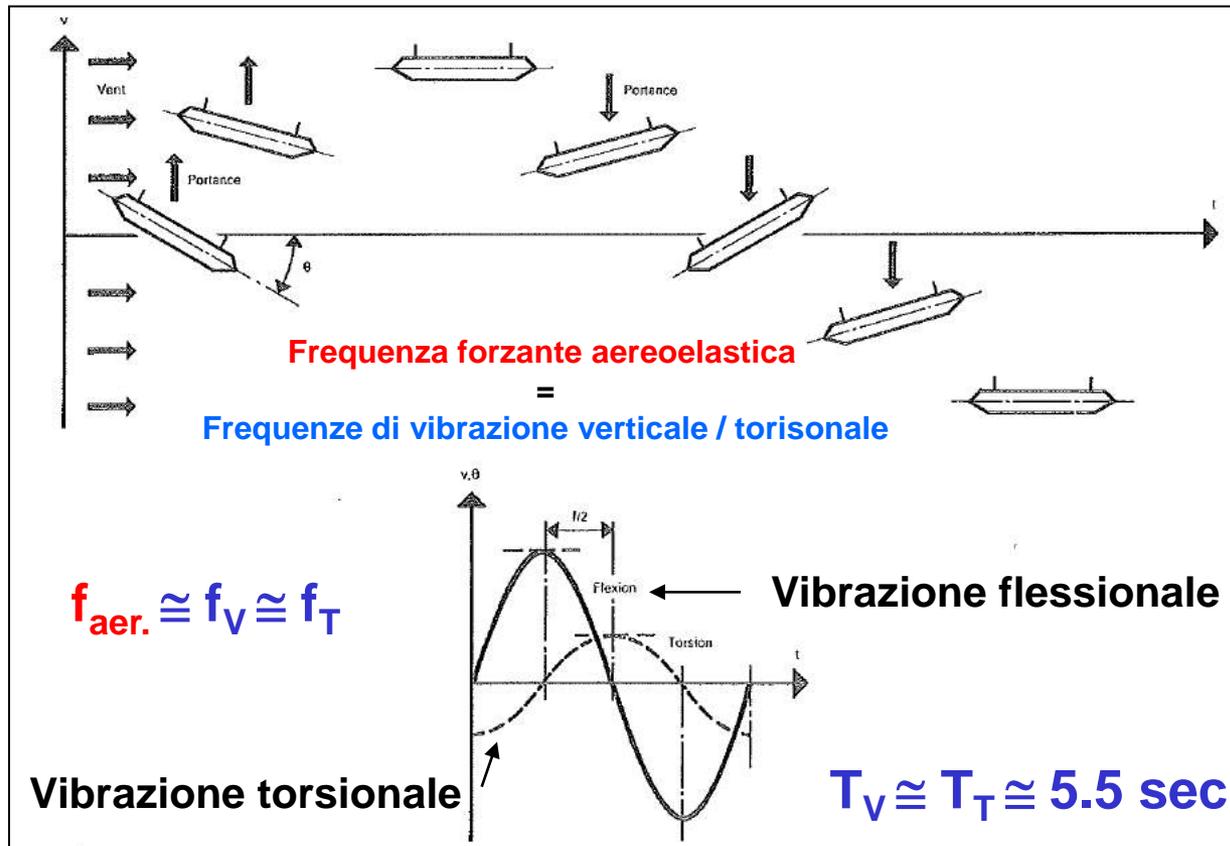
Ponte di Tacoma



Forzante armonica

Azione dinamica del vento con distacco di **vortici** di Von Karman che producono azioni alternate di portanza e deportanza con risultante in posizione eccentrica.

Risonanza per vento (flutter)



Sequenza delle azioni flesso - torsionali

Risonanza - Ponte di Tacoma



Oscillazioni forzate indotte da un **vento di 70 km/h** per **distacco regolare di vortici** a frequenza pari a quella di oscillazione verticale e torsionale

Risonanza - Ponte di Tacoma



Oscillazioni forzate indotte da un **vento di 70 km/h** per **distacco regolare di vortici** a frequenza pari a quella di oscillazione verticale e torsionale

Risonanza - Ponte di Tacoma



Oscillazioni forzate indotte da un **vento di 70 km/h** per **distacco regolare di vortici** a frequenza pari a quella di oscillazione verticale e torsionale

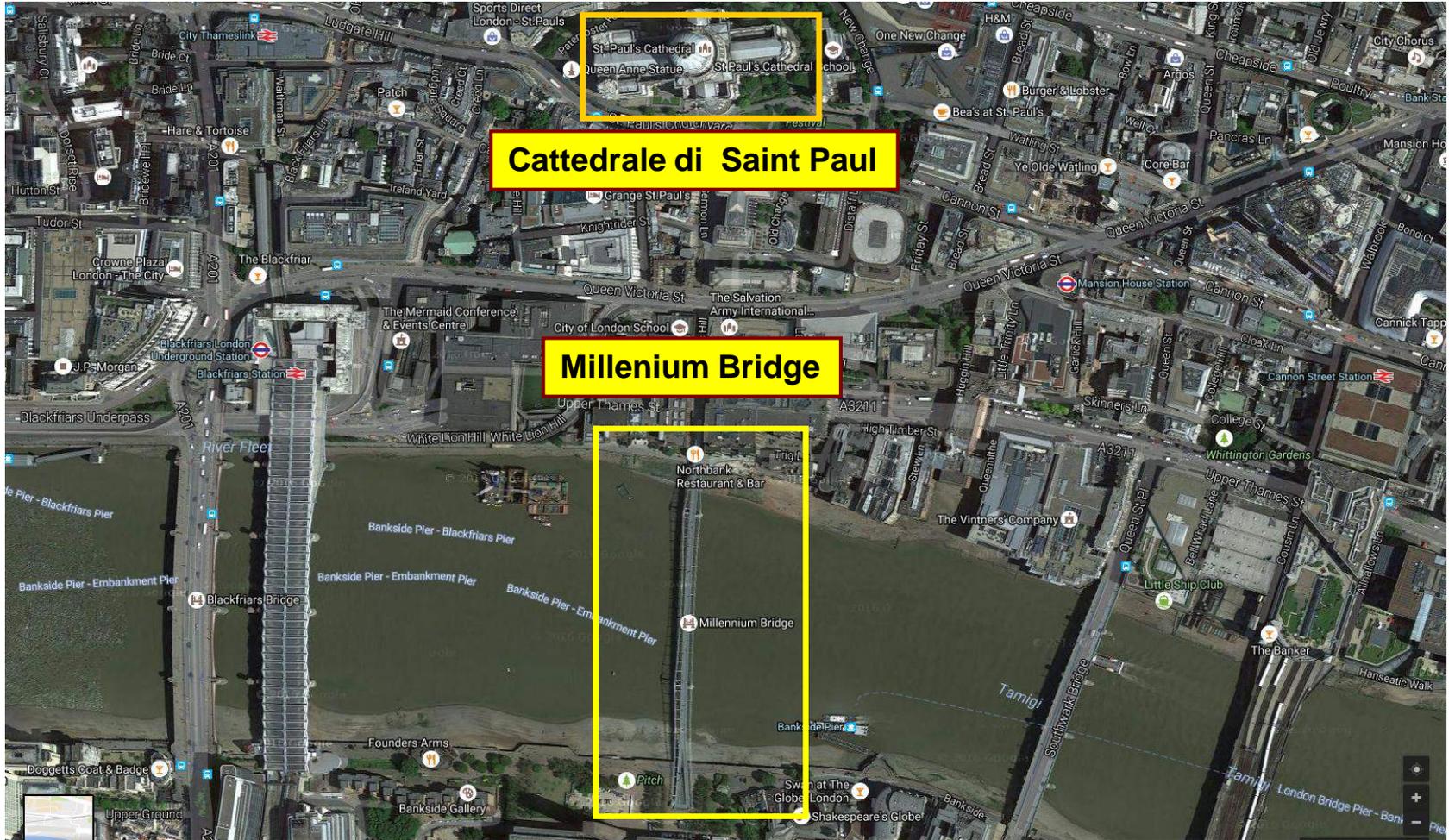
Risonanza - Ponte di Tacoma



Oscillazioni forzate indotte da un **vento di 70 km/h** per **distacco regolare di vortici** a frequenza pari a quella di oscillazione verticale e torsionale

Millenium Bridge - Londra

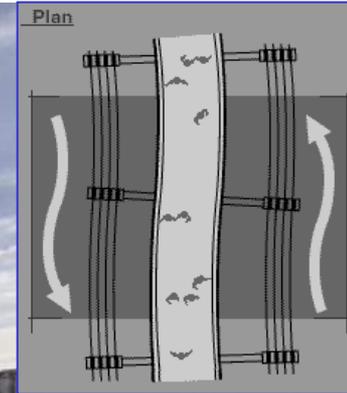
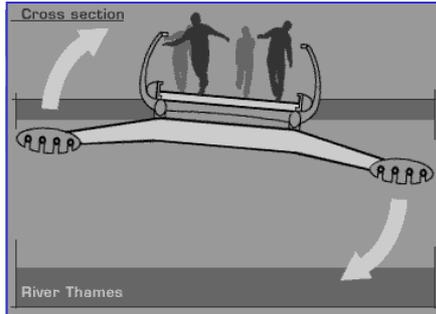
Millenium Bridge - Londra





Norman Foster & Ove Arup

Millenium Bridge - Londra



Risonanza nel piano orizzontale indotta per sincronizzazione del transito pedonale

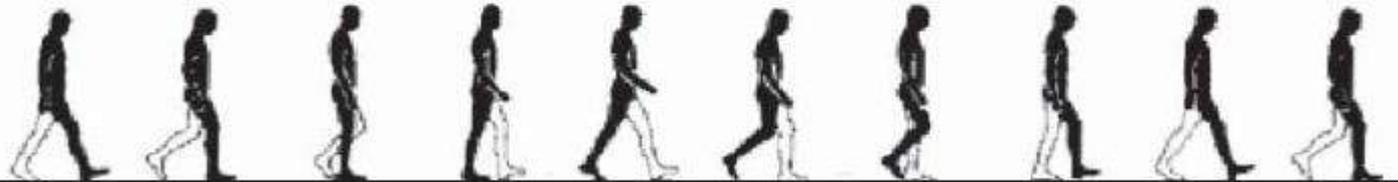
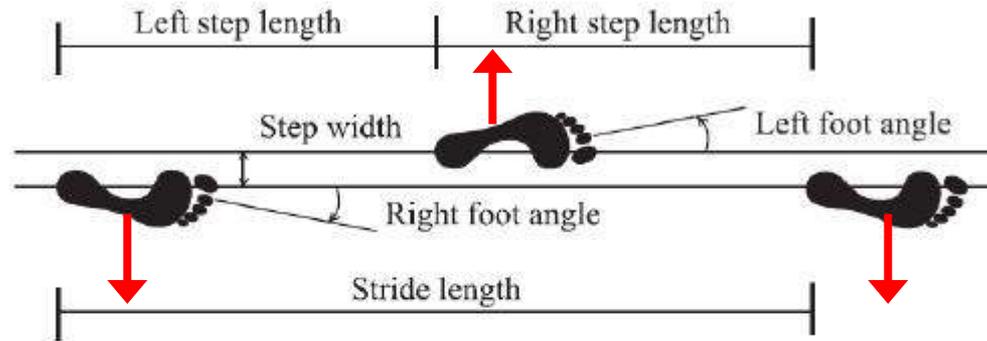
Risonanza – Millenium Bridge



**Risonanza nel piano orizzontale
indotta dal transito pedonale (lock-in)**

Frequenza del passo = Frequenza di oscillazione laterale

Azione dinamica dei pedoni



Right heel contact Left toe-off Left heel contact Right toe-off Right heel contact Left toe-off

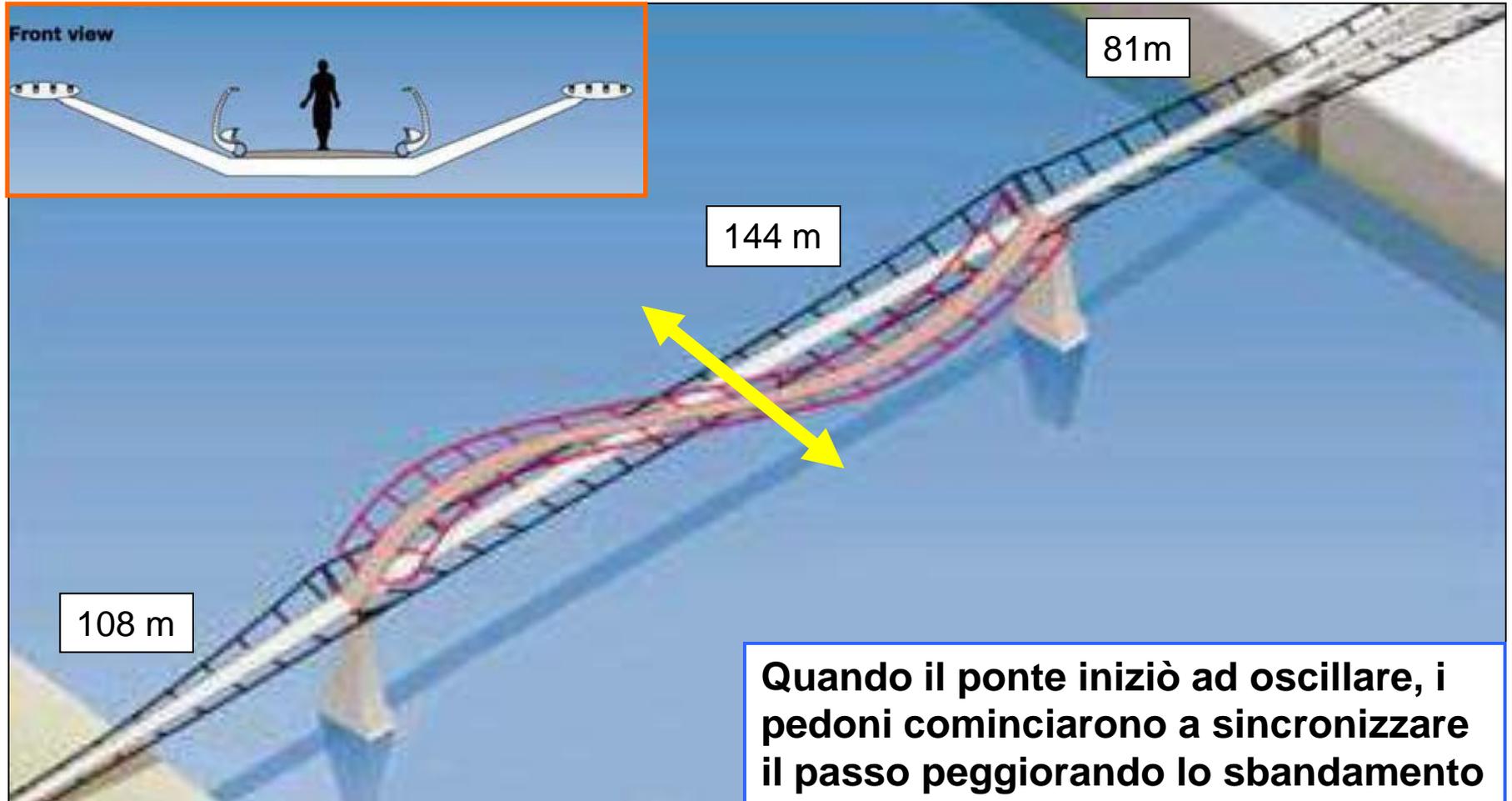
0%

50%

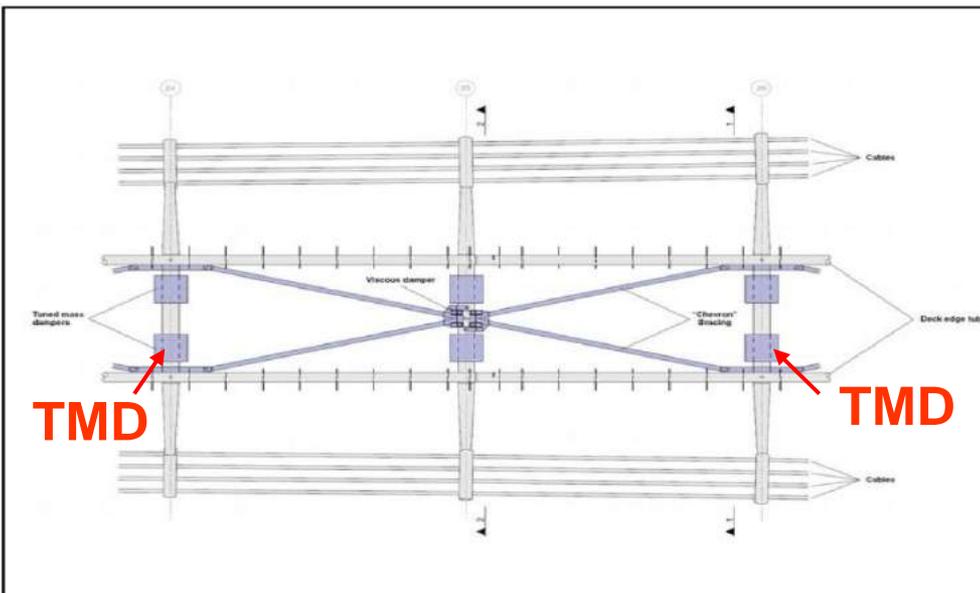
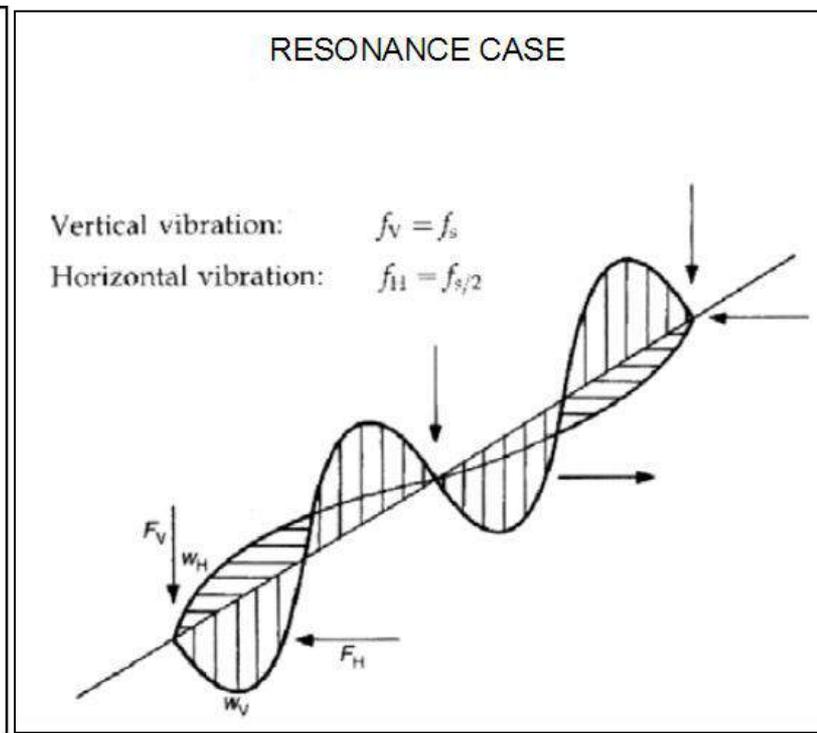
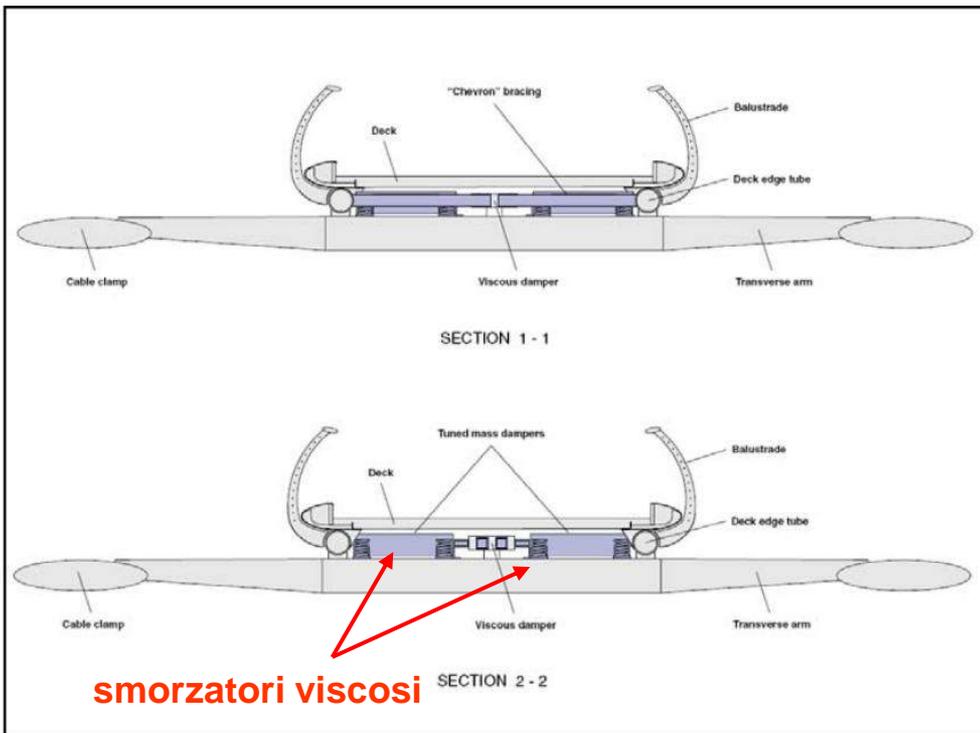
100%

Time, percent of gait cycle

Risonanza – Millenium Bridge



Oscillazioni laterali



Soluzione alla risonanza con installazione di:

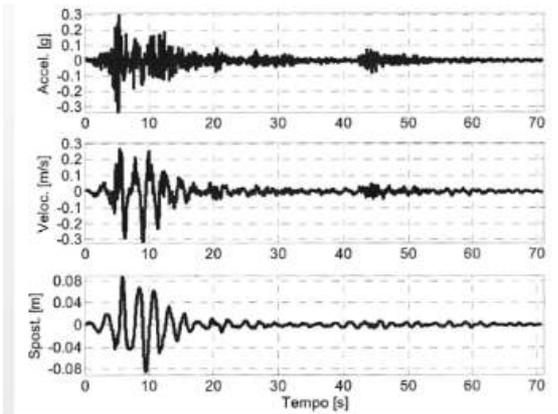
- smorzatori viscosi (riduzione della oscillazione)
- Tuned mass dampers [TMD] (antirisonanza)

Effetti risonanti del sisma

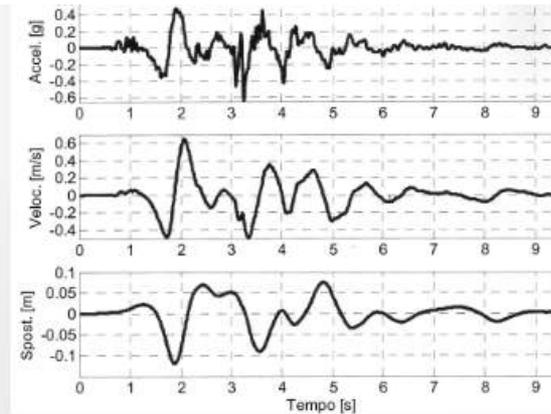
nelle

Strutture

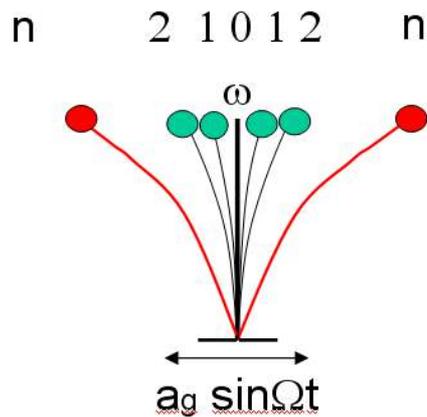
Effetti del sisma sulle strutture



Terremoto Campano-Lucano registrato a Sturno
23-11-80 componente est-ovest:



Terremoto del Friuli registrato a Gemona
15-9-1976 componente est-ovest:



$$\Omega = \omega$$

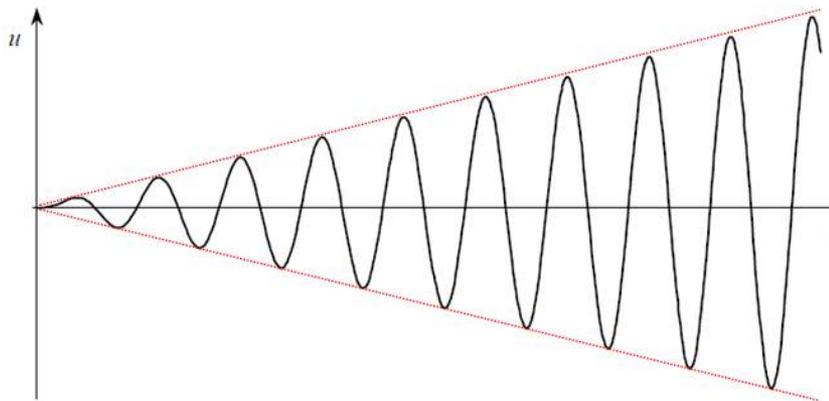
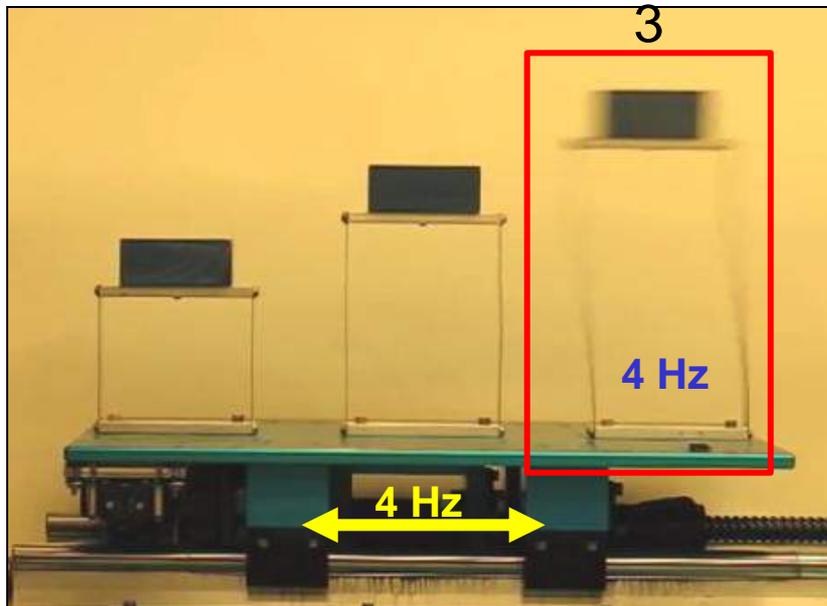
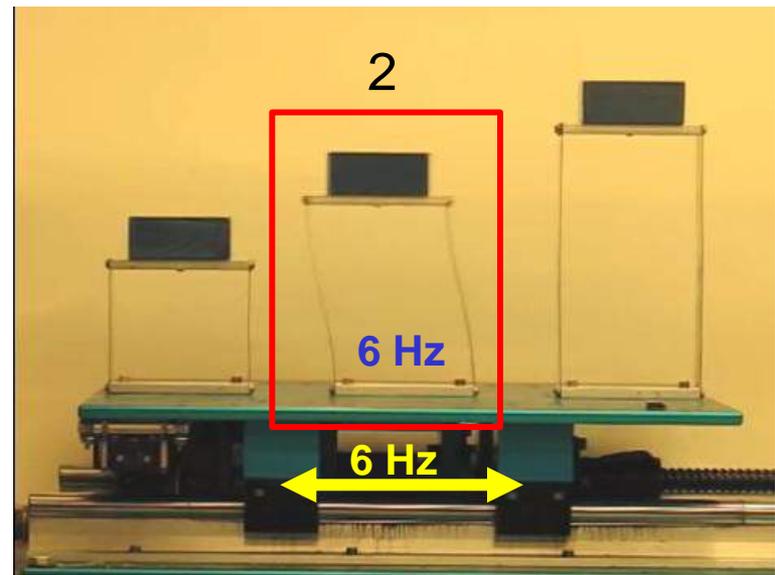
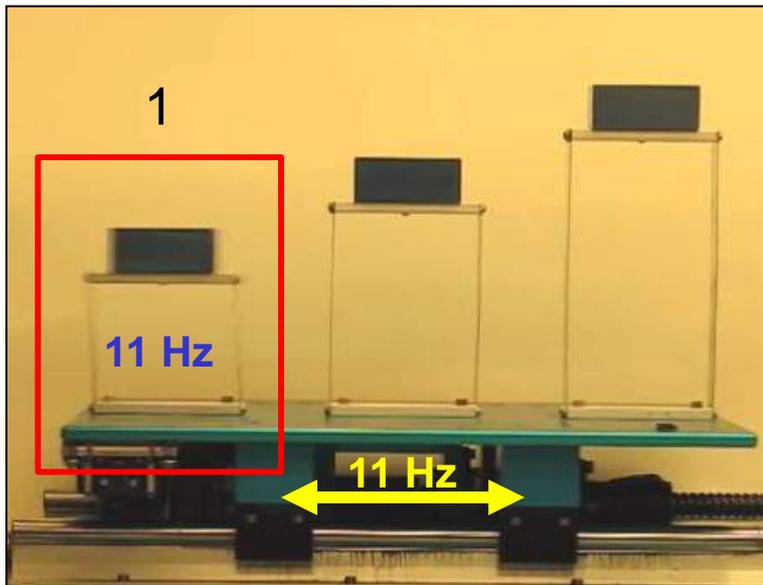


Fig. 8. Moto in condizioni di risonanza (senza smorzamento)

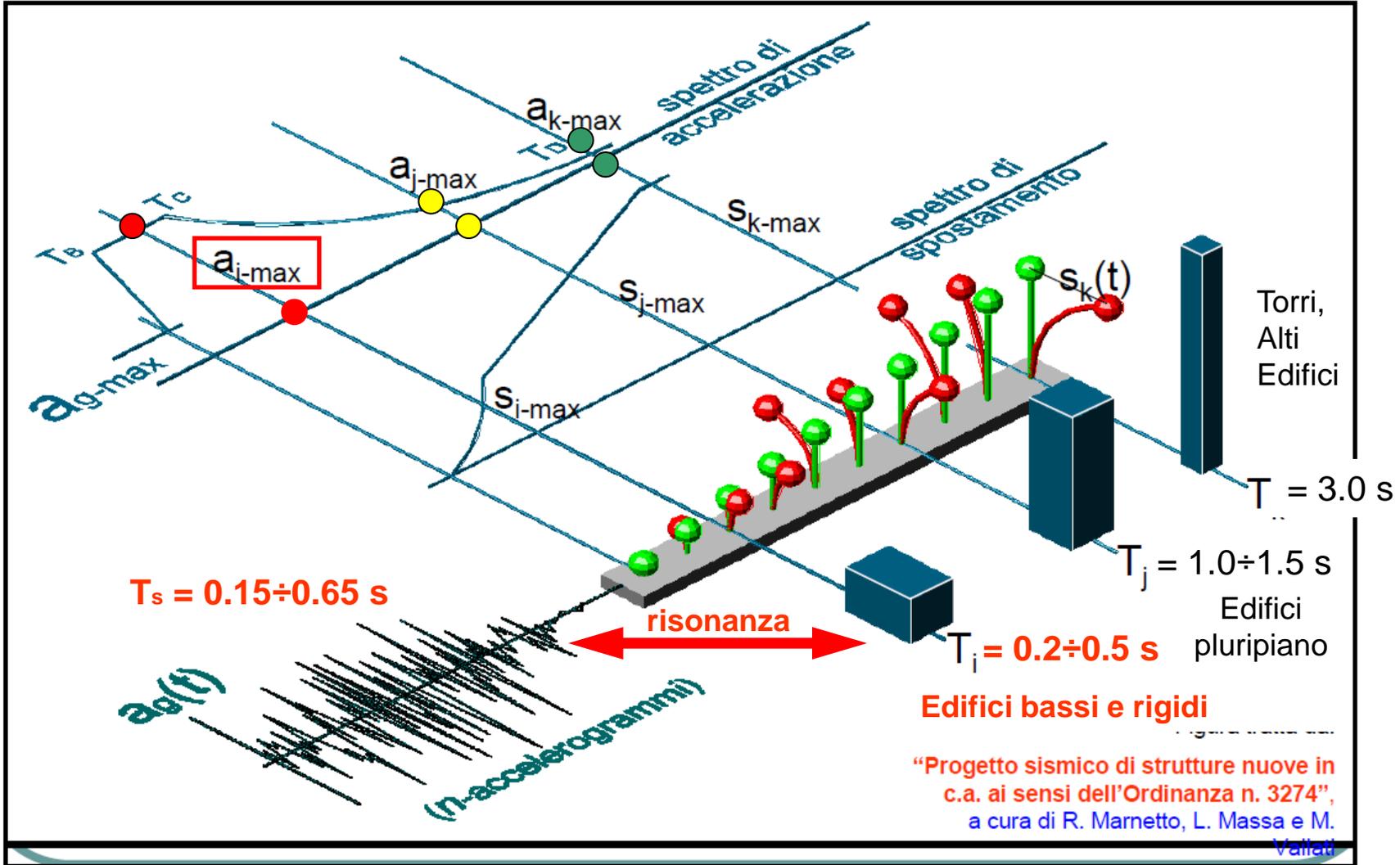
**Amplificazione
per risonanza**



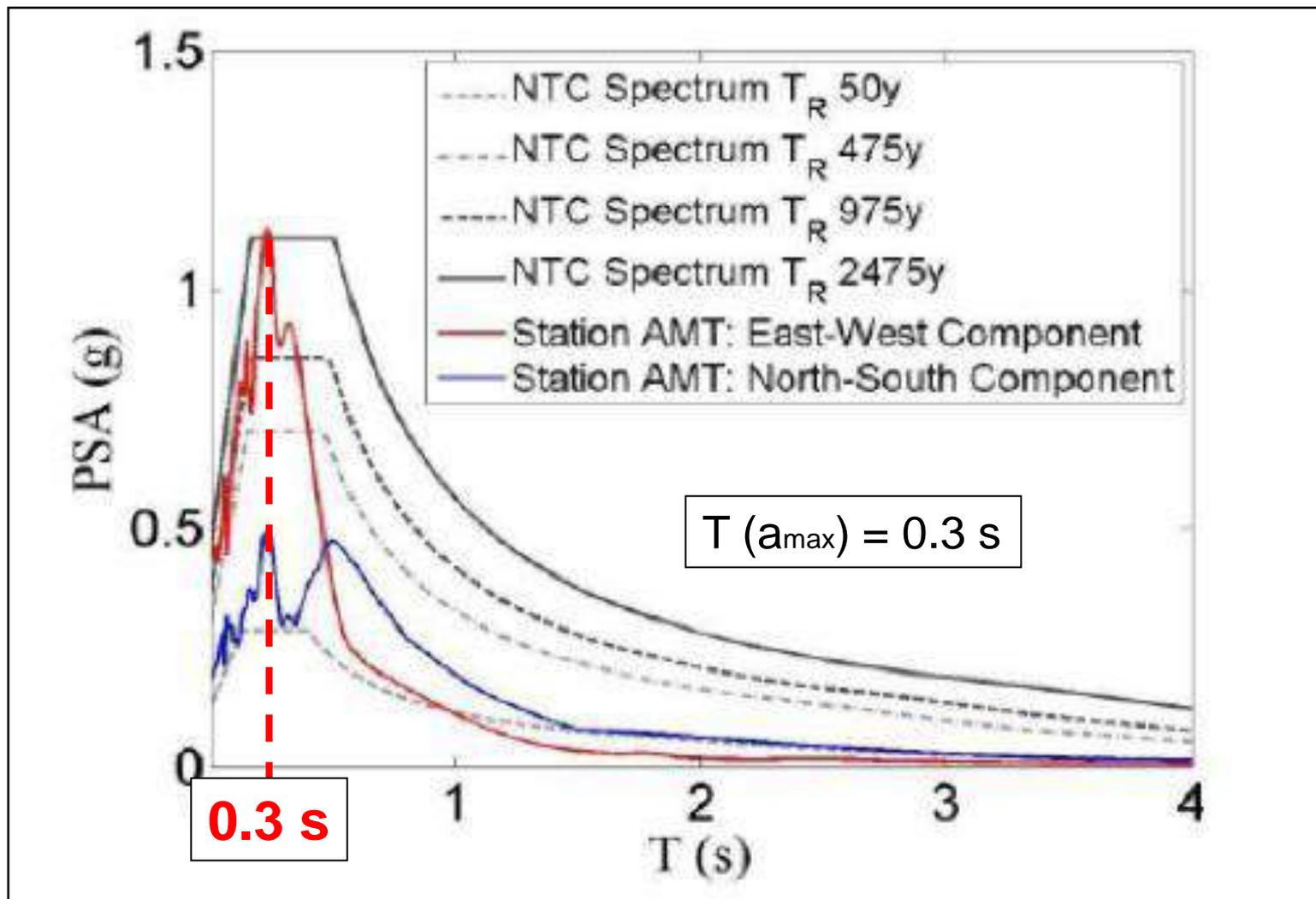
Prova su tavola vibrante

[SDOF Resonance Vibration Test]

Quando la frequenza di eccitazione eguaglia la frequenza naturale di un oscillatore, solo questo amplifica il proprio moto mentre gli altri non manifestano alcuna amplificazione



Spettro del Terremoto 24/08/2016 – Amatrice



Effetti risonanti del sisma



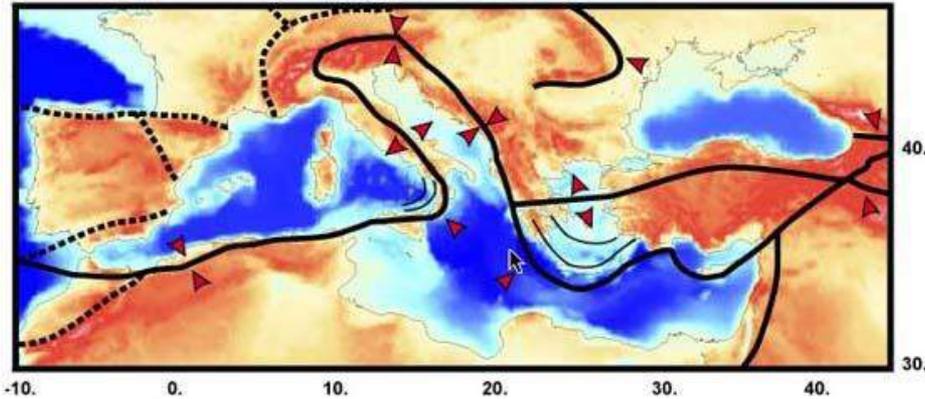
Figura 3. Edificio sopravvissuto ad Amatrice (fonte: corrierefiorentino.corriere.it)

Periodo del sisma = 0.2-0.3 sec → Strutture basse e rigide

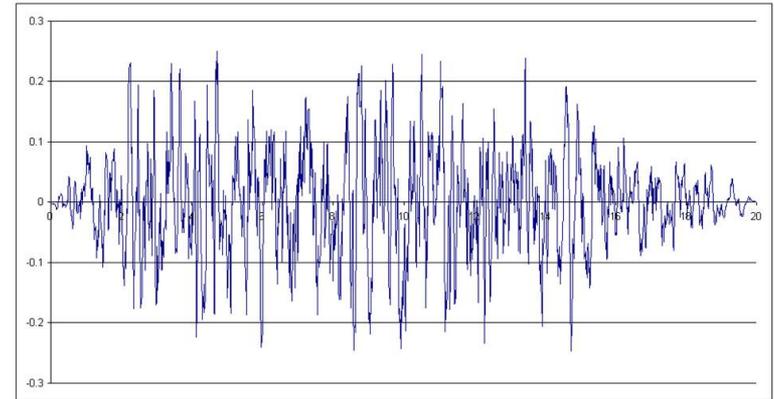
INGEGNERIA

SISMICA

Movimenti Tellurici



Fonte: INGV



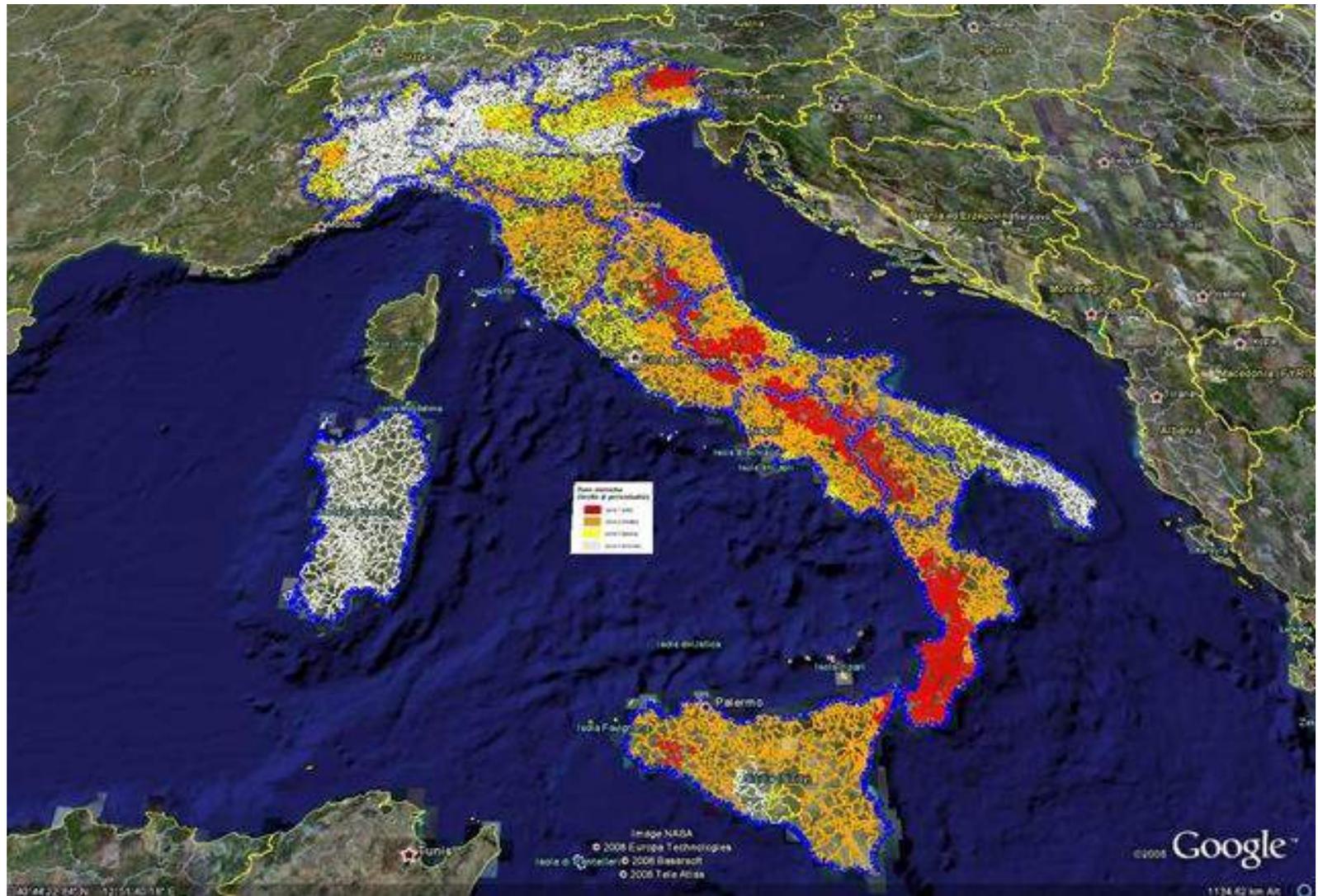
I **terremoti** costituiscono l'effetto dei movimenti della crosta terrestre che si manifestano a seguito del **rilascio di energia** che si concentra nelle **zone di faglia attiva**. Si localizzano a **ridosso e lungo le catene montuose** che si sono formate a causa dello **scontro di placche tettoniche**.

Sono caratterizzati da **movimenti rapidi ed impulsivi**, di tipo **oscillatorio e sussultorio**, contraddistinti da frequenze che si collocano nel range variabile da **1 a 10** Hz.

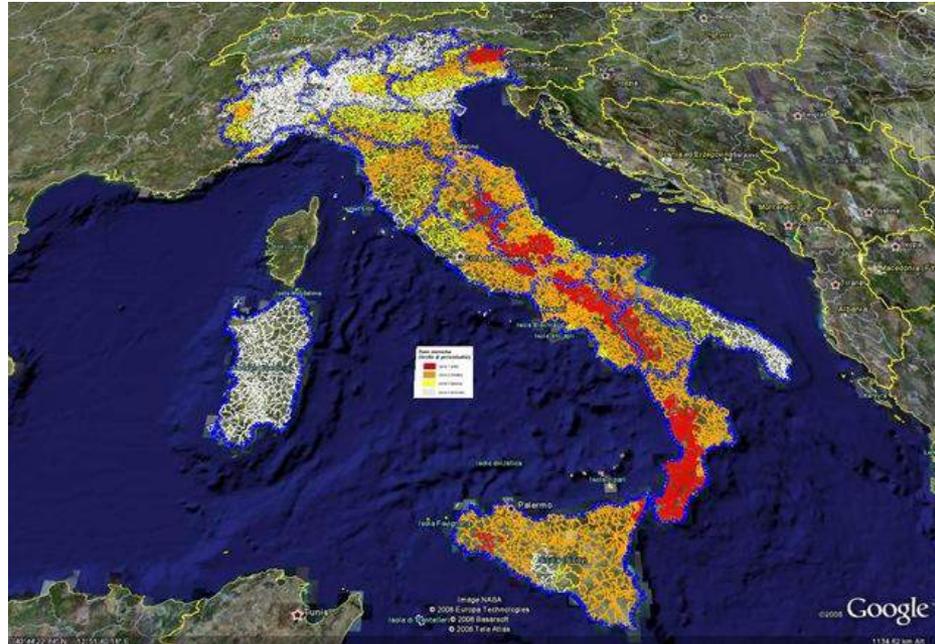
Distribuzione delle zone sismicamente attive



Classificazione Sismica dei Comuni d'Italia

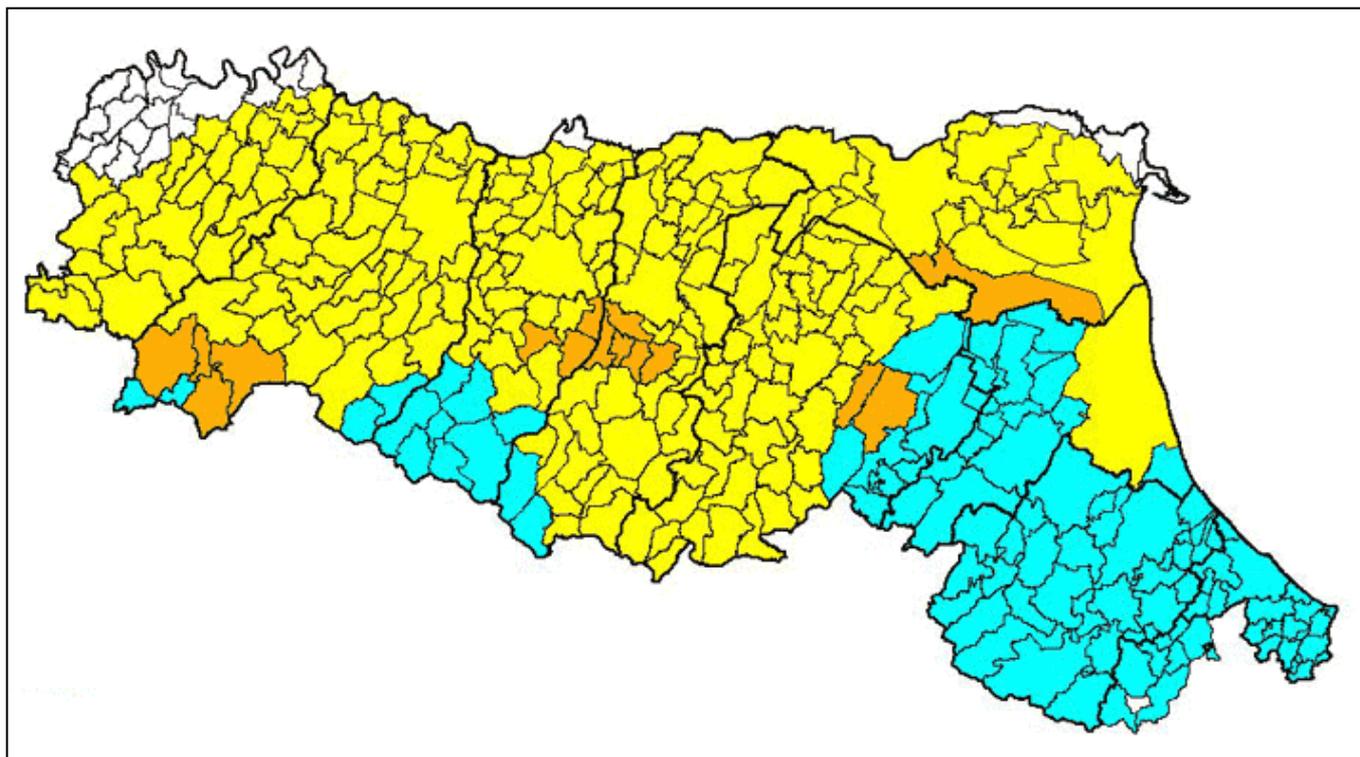


Classificazione Amministrativa delle Zone Sismiche d'Italia



Zona 1	Alta sismicità
Zona 2	Medio Alta sismicità
Zona 3	Medio Bassa sismicità
Zona 4	Bassa sismicità

Classificazione Sismica dei Comuni dell'Emilia Romagna



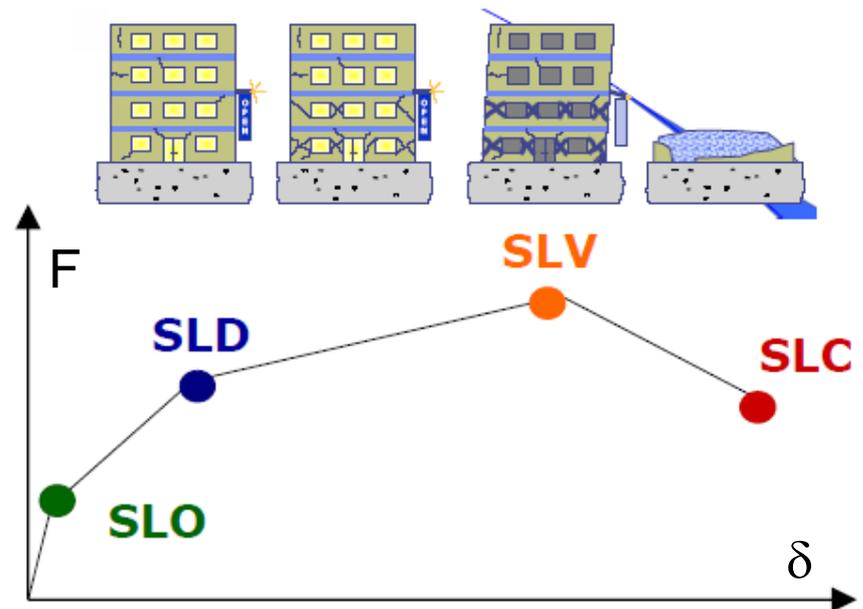
Legenda

zona 2	96
	16
zona 3	214
zona 4	22
n. Comuni coinvolti	

stati limite e probabilità di superamento

4 **stati limite**: 2 di esercizio e 2 ultimi.

Per ognuno si definisce una **probabilità di superamento** (P_{VR}), che rappresenta la probabilità di accadimento, nel periodo di riferimento (V_R) di almeno un sisma di periodo di ritorno T_R (definito in seguito).



Stato limite			P_{VR}
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

ANALISI STRUTTURALE

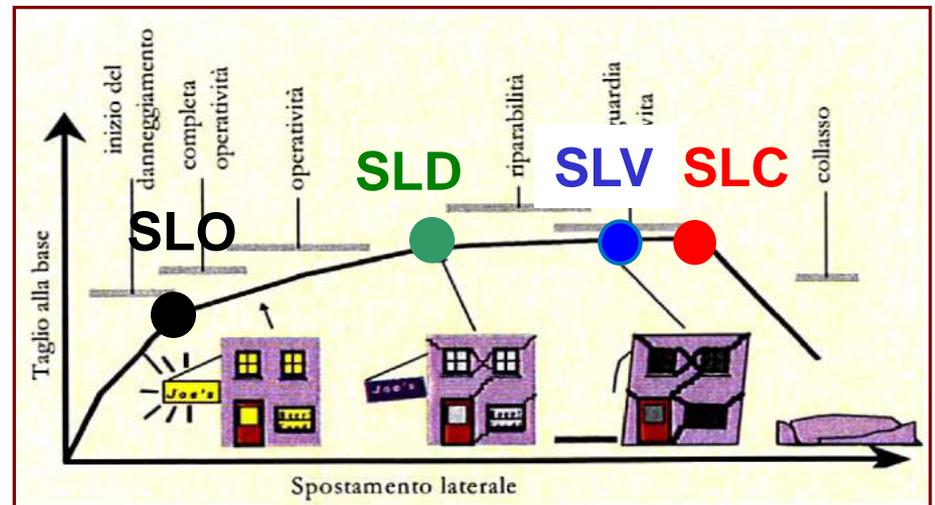
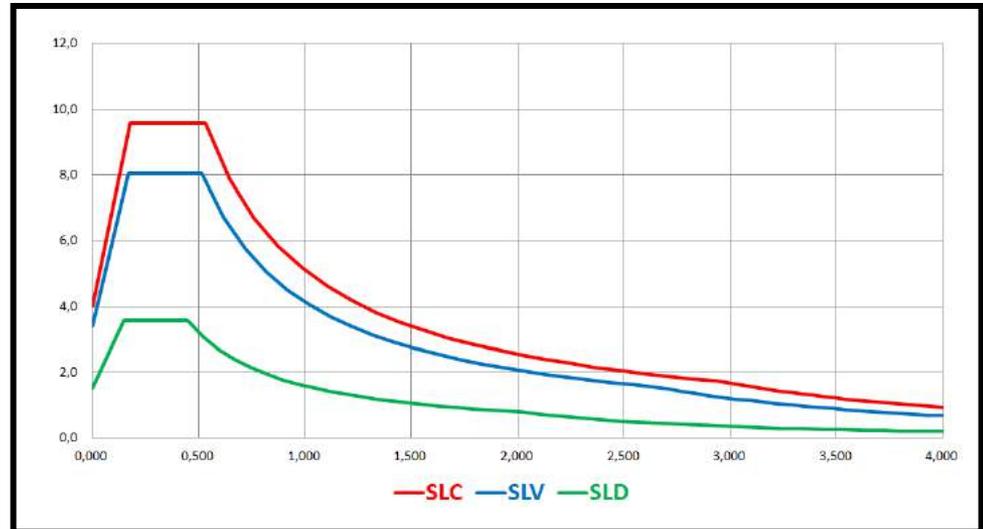
STATI LIMITE DI PROGETTO

SLC (VERIFICA ISOLATORI)

SLV (VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI)

SLD (VERIFICA SPOSTAMENTI D'INTERPIANO)

SLO (IMMEDIATA OPERATIVITA')



Tempo di ritorno e terremoto di progetto

L'intensità del terremoto di progetto è legata alla **Probabilità** prescelta [p] che si manifesti nel corso della **Vita di Riferimento** [$V_R = c_u V_N$] della struttura [$V_N = \text{vita nominale} = 50 \text{ anni}$]. La norma vigente NTC 2008 assume:

$$p = 10\%$$

$$T_R = V_R \cdot \text{Ln} \left(\frac{1}{1-p} \right)$$

Ciò comporta un **Tempo di Ritorno** [T_r] del sisma:

$T_r = 475 \text{ anni}$ per $V_R = 50 \text{ anni}$ (costr. ordin. Classe II)

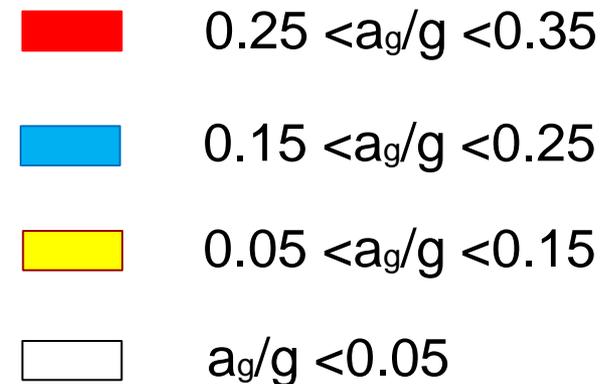
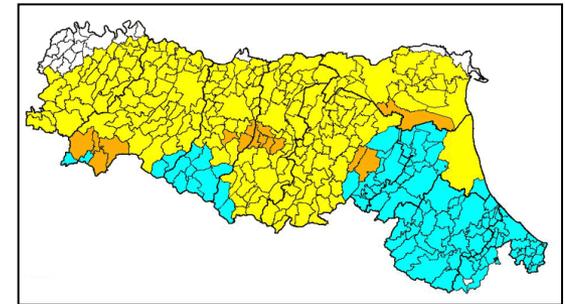
$T_r = 712 \text{ anni}$ per $V_R = 75 \text{ anni}$ (costr. imp. Classe III)

$T_r = 945 \text{ anni}$ per $V_R = 100 \text{ anni}$ (costr. strateg. Classe IV)

Lo stato limite associato a questi **eventi estremi** è denominato **Stato Limite di Salvaguardia delle Vite (SLV)**. Si richiede che la **struttura non crolli** ma si ammettono vasti danneggiamenti dissipativi.

Intensità dell'Accelerazione Sismica di Riferimento (PGA) (Classificazione Amministrativa)

Zona Sismica	Accelerazione con Probabilità di Superamento del 10% in 50 anni (a_g/g)
1	$0.25 < a_g/g < 0.35$
2	$0.15 < a_g/g < 0.25$
3	$0.05 < a_g/g < 0.15$
4	$a_g/g < 0.05$



INGEGNERIA SISMICA

L'**Ingegneria sismica** si occupa dello studio della risposta delle strutture alla sollecitazione indotte da accelerazioni impresse alla loro base, ossia ad azioni di **tipo dinamico**.

Tale risposta dipende sia dall'**intensità dell'accelerazione impressa** e dal suo **contenuto in frequenza**.

La **pericolosità sismica** consiste nel fatto che le azioni inerziali vengono amplificate rispetto al caso statico a causa del fenomeno della **risonanza** che si manifesta quando la **frequenza del sisma coincide con la frequenza propria di oscillazione naturale della struttura**. In condizioni di risonanza le amplificazioni crescono indefinitivamente e possono portare facilmente al collasso della struttura.

ANALISI DINAMICA

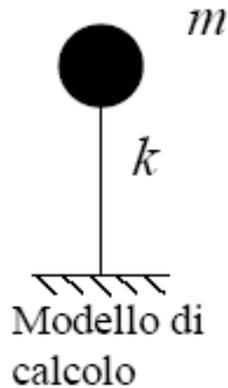
Lo strumento principe per lo studio della risposta sismica delle strutture è L'**Analisi Dinamica** che si esplicita nei seguenti passi:

- 1) Determinazione delle **caratteristiche dinamiche intrinseche** della struttura, ossia del **periodo proprio** delle **oscillazioni libere**.
- 2) Determinazione della **risposta** ad una **accelerazione periodica (armonica)** impressa alla base, ossia delle caratteristiche dinamiche di una **oscillazione forzata**
- 3) Scomposizione di un **accelerogramma** nelle sue **componenti armoniche**.
- 4) Sovrapposizione degli effetti ed identificazione dello **Spettro di Risposta**

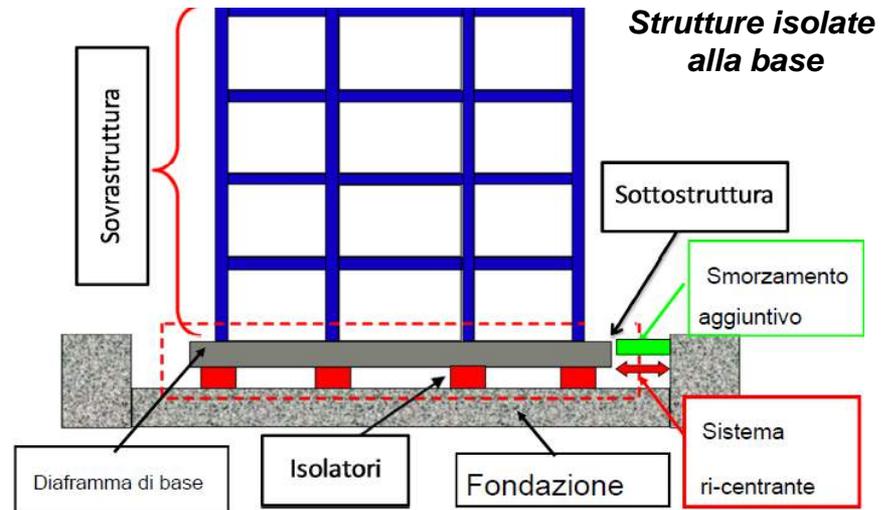
Modello dell'oscillatore elementare



Serbatoi pensili



Modello SDOF



Ponti a travata continua



Capannoni industriali

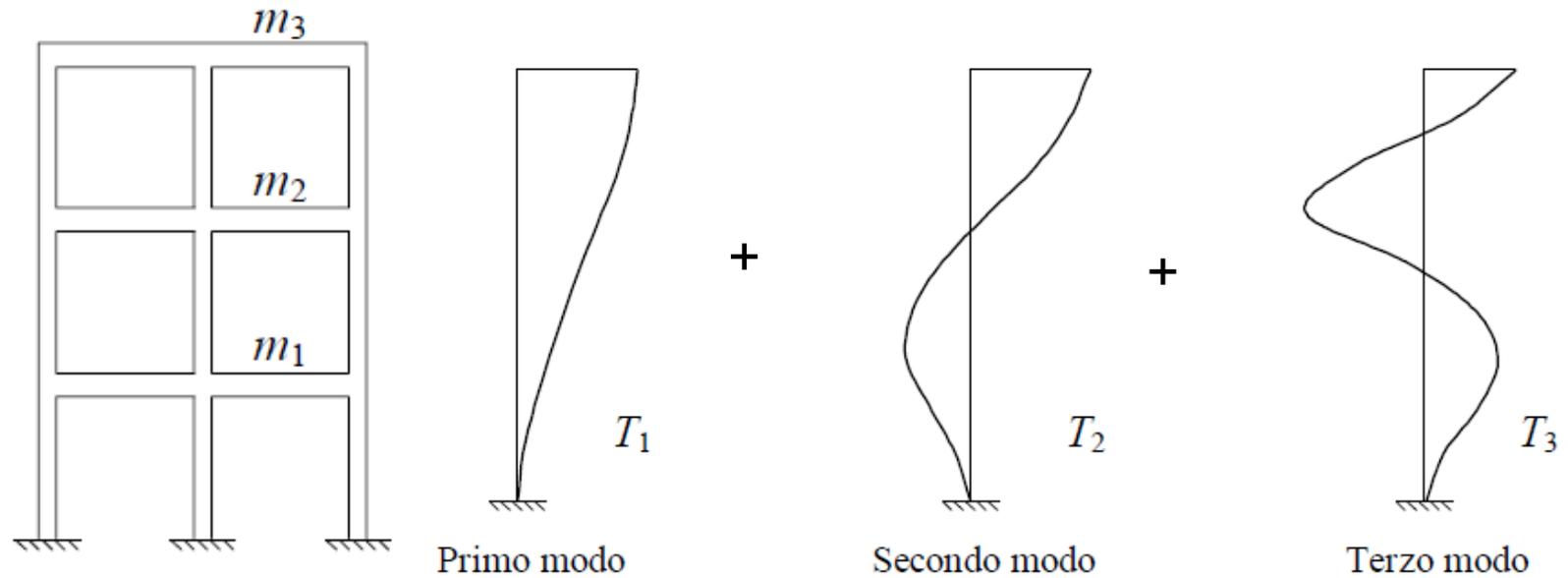
Modello a 1 g.d.l. (SDOF)

M = Massa della struttura

K = Rigidezza del vincolo

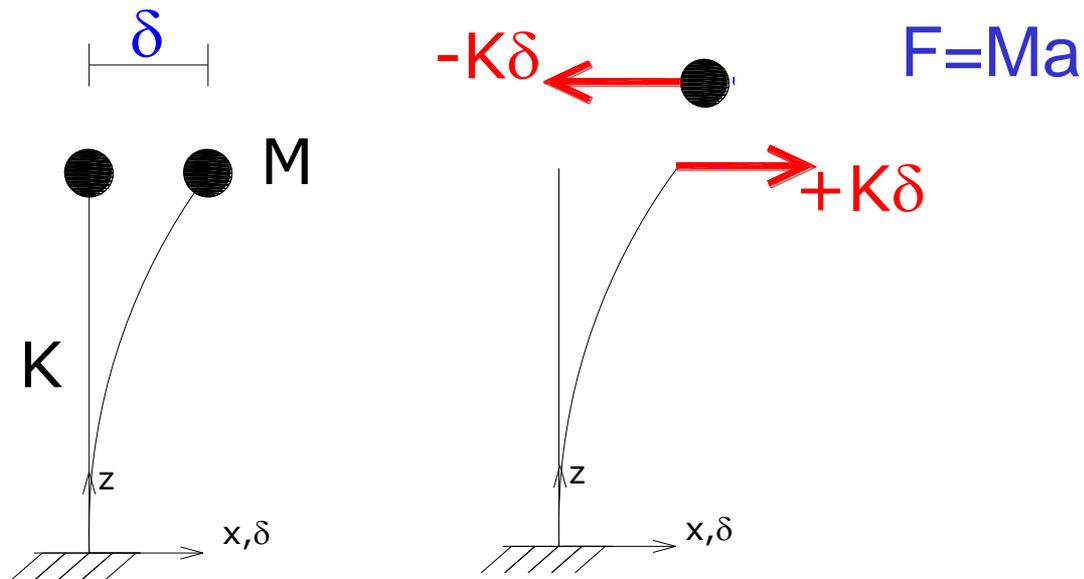
Strutture a più gradi di libertà

Modi di vibrare – Analisi modale



La risposta dinamica delle **strutture a più gradi** di libertà si ricava come **somma della risposta dei singoli modi di vibrare**, ognuno dei quali si comporta come **un oscillatore elementare** ad **un grado di libertà** essendo **fissata** per ogni modo **la forma della vibrazione**.

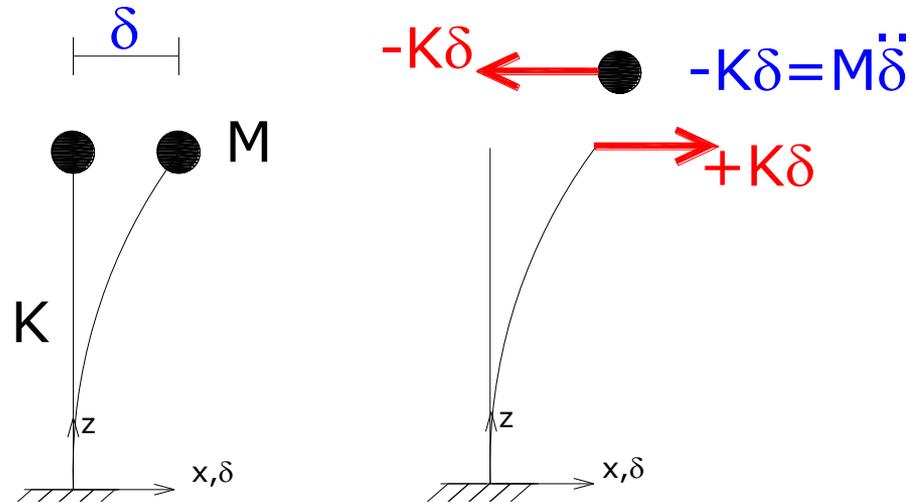
Parametri cinematici



δ **Spostamento relativo** tra sommità e base

a **Accelerazione assoluta** della massa rispetto ad un sistema di riferimento inerziale

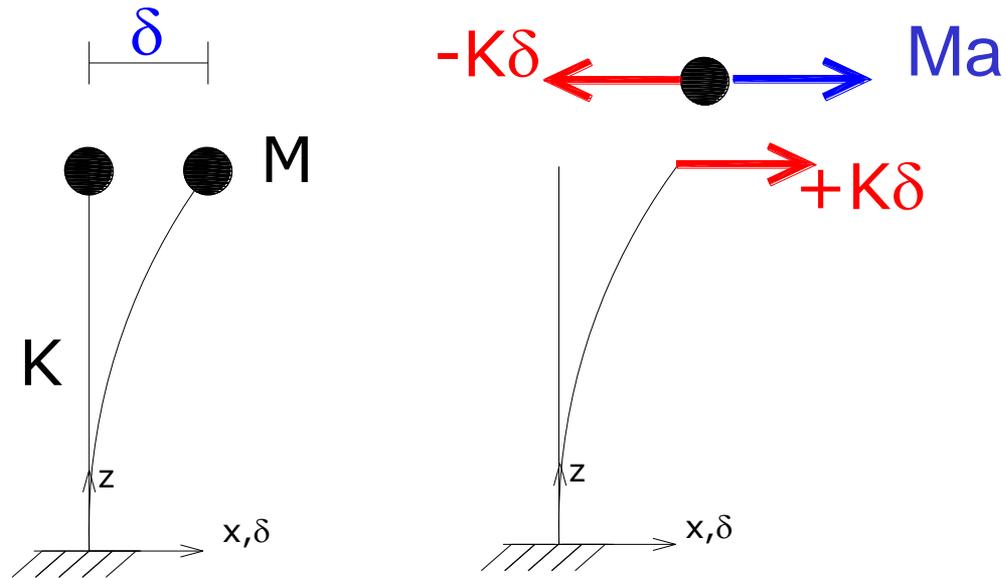
Parametri meccanici



K **Rigidezza** (statica) della struttura = forza necessaria per imprimere uno **spostamento relativo** unitario

M **Massa** della struttura = forza necessaria per imprimere un'**accelerazione assoluta** unitaria

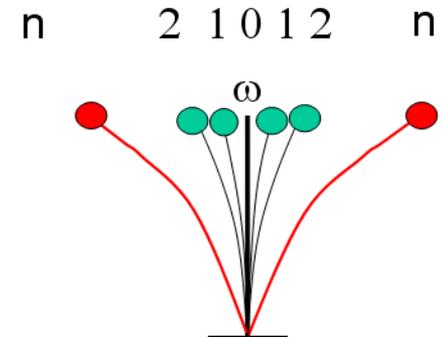
Parametri dinamici



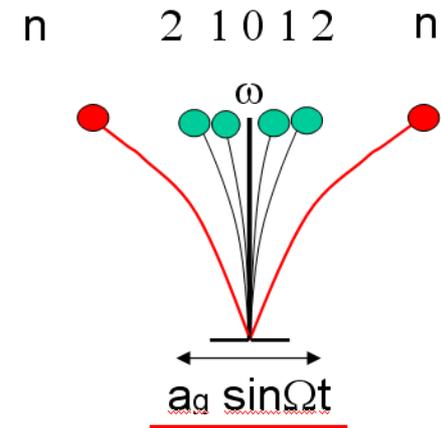
$$F = K \cdot \delta \quad \text{Forza di richiamo elastica}$$

$$F = M \cdot a \quad \text{Forza di inerzia}$$

Oscillazioni Libere



Oscillazioni Forzate



Oscillazioni Libere

Oscillazioni Libere

Le **oscillazioni libere** sono vibrazioni che la struttura **esibisce naturalmente** una volta che viene rimossa la causa del disturbo.

In queste condizioni non vi è moto di trascinamento alla **base** che è **fissa** e pertanto può essere assunta come **origine del sistema di riferimento Inerziale (s.r.i)** a cui riferire il moto oscillatorio.

Il moto relativo e quello assoluto coincidono e pertanto l'accelerazione assoluta coincide con quella relativa:

$$a = \ddot{\delta}$$

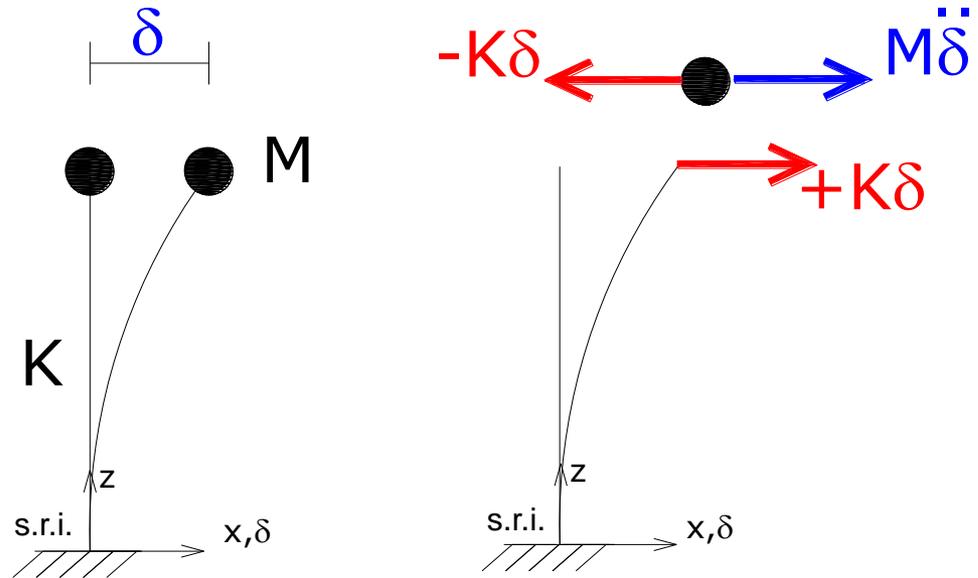
Oscillazioni libere

$$F = M \cdot a$$

(Legge di Newton – s.r.i.)

$$-K\delta = M\ddot{\delta}$$

$$\ddot{\delta} + \omega^2 \delta = 0$$



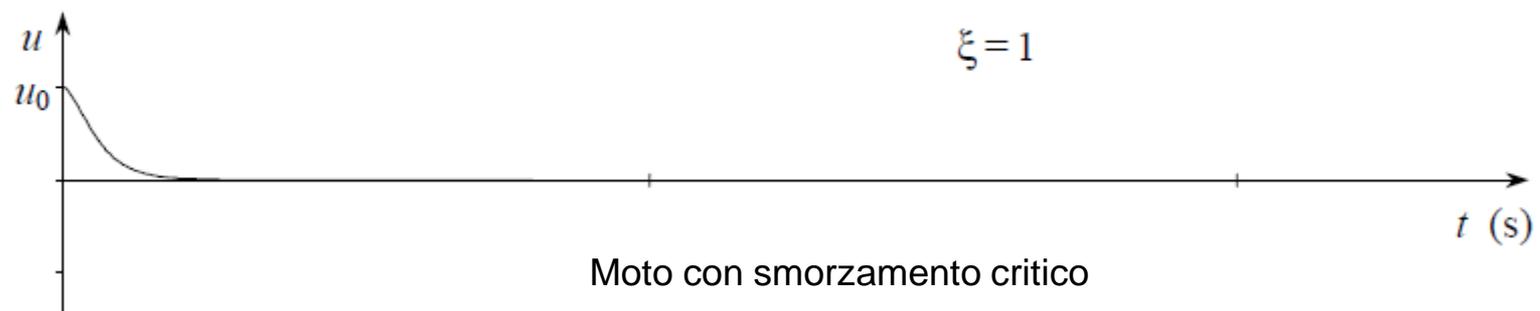
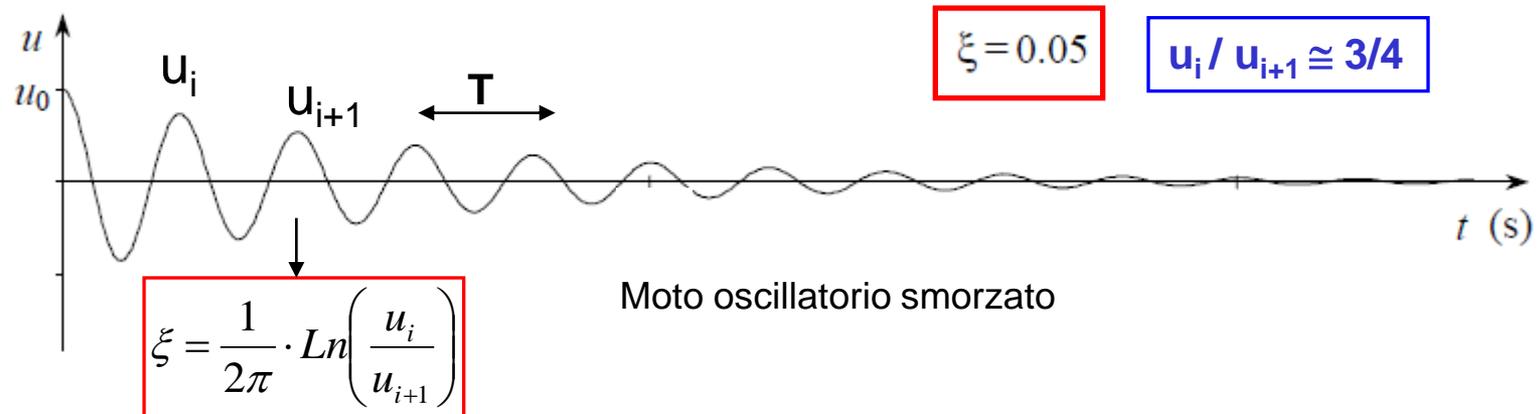
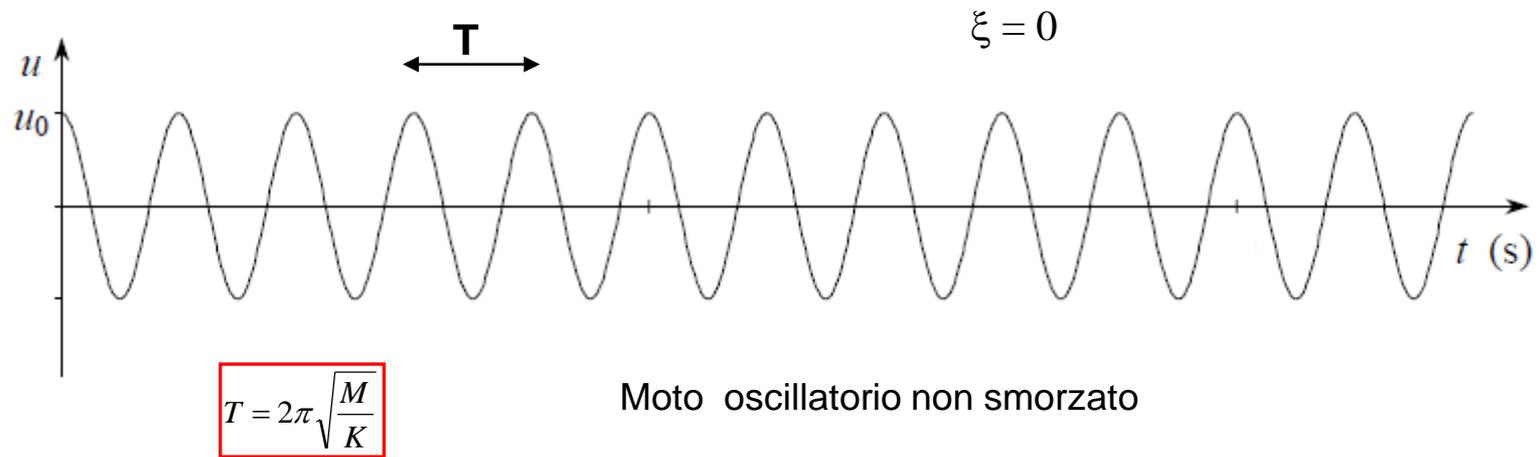
Oscillatore elementare – Vibrazioni libere

$$\delta = \delta_o \sin(\omega t + \varphi_o)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Vibrazioni libere – Moto oscillatorio armonico

Vibrazioni libere – frequenza di vibrazione



Periodo proprio di oscillazione naturale

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

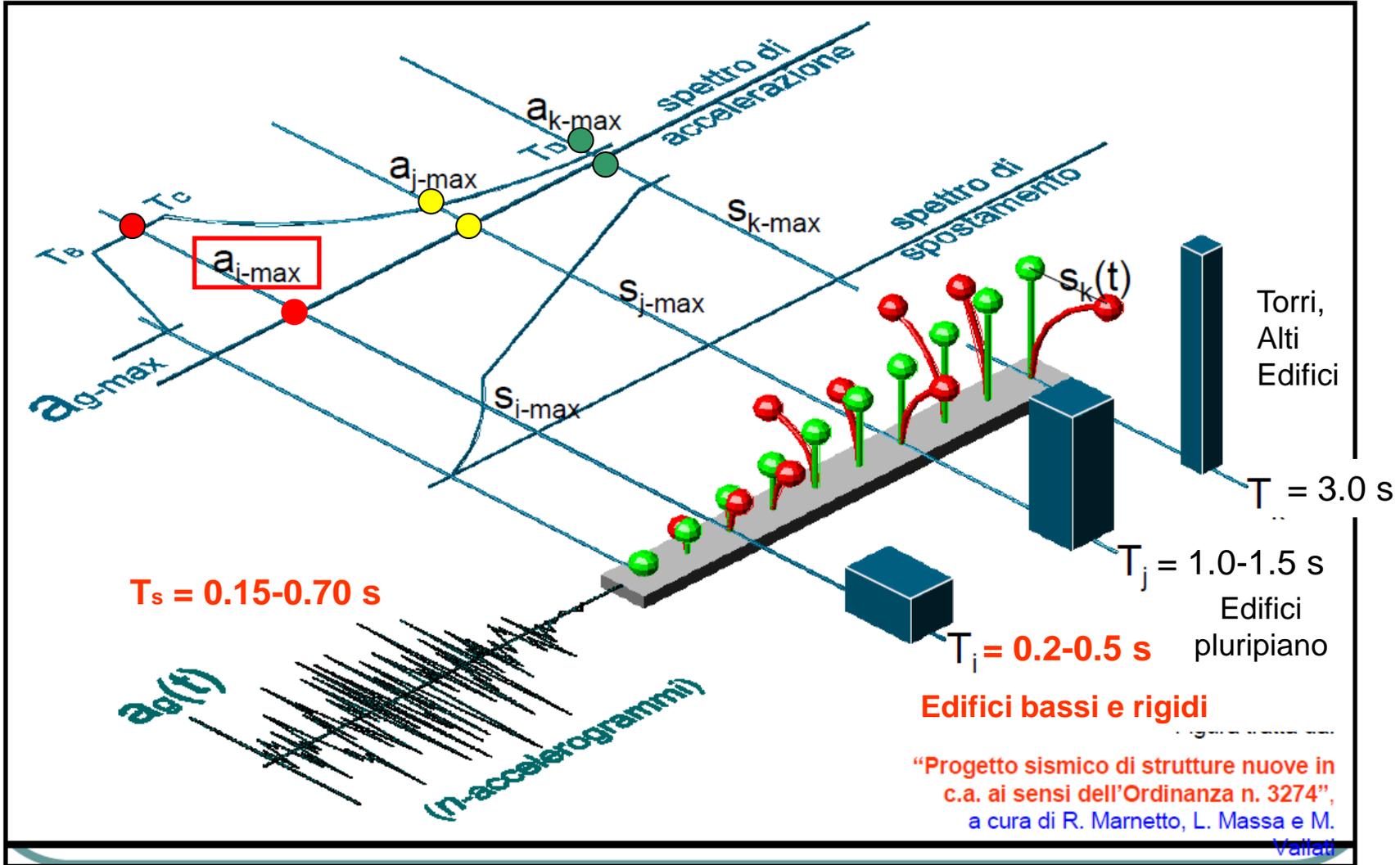
Periodo proprio
oscillazione naturale

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Frequenza
oscillazione naturale

Il **periodo proprio di oscillazione** naturale rappresenta la **caratteristica dinamica intrinseca** della struttura.

Strutture di massa e rigidezza diverse ma aventi egual rapporto tra queste grandezze presentano il medesimo periodo e pertanto manifestano la medesima risposta dinamica.



DINAMICA DELL'OSCILLATORE

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$F = M \cdot a$$

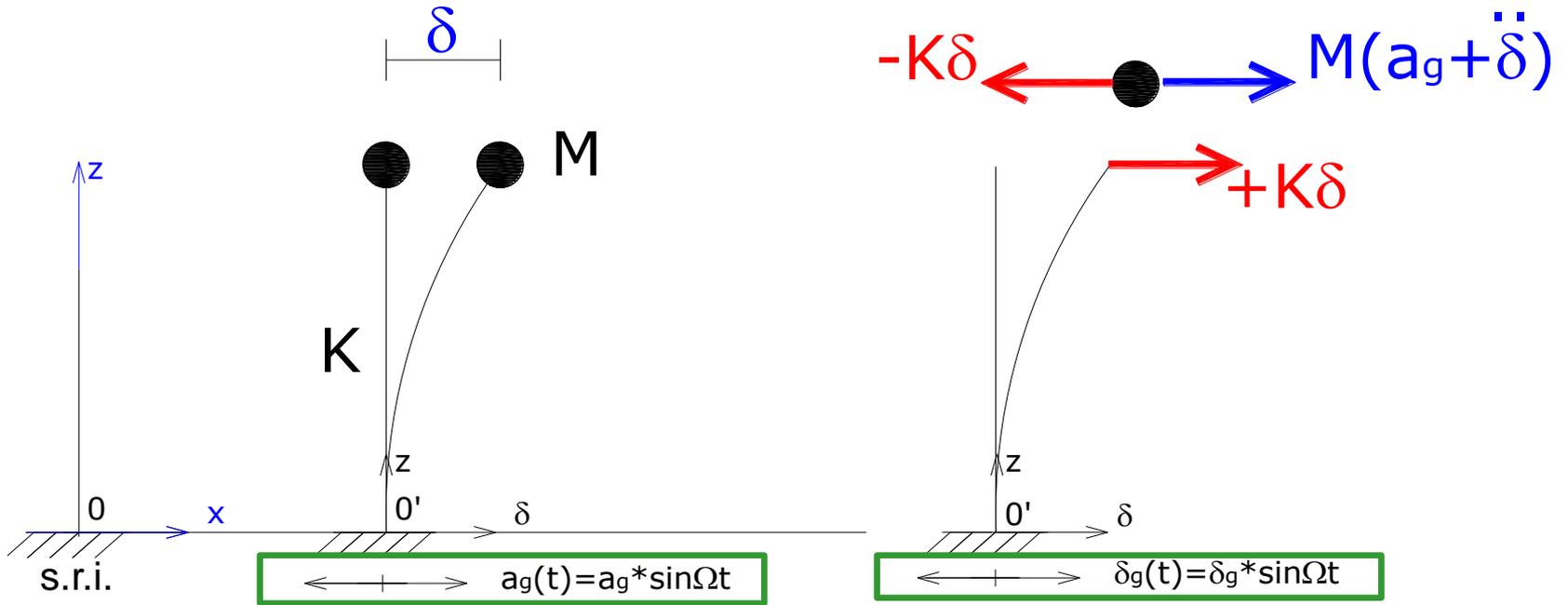
$$\delta = F / K$$

RISONANZA

frequenza forzante = frequenza naturale

**Oscillazioni Forzate
da un'Accelerazione
Armonica alla Base**

Accelerazione Armonica impressa alla base



Accelerazione armonica impressa alla base dell'oscillatore

$$a_g(t) = a_g \sin \Omega t$$

accelerazione **armonica**
impressa alla base

$$\delta_g(t) = \delta_g \sin \Omega t$$

spostamento **armonico**
impresso alla base

Oscillazioni forzate da una accelerazione impressa alla base

Le **oscillazioni forzate** sono vibrazioni che la struttura esibisce a seguito di un'accelerazione impressa alla base.

In queste condizioni vi è in **moto di trascinamento alla base** che pertanto **non può ora essere considerata fissa** e si non può quindi assumere come origine del sistema di riferimento Inerziale a cui riferire il moto oscillatorio.

Il moto di trascinamento si somma a quello relativo e pertanto **l'accelerazione assoluta** diviene:

$$a = a_g + \ddot{\delta}$$

Acceler. assoluta	=	Acceler. trascinam.	+	Acceler. relativa
----------------------	---	------------------------	---	----------------------

$$F = M \cdot a$$

(Legge di Newton – s.r.i.)

$$-K\delta = M \cdot [\ddot{\delta} + a_g(t)]$$

$$\ddot{\delta} + \omega^2 \delta = -a_g \sin \Omega t$$

Spostamento a regime dell'oscillatore

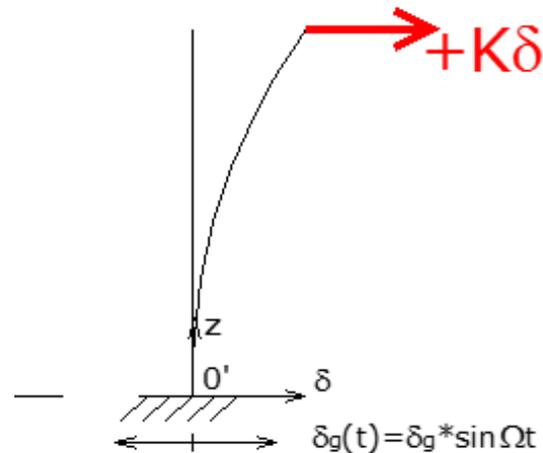
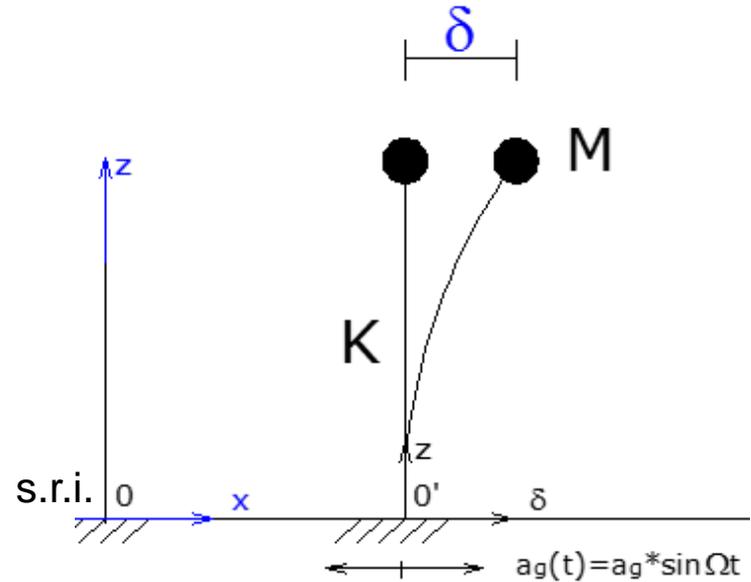
$$\delta = \frac{F_{tr}}{K_d}$$

Forza di trascinamento inerziale

$$F_{tr} = M \cdot a_g \cdot \sin(\Omega t)$$

Rigidezza dinamica

$$K_d = K \cdot | (1 - \Omega^2 / \omega^2) |$$



Condizioni di Risonanza

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{st}}{M}}$$

$$K_d = K \cdot (1 - \Omega^2 / \omega^2)$$

$$\delta = \frac{\delta_{st}}{(1 - \Omega^2 / \omega^2)}$$

$$\Omega = \omega$$

coincidenza tra la frequenza della forzante e della struttura

$$K_d = 0$$

la rigidezza della struttura si azzerava per i sistemi non smorzati

$$[K_d = 2\xi \cdot K]$$

per i sistemi smorzati

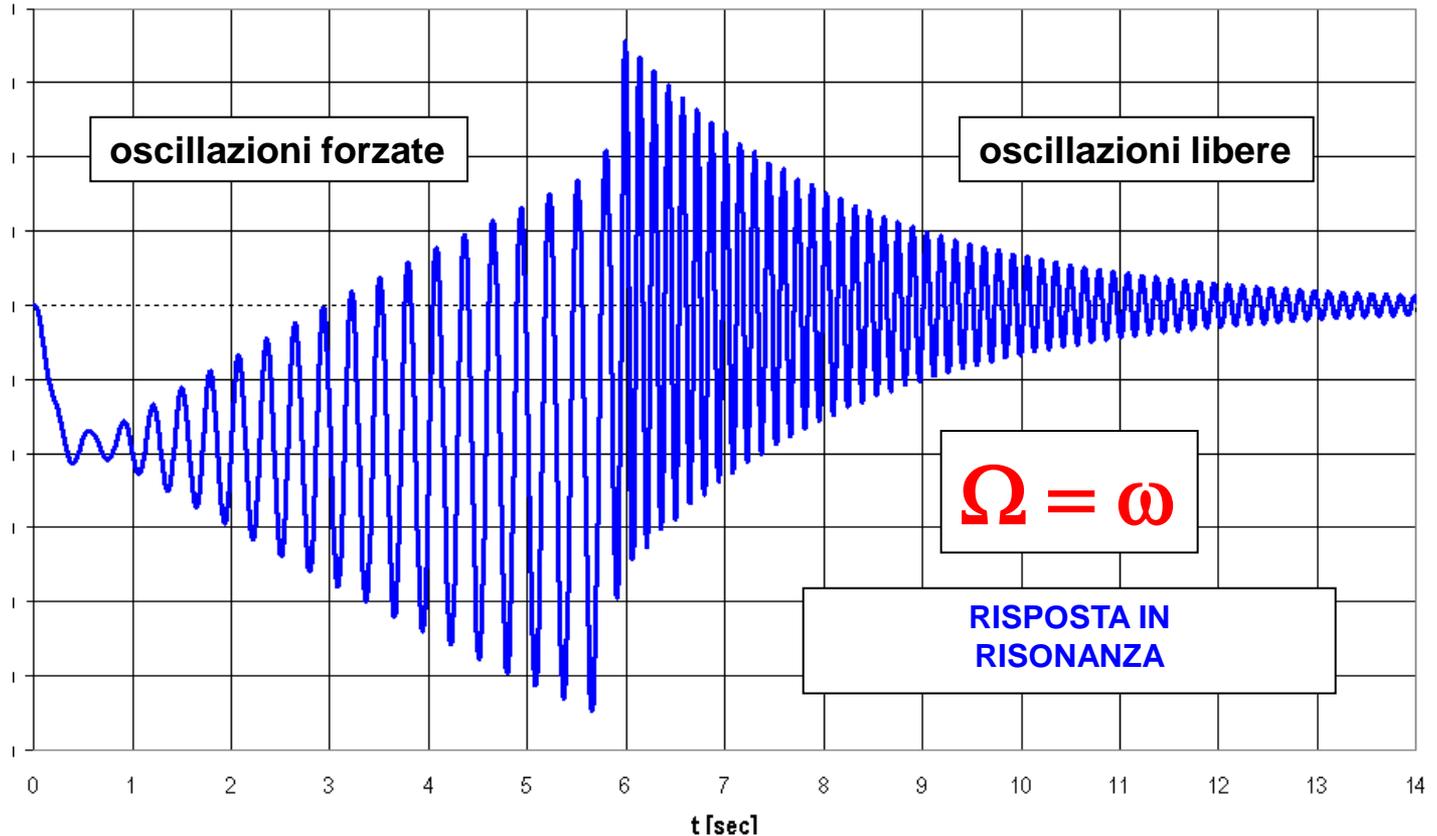
$$\delta = \text{inf.}$$

lo spostamento della massa diverge

$$\left[\delta = \frac{1}{2\xi} \cdot \delta_{st} \right]$$

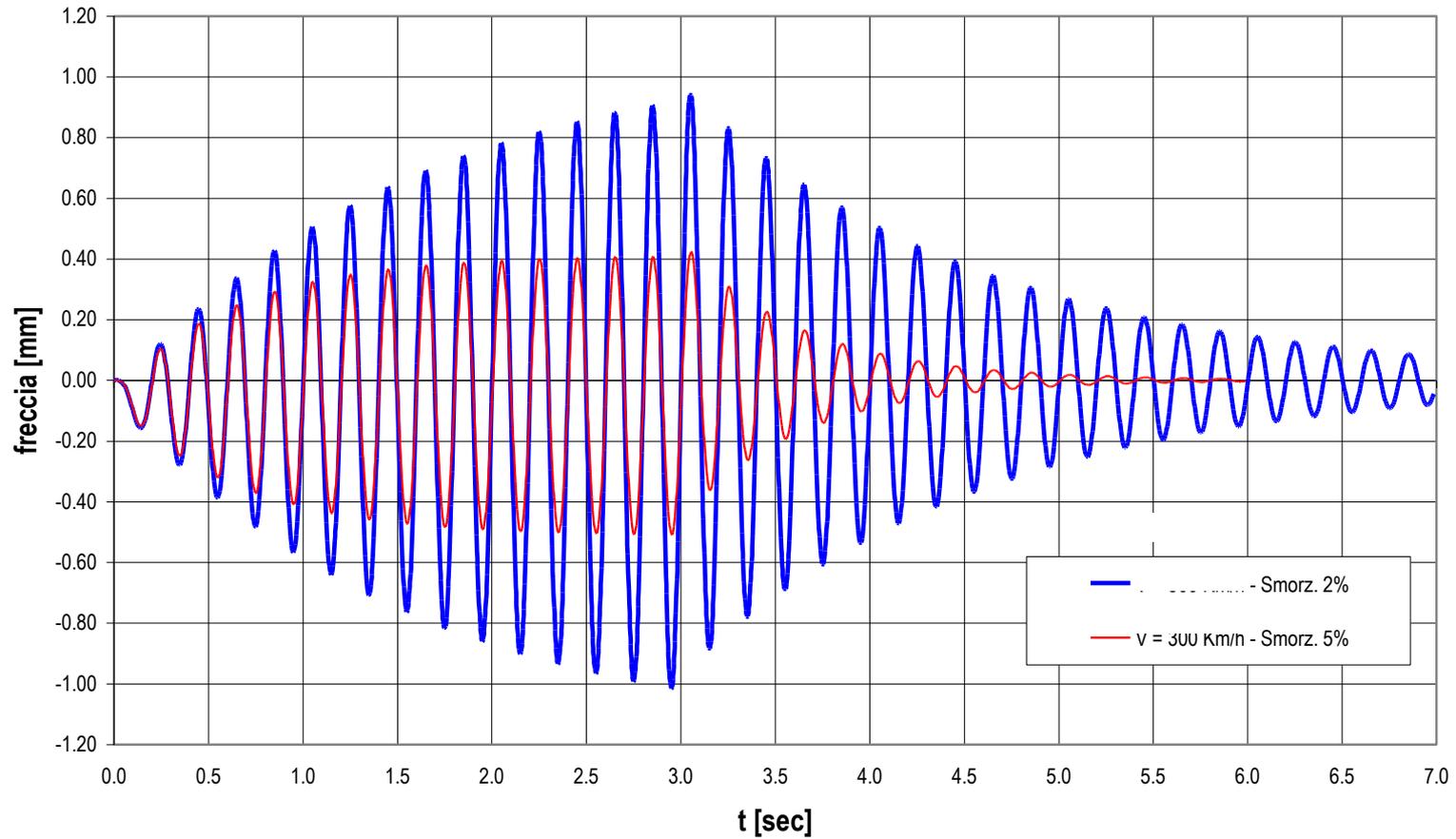
per i sistemi smorzati

RISONANZA



In condizioni di **risonanza** ($\Omega=\omega$) la **rigidezza della struttura tende ad azzerarsi** e sotto l'effetto della forza inerziale gli **spostamenti tendono a divergere** con il ripetersi dei cicli.

RISONANZA – SISTEMI SMORZATI

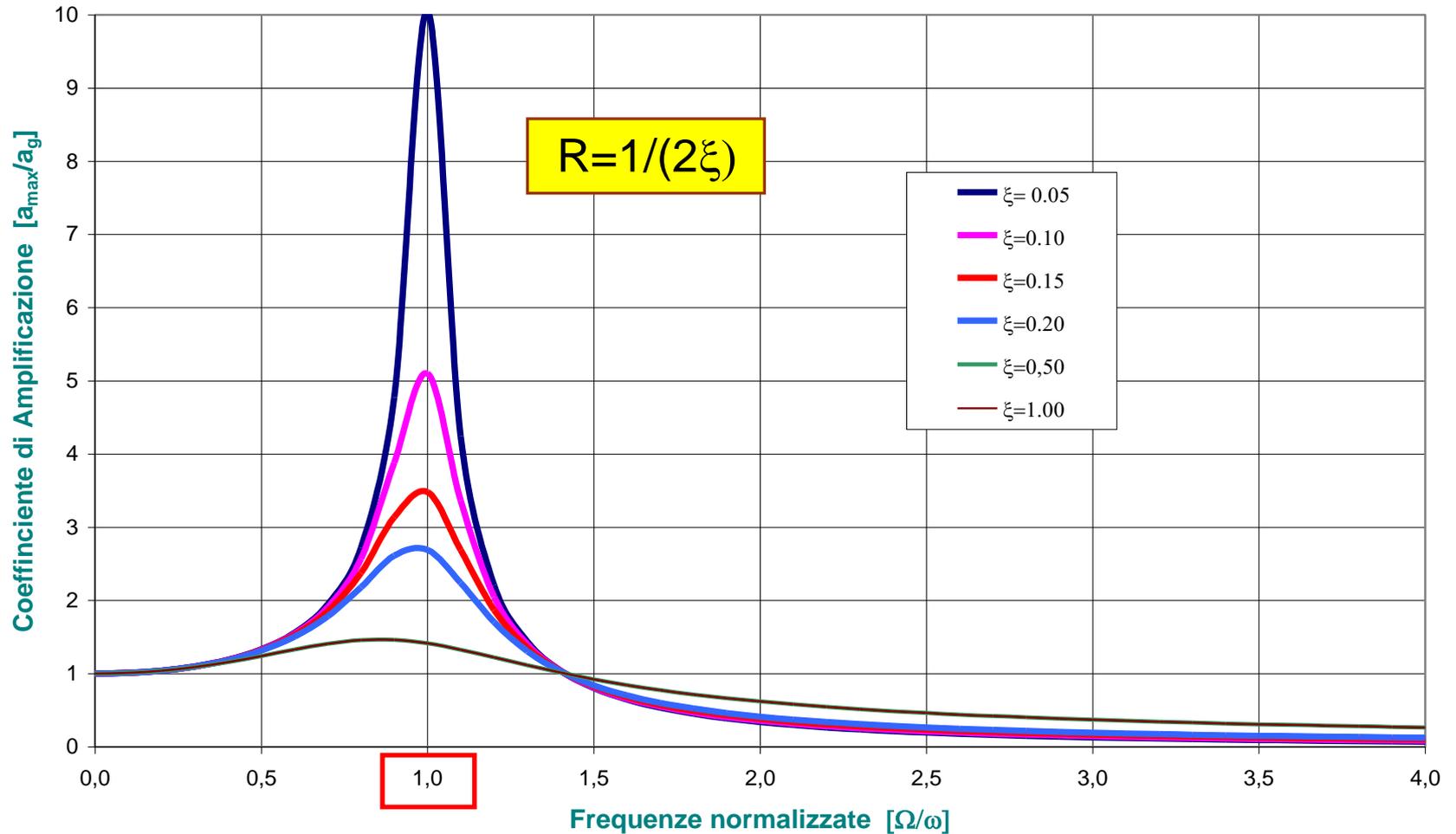


**Frequenza di risonanza
della struttura**

=

**Frequenza di
oscillazione naturale**

Coefficiente di Amplificazione dell'Accelerazione Assoluta dell'Oscillatore

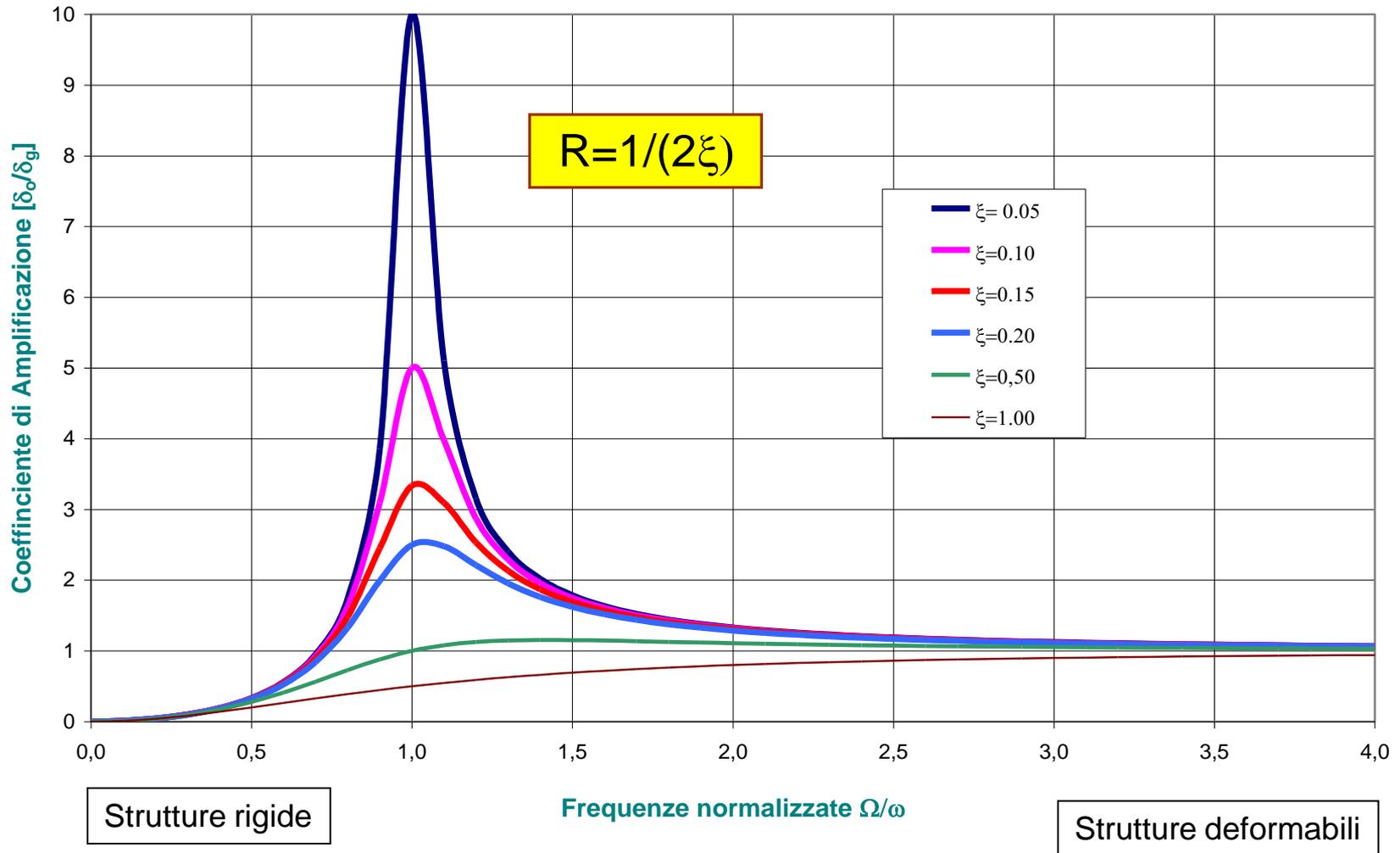


Risposta
quasi statica
(rigidezza)

Risposta
risonante
(smorzamento)

Risposta
sismografica
(massa)

Coefficiente di Amplificazione dello Spostamento Relativo dell'Oscillatore

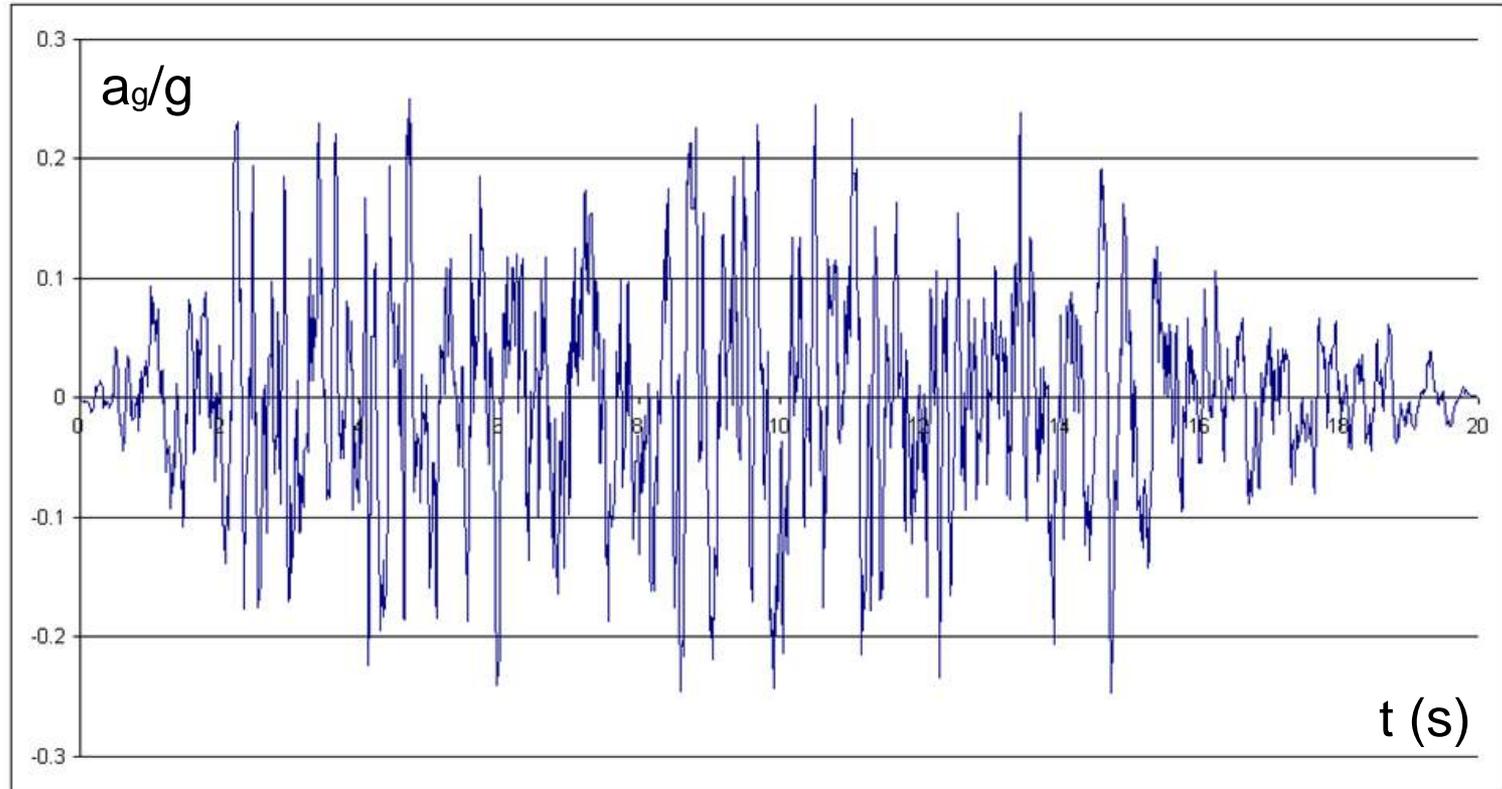


Fattore di amplificazione dinamica degli spostamenti (relativi) dell'oscillatore

Oscillazioni Forzate

**Accelerogramma
Impresso alla Base**

Accelerogramma

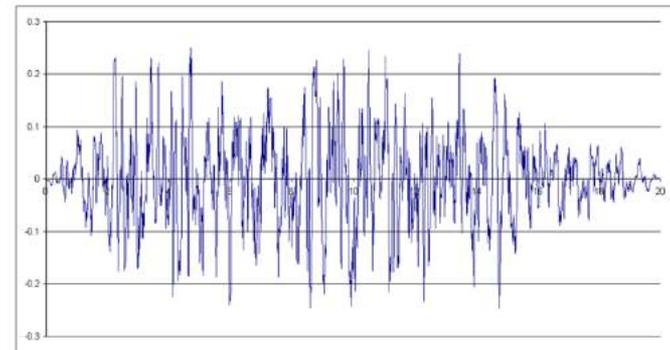


Esempio di accelerogramma generato per via numerica

Componenti di un accelerogramma

Ogni **segnale periodico** può essere scomposto nella somma di infinite componenti armoniche (**Trasformata di Fourier**)

$$a_g(t) = \sum_{i=1}^{\infty} a_{gi} \sin \Omega_i t$$



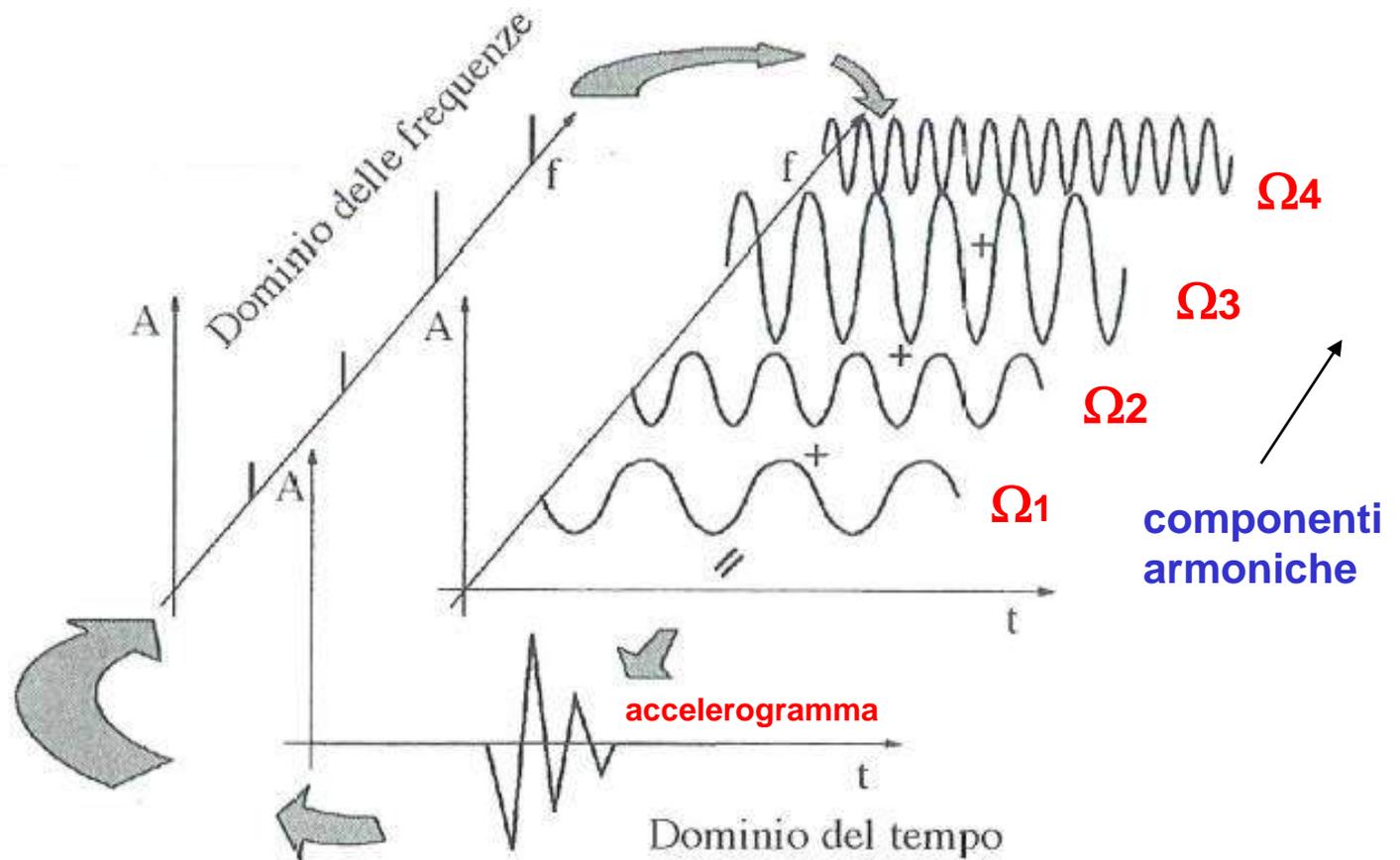
Accelerogramma

a_{gi} = modulo dell'accelerazione della i -esima componente del sisma

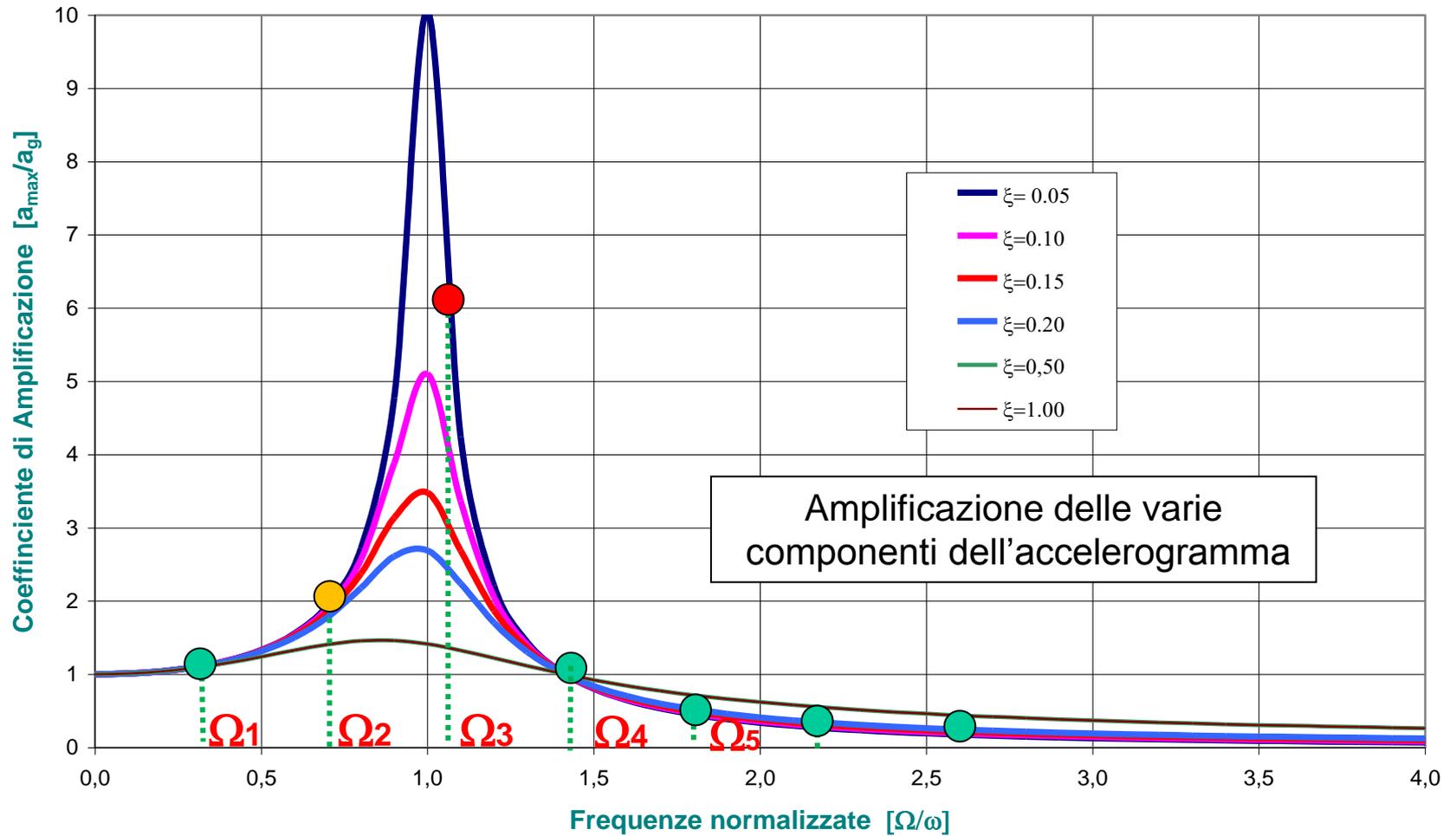
Ω_i = frequenza della i -esima componente del sisma

La risposta dell'oscillatore si ottiene per **sovrapposizione degli effetti** indotti dalle singole componenti armoniche del sisma.

Componenti armoniche di un accelerogramma (Trasformata di Fourier – Risposta in frequenza)



Coefficiente di Amplificazione dell'Accelerazione Assoluta dell'Oscillatore



RISONANZA CON UN ACCELEROGRAMMA

Si verifica la **RISONANZA DELLA STRUTTURA** ad un **dato ACCELEROGRAMMA** quando le **COMPONENTI ARMONICHE** del **SISMA** hanno un contenuto in frequenza **prossimo (battimenti)** od **eguale (risonanza)** allo spettro di frequenze dei **MODI PROPRI DI VIBRARE** della struttura

PERICOLOSITA'

Frequenze di vibrazione strutturale

=

Frequenze delle componenti più intense dell'accelerogramma

Influenza delle Caratteristiche del Terreno

Influenza delle Caratteristiche del Terreno

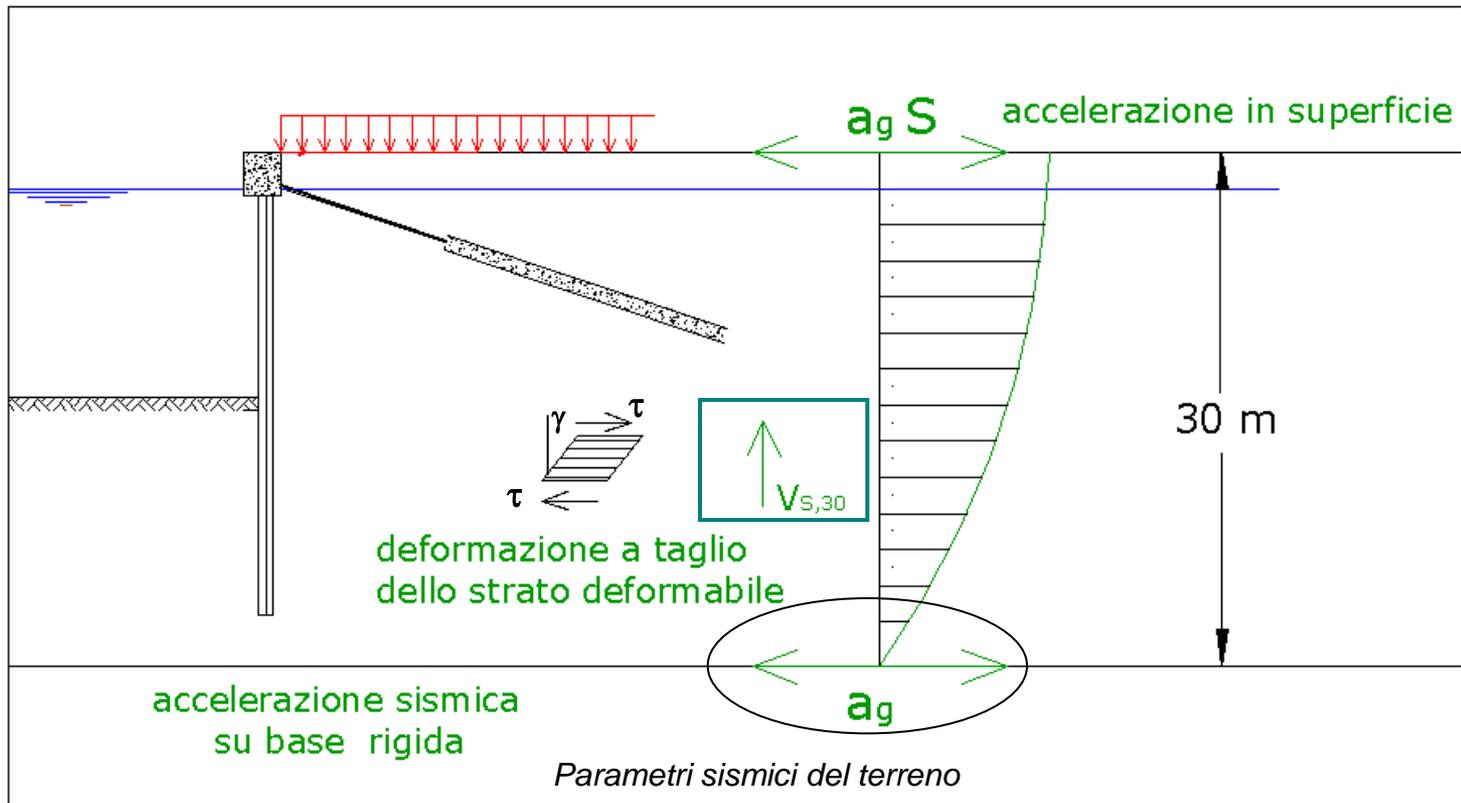
Il terreno costituisce un **mezzo continuo deformabile** che trasferisce alla struttura in forma di **oscillazione forzata** l'accelerazione sismica affiorante in superficie.

L'elemento di terreno si deforma per taglio producendo scorrimenti che sono massimi alla base e nulli in sommità. Avendo massa e rigidità il **terreno** ha un **periodo proprio di oscillazione naturale**

La deformabilità del terreno può produrre una rilevante amplificazione in superficie dell'input sismico alla base dello strato, analogamente a quanto accade per un “**budino**” poggiante su un piatto che viene fatto oscillare ritmicamente.

Agisce da filtro amplificando le frequenze del sisma prossime a quelle di oscillazione dello strato. La velocità con cui questa perturbazione risale verso la superficie è chiamata **velocità delle onde di taglio**

Parametri sismici di progetto



Velocità delle onde di taglio
Velocità di propagazione
del sisma verso l'alto

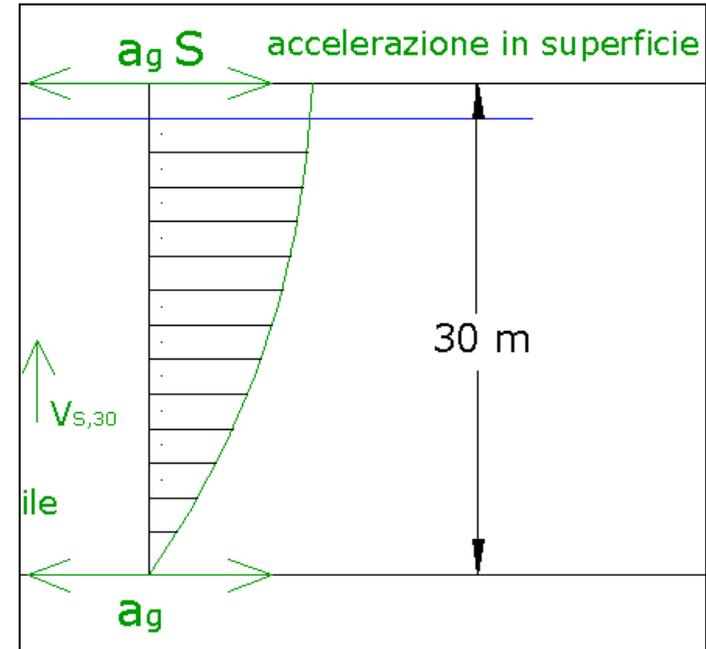
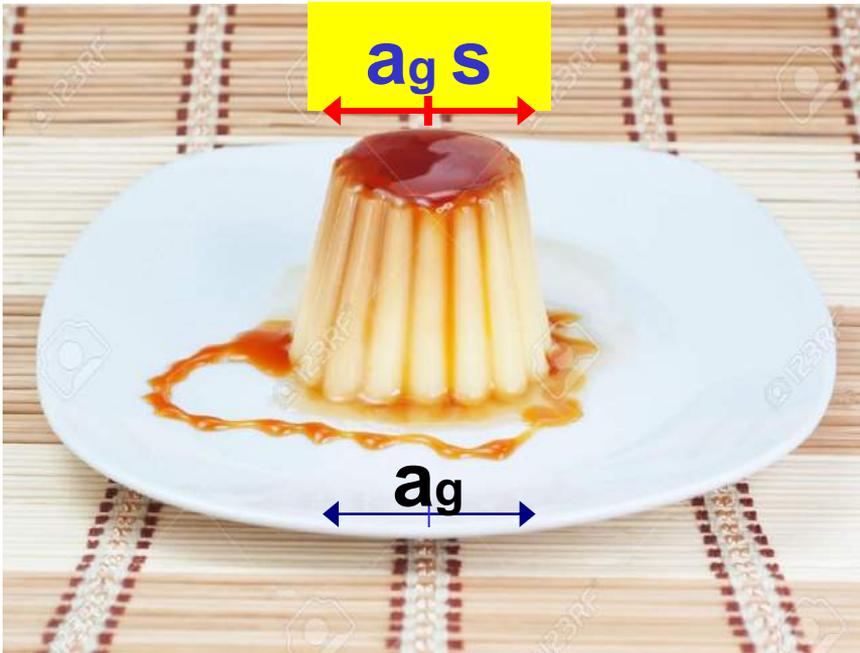
$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

CATEGORIE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

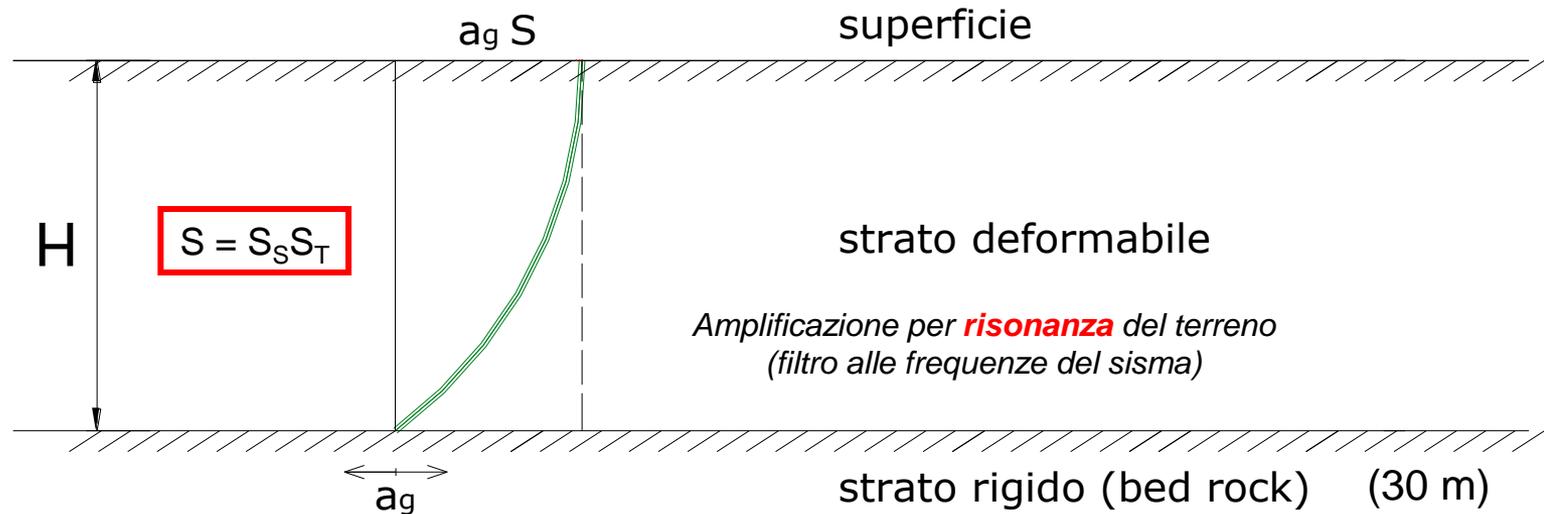
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

ANALOGIA



LA DEFORMABILITA' DEL TERRENO CAUSA UNA PRIMA AMPLIFICAZIONE AL MOTO DEL TERRENO IMPRESSO ALLA BASE DELLO STRATO

AMPLIFICAZIONE INDOTTA DAL TIPO DI TERRENO



Il terreno amplifica le componenti armoniche del sisma aventi una frequenza prossima a quella di oscillazione del terreno, che è un mezzo continuo dotato di massa e rigidità proprie (**risposta sismica locale - filtro**).

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Categoria stratigrafica del terreno	$V_{S,30}$	S_s
A	$V_{S,30} > 800$ m/s	1.00
B	$360 < V_{S,30} < 800$	$1.00 < S_s < 1.30$
C	$180 < V_{S,30} < 360$	$1.30 < S_s < 1.50$
D	$V_{S,30} < 180$ m/s	$1.50 < S_s < 1.80$

“ Risonanza del terreno (effetto budino) ”

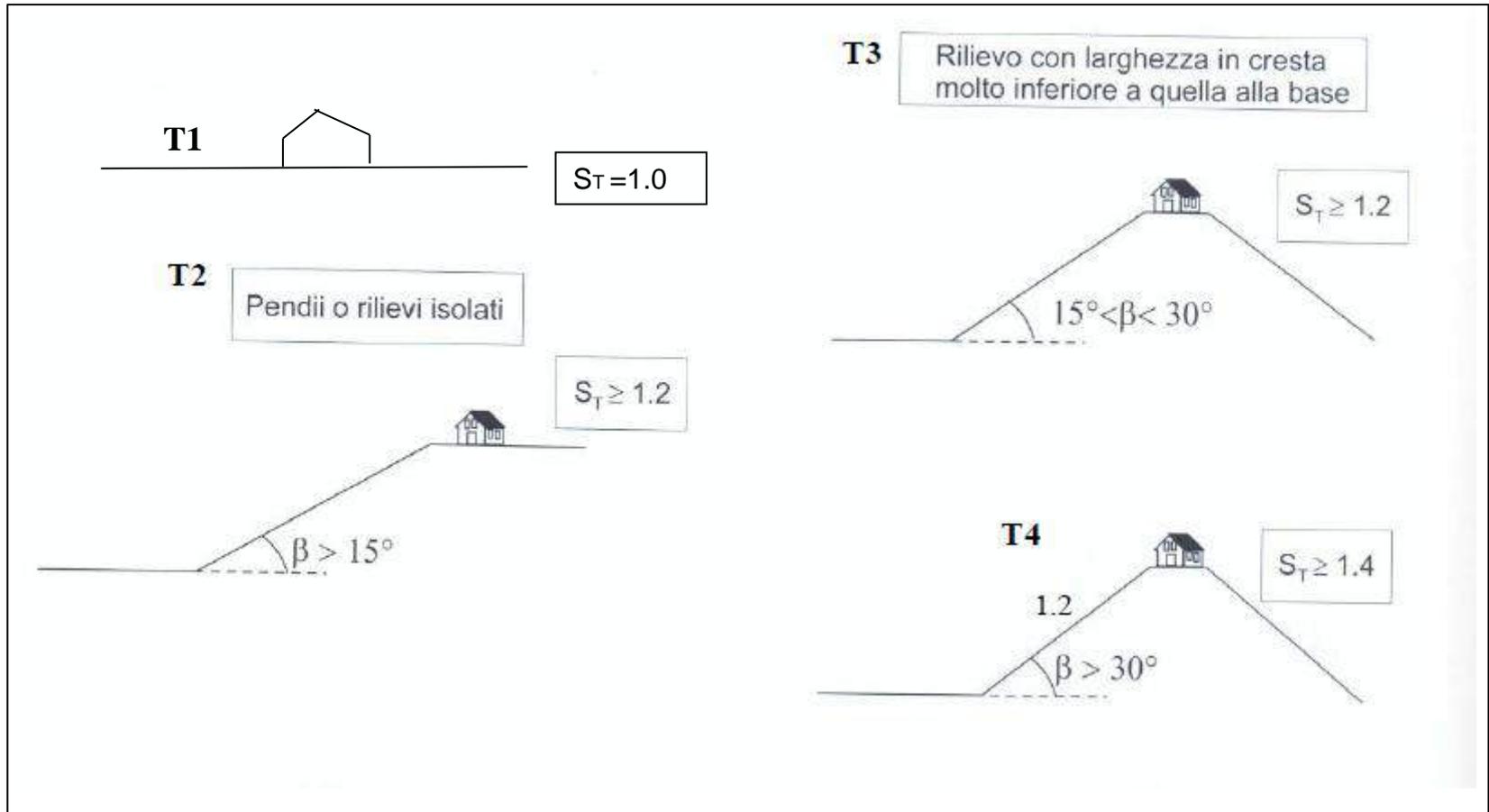
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

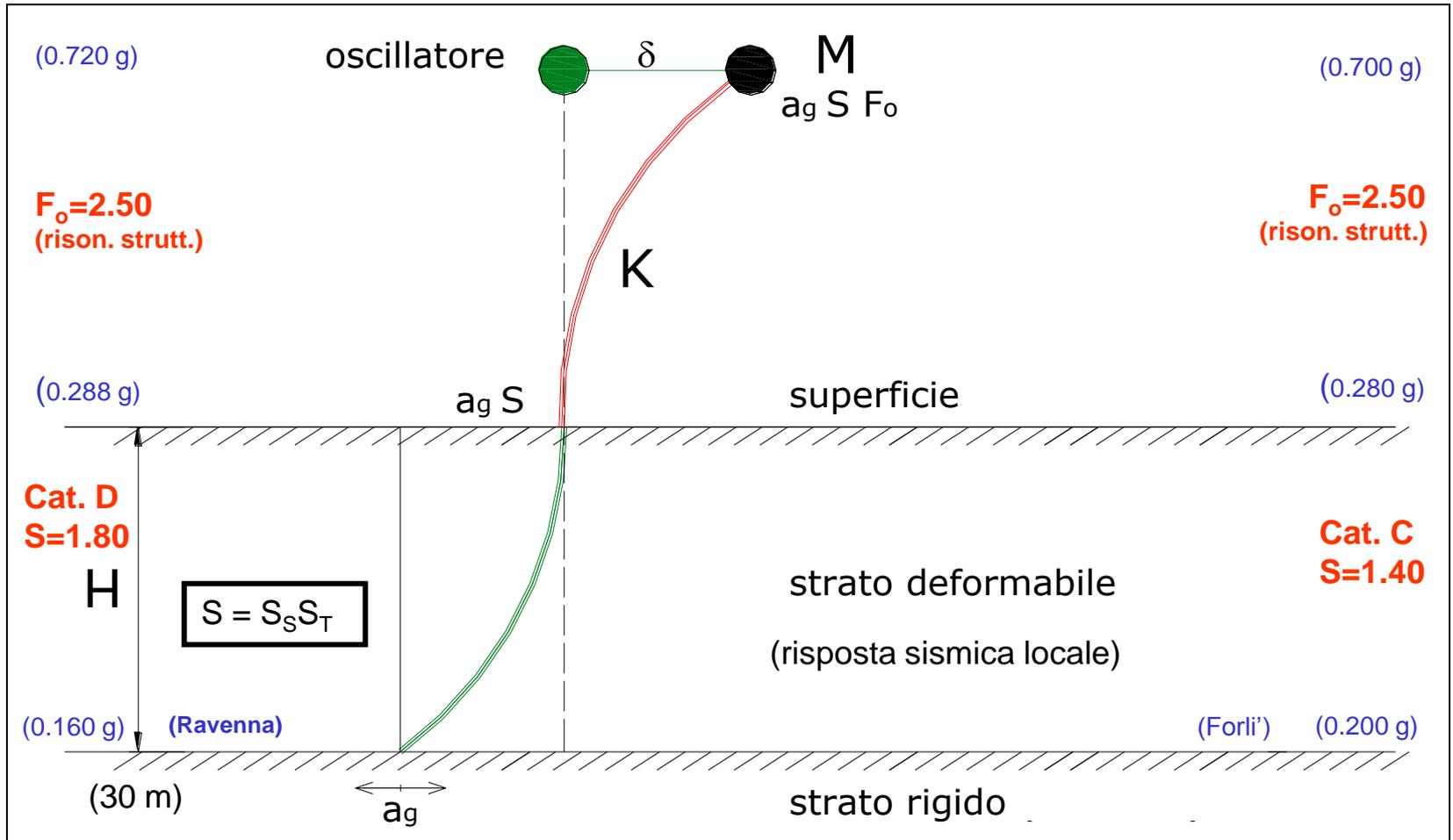
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA





Doppia Amplificazione per risonanza sisma (a_g) – terreno (S) – struttura (F_o)

Spettro di Risposta Elastico

Spettri di Risposta

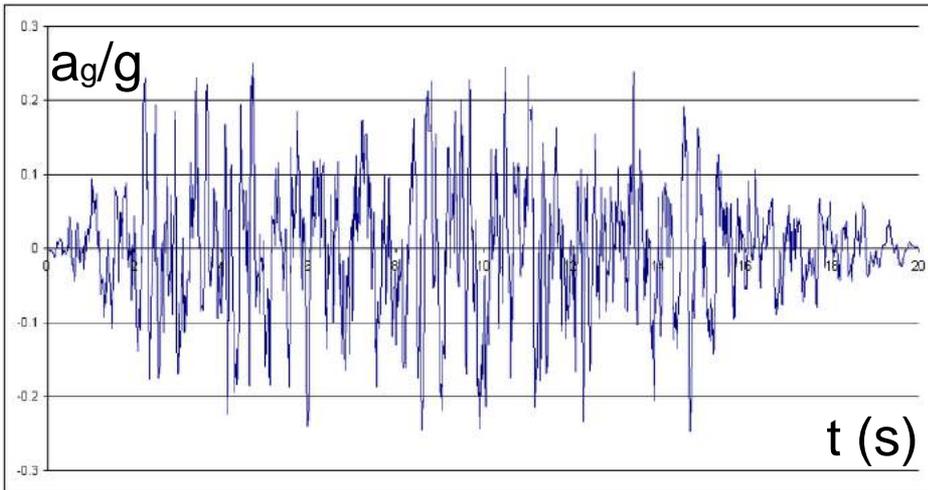
La risposta sismica di un oscillatore elementare si ottiene applicando i criteri illustrati in precedenza. **Assegnato un dato accelerogramma** e facendo **variare** di volta in volta il **periodo dell'oscillatore** si può ricavare per ciascuno di essi l'accelerazione massima a cui è sottoposta la massa:

$S_e(T)$ = Spettro di Risposta Elastico [g]

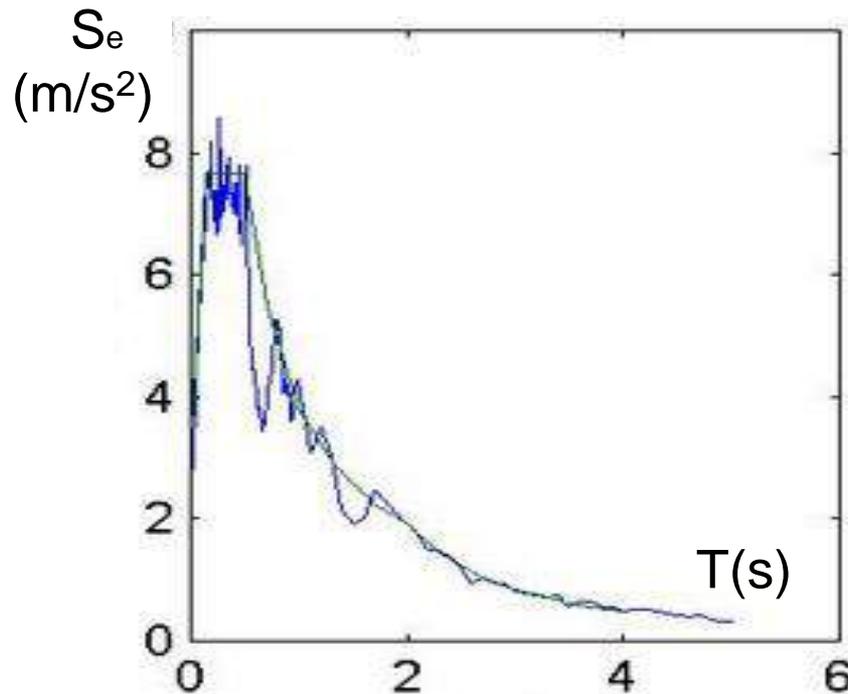
che permette di ricavare la forza agente sull'oscillatore:

$$F = M S_e = W S_e/g$$

in regime di comportamento elastico.



Accelerogramma

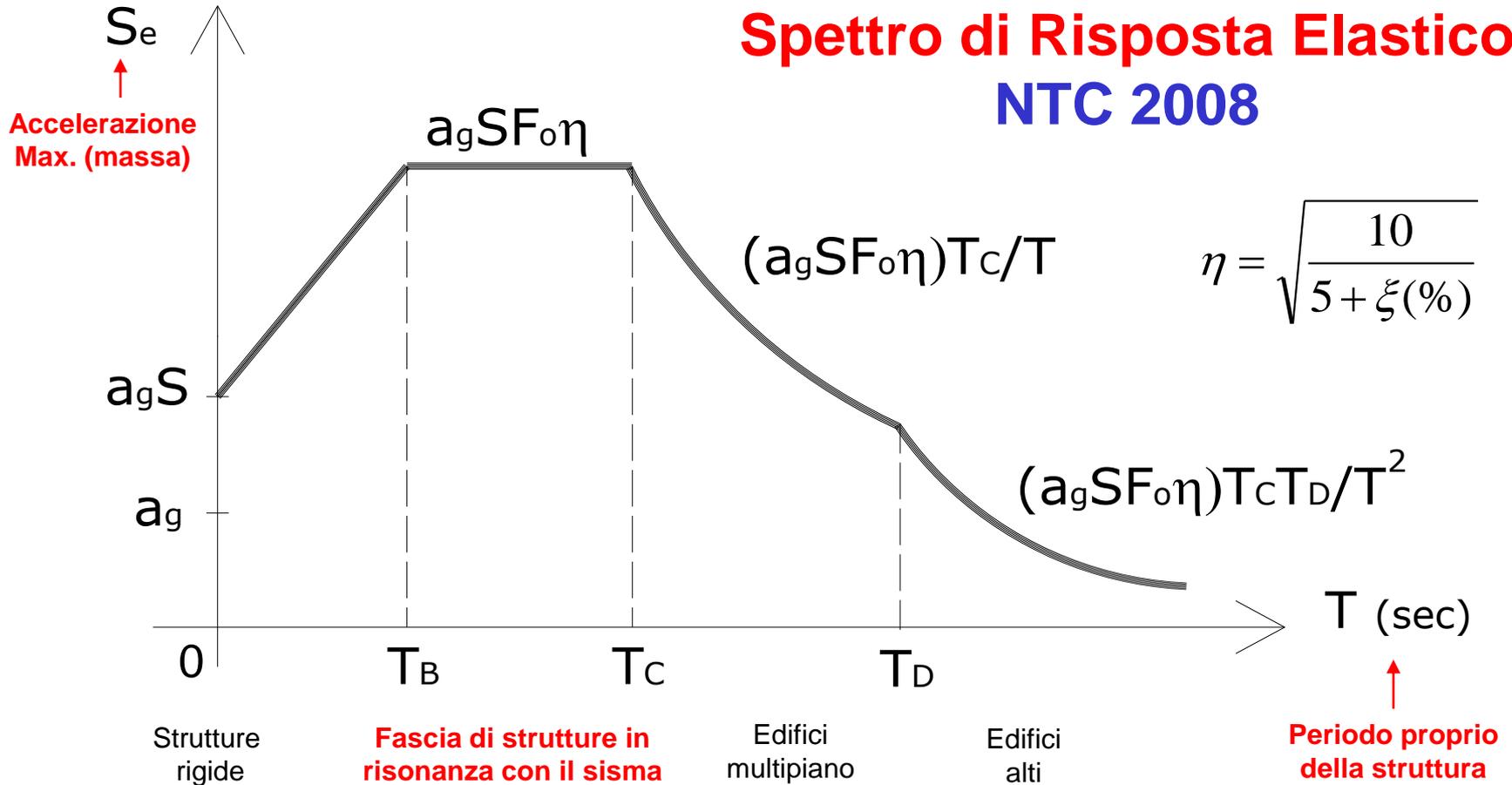


**Esempio di Spettro
di Risposta Elastica
ad un assegnato
accelerogramma
al variare del periodo
dell'oscillatore**

**Spettro di
Risposta Elastico
(Inviluppo)**

NTC 2008

Spettro di Risposta Elastico NTC 2008



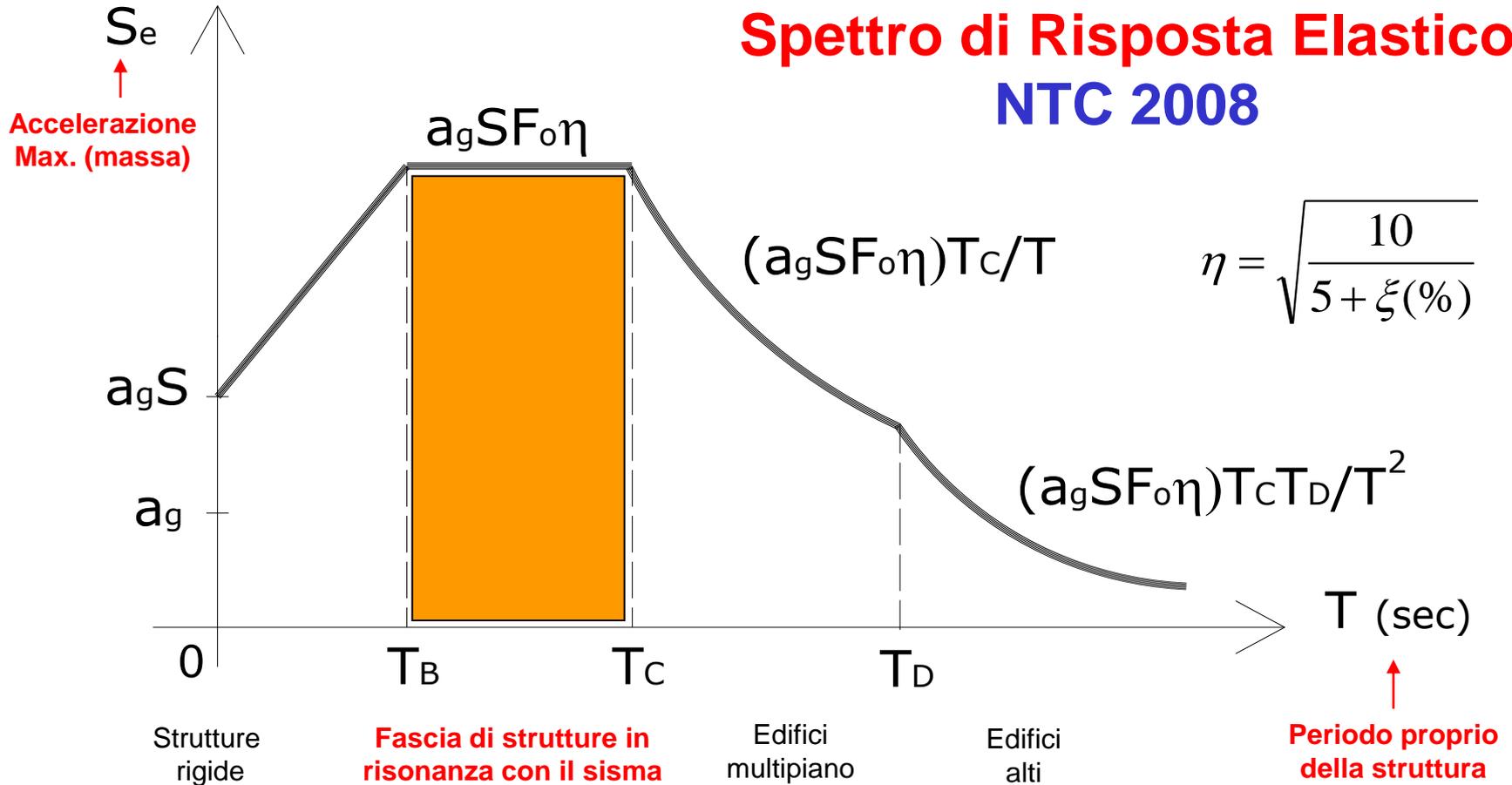
a_g = accelerazione del terreno (Forlì = 0.20 g – Ravenna = 0.15 g)

S = amplificazione stratigrafica e topografica (1.40 - 1.80)

F_0 = amplificazione per risonanza della struttura (2.50)

η = fattore di smorzamento (1.00 per $\xi=5\%$)

Spettro di Risposta Elastico NTC 2008

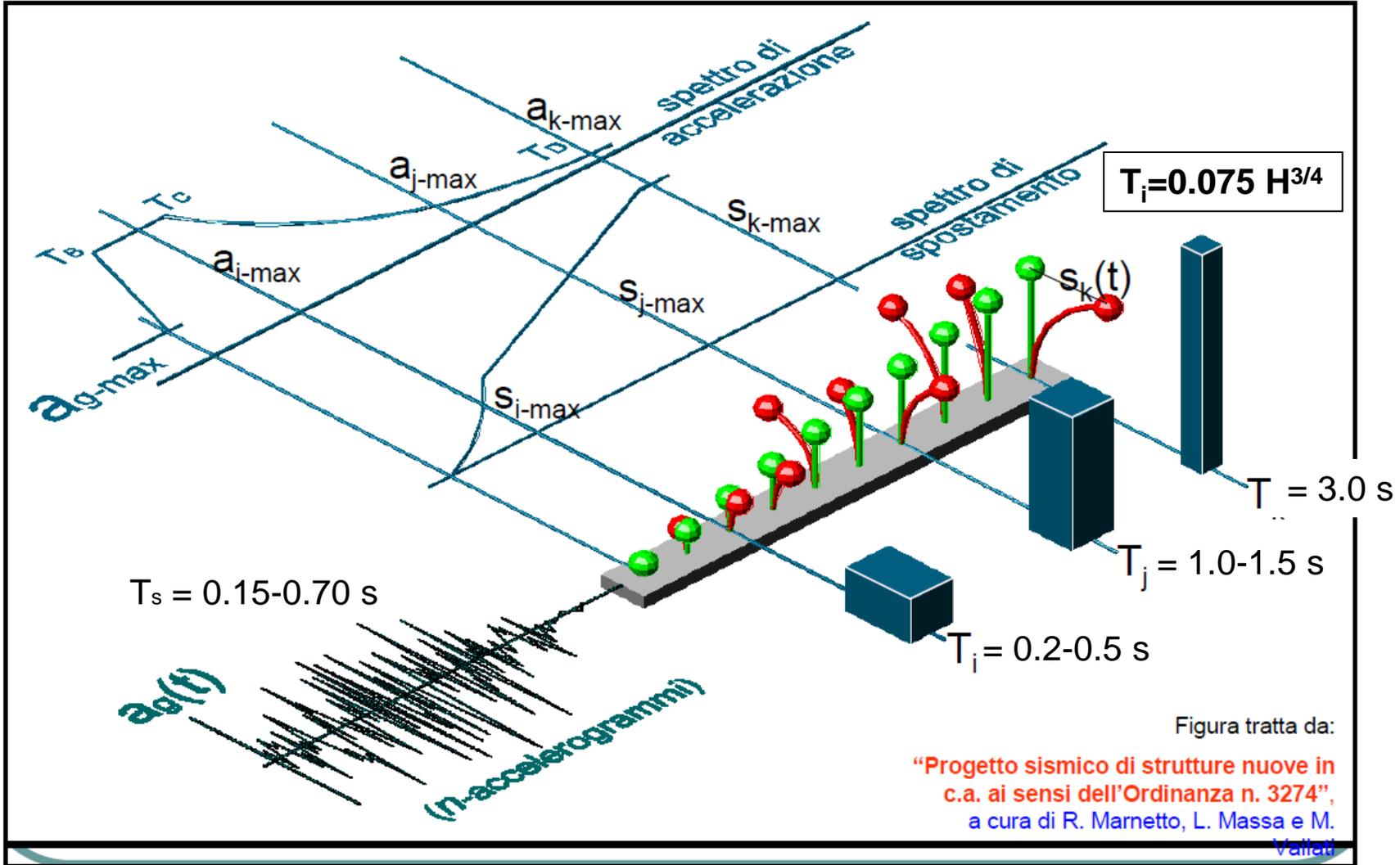


a_g = accelerazione del terreno (Forlì = 0.20 g – Ravenna = 0.15 g)

S = amplificazione stratigrafica e topografica (1.40 - 1.80)

F_0 = amplificazione per risonanza della struttura (2.50)

η = fattore di smorzamento (1.00 per $\xi=5\%$)



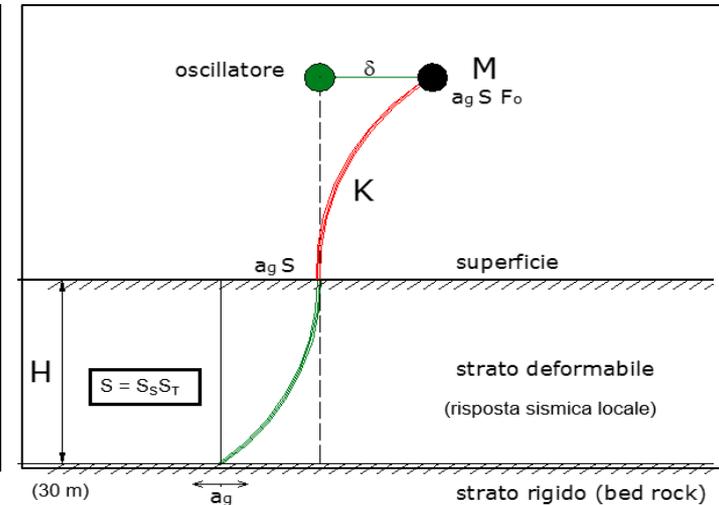
Software SPETTRI di RISPOSTA – CC. SS. LL. PP.

Parametri sismici indipendenti

a_g = accelerazione del terreno (tipo A)

T_C^* = periodo d'inizio tratto a velocità costante

F_o = amplificazione per risonanza strutturale



Parametri sismici derivati

S_s = amplificazione stratigrafica

T_B = periodo iniziale della fascia di risonanza

T_C = periodo finale della fascia di risonanza

T_D = periodo di transizione verso alti periodi

Correlazioni

$$S_s = S_s(a/g, F_o)$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_c T_C^*$$

$$T_D = 4a_g/g + 1.6$$

Spettro di Risposta Elastico

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettro di Risposta Elastico

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

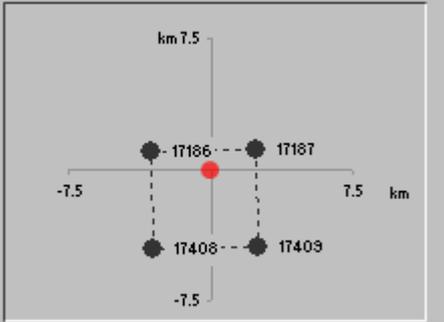
LONGITUDINE: 12.1997
LATITUDINE: 44.4179

REGIONE: Emilia-Romagna
PROVINCIA: Ravenna
COMUNE: Ravenna

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Spettro di Risposta Elastico

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_R info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Spettro di Risposta Elastico

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo: **D** info
Categoria topografica: **T1** info
 $S_B = 1.782$ $C_e = 2.363$ info
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE)
 Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%): **5** $\gamma = 1.000$ info
Fattore q_o : **3.45** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q : **1.5** $\gamma = 0.667$ info

Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

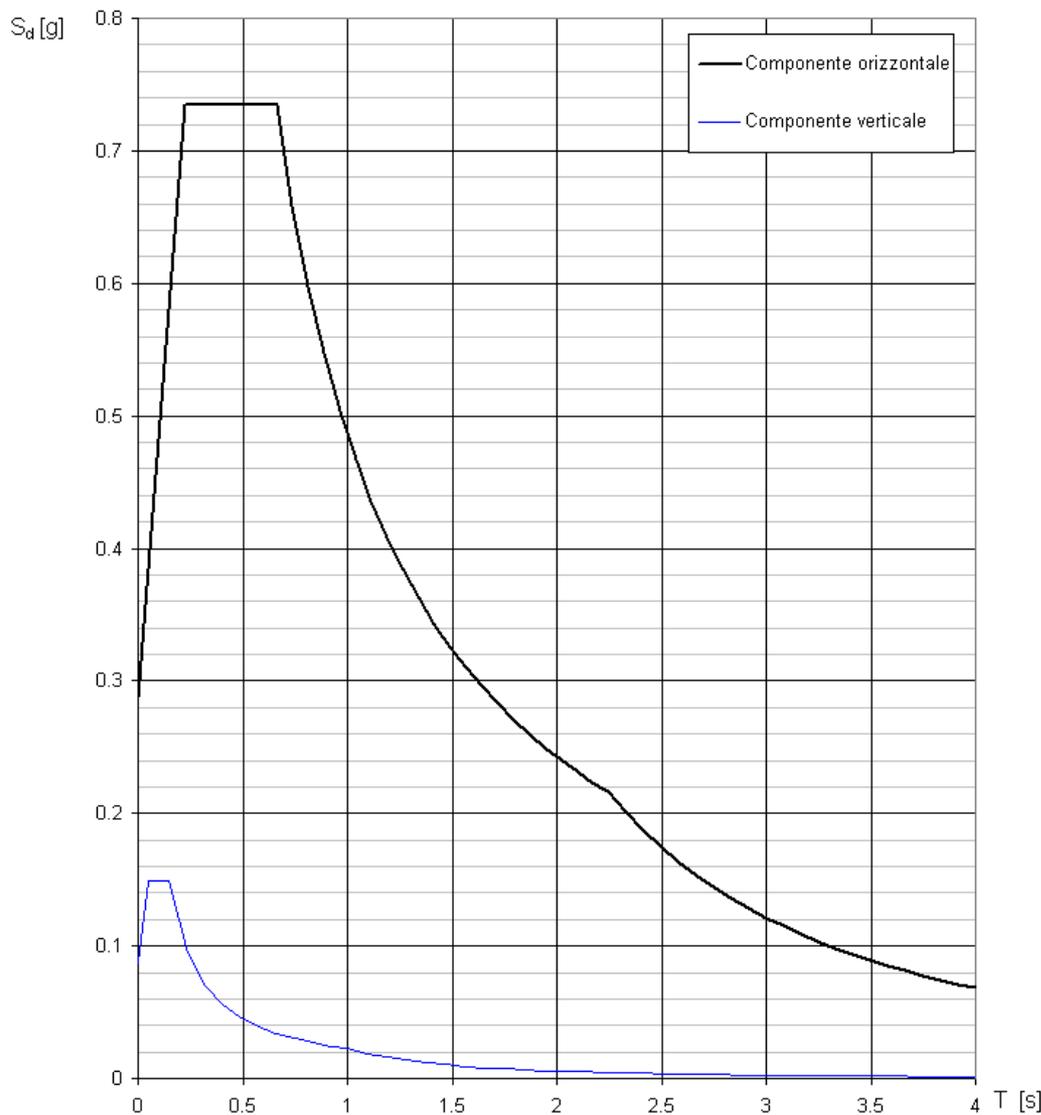
Spettri di risposta

The graph plots acceleration spectra in g against period T in seconds. The horizontal axis ranges from 0 to 4 seconds, and the vertical axis ranges from 0.00 to 0.80 g. Three curves are shown: a black curve for the horizontal project spectrum, a blue curve for the vertical project spectrum, and a red curve for the reference elastic spectrum (Category A-T1, $\xi = 5\%$). The horizontal project spectrum shows a peak of approximately 0.75 g at a period of about 0.5 seconds. The vertical project spectrum peaks at about 0.15 g at 0.5 seconds. The reference elastic spectrum peaks at about 0.45 g at 0.5 seconds.

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SL

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.161 g
F_0	2.552
T_C	0.280 s
S_s	1.782
C_C	2.363
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.782
η	1.000
T_B	0.220 s
T_C	0.661 s
T_D	2.246 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.05(S+8)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

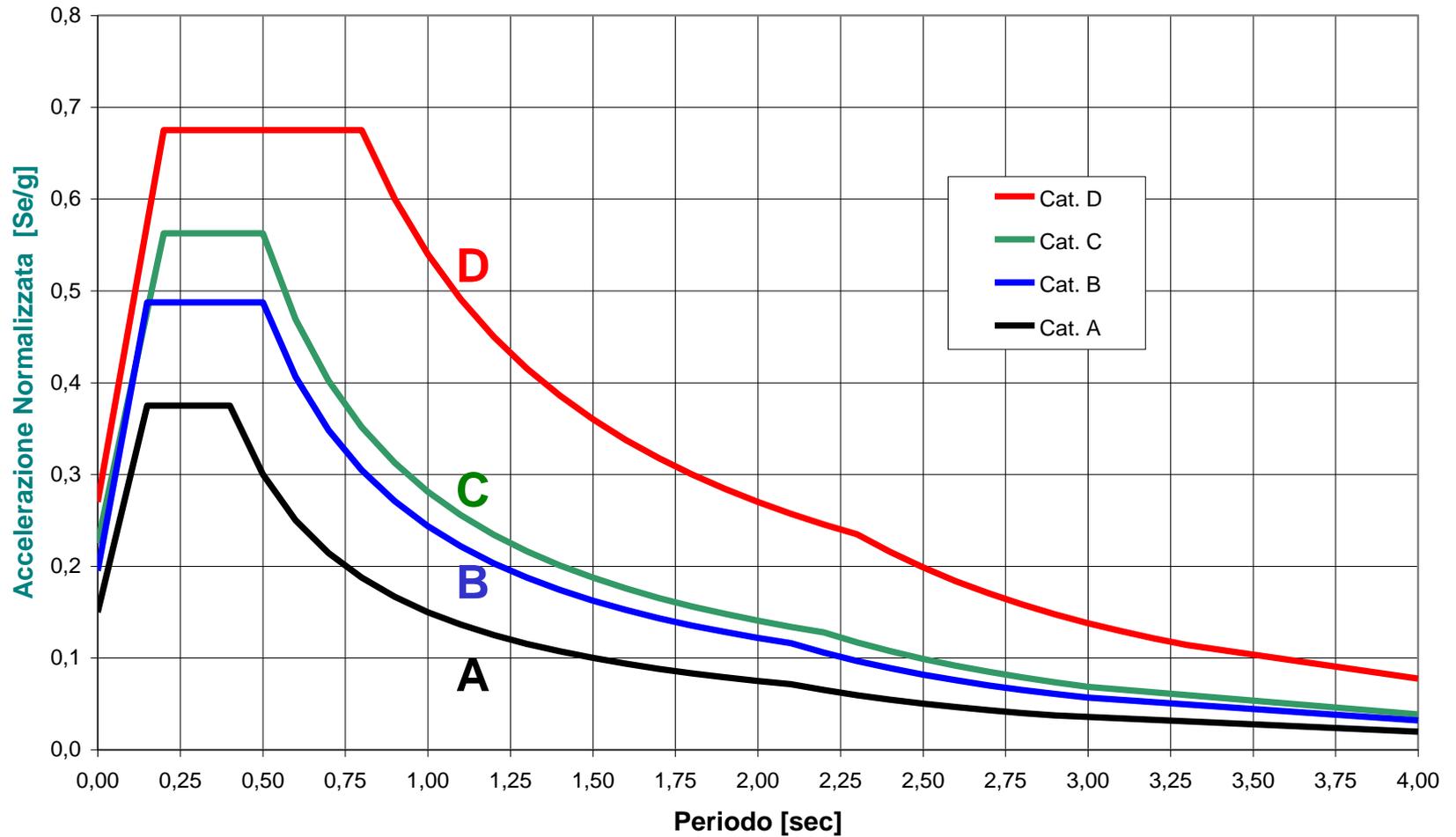
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

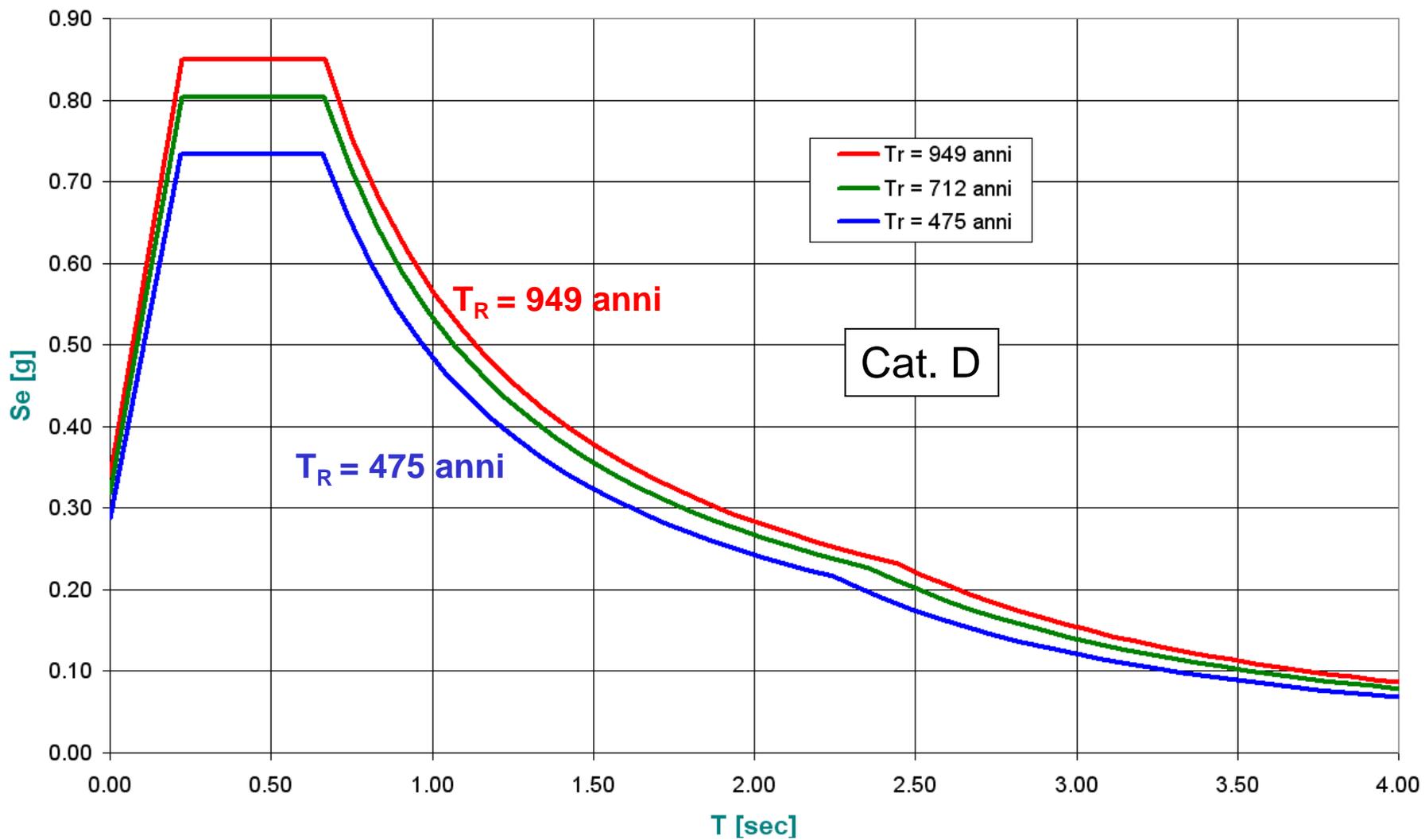
	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.268
T_B	0.220	0.734
T_C	0.661	0.734
	0.737	0.659
	0.812	0.598
	0.888	0.547
	0.963	0.504
	1.038	0.467
	1.114	0.436
	1.189	0.408
	1.265	0.384
	1.340	0.362
	1.416	0.343
	1.491	0.326
	1.567	0.310
	1.642	0.296
	1.718	0.283
	1.793	0.271
	1.869	0.260
	1.944	0.250
	2.019	0.240
	2.095	0.232
	2.170	0.224
T_D	2.246	0.216
	2.329	0.201
	2.413	0.187
	2.496	0.175
	2.580	0.164
	2.664	0.154
	2.747	0.144
	2.831	0.136
	2.914	0.128
	2.998	0.121
	3.081	0.115
	3.165	0.109
	3.248	0.103
	3.332	0.098
	3.415	0.093
	3.499	0.089
	3.582	0.085
	3.666	0.081
	3.749	0.078
	3.833	0.074
	3.916	0.071
	4.000	0.068

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

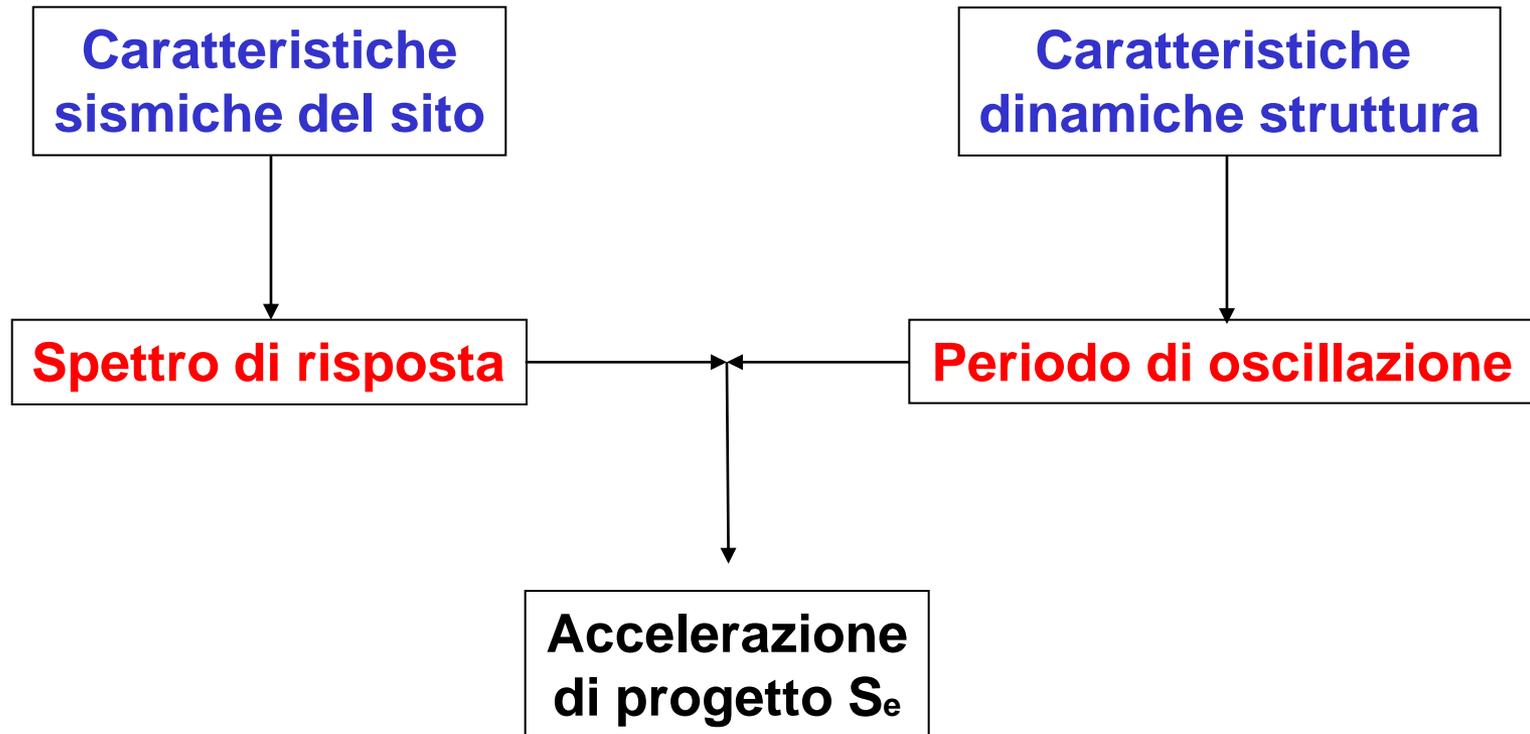


Spettri di risposta per varie categorie stratigrafiche ($a_g=0.15$)

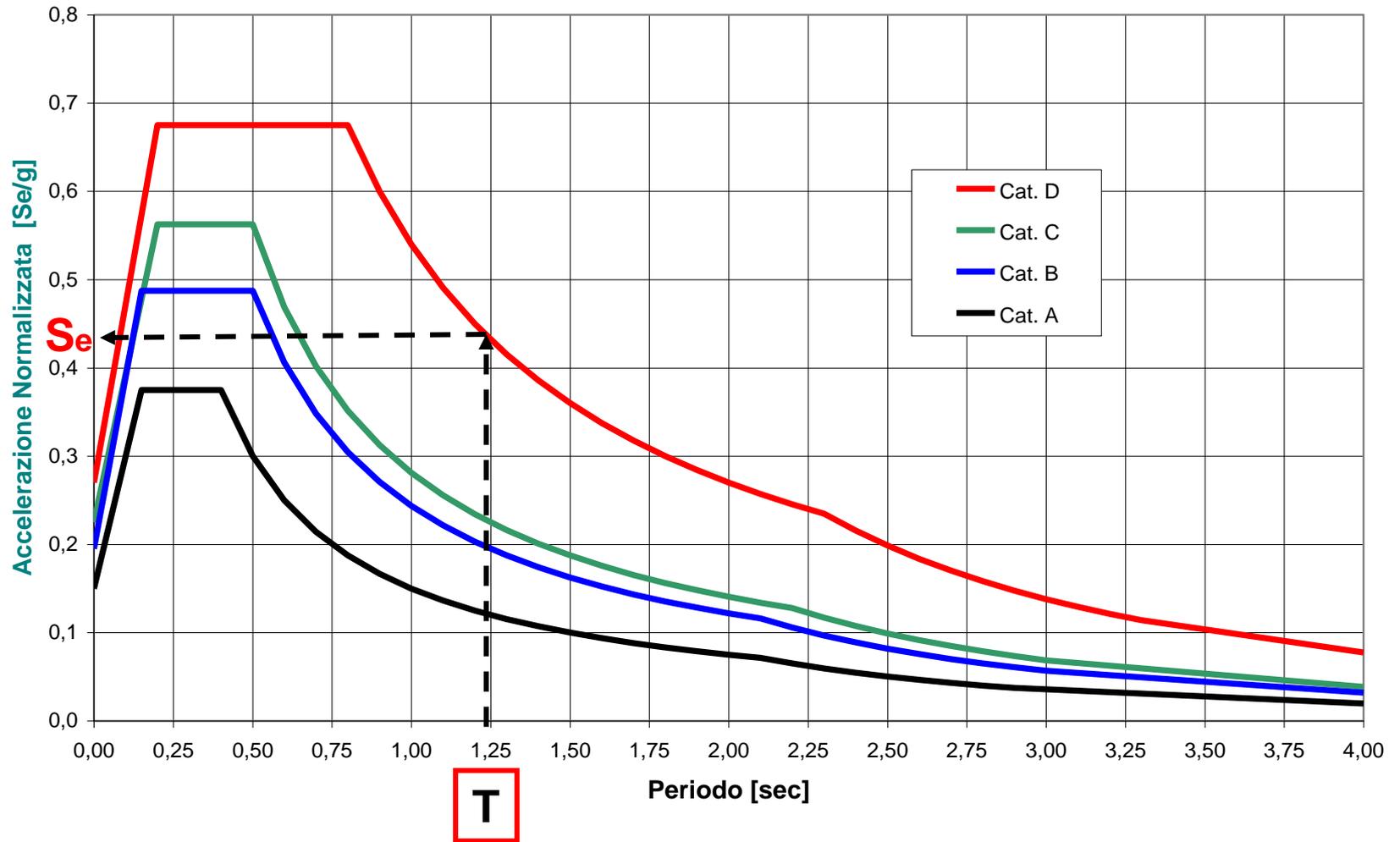
SPETTRI DI RISPOSTA vs TEMPO DI RITORNO



ELEMENTI DI PROGETTO

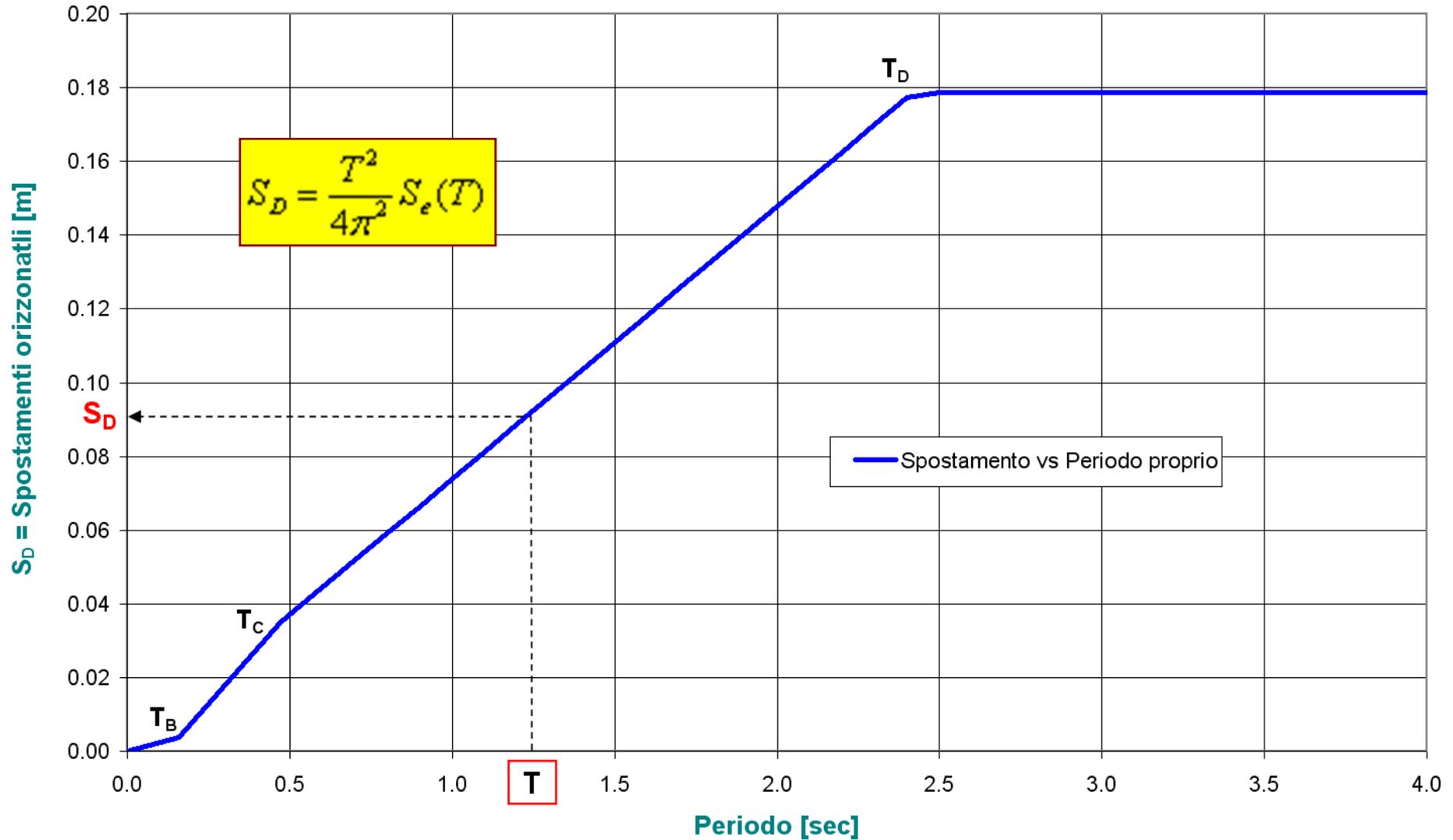


SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO



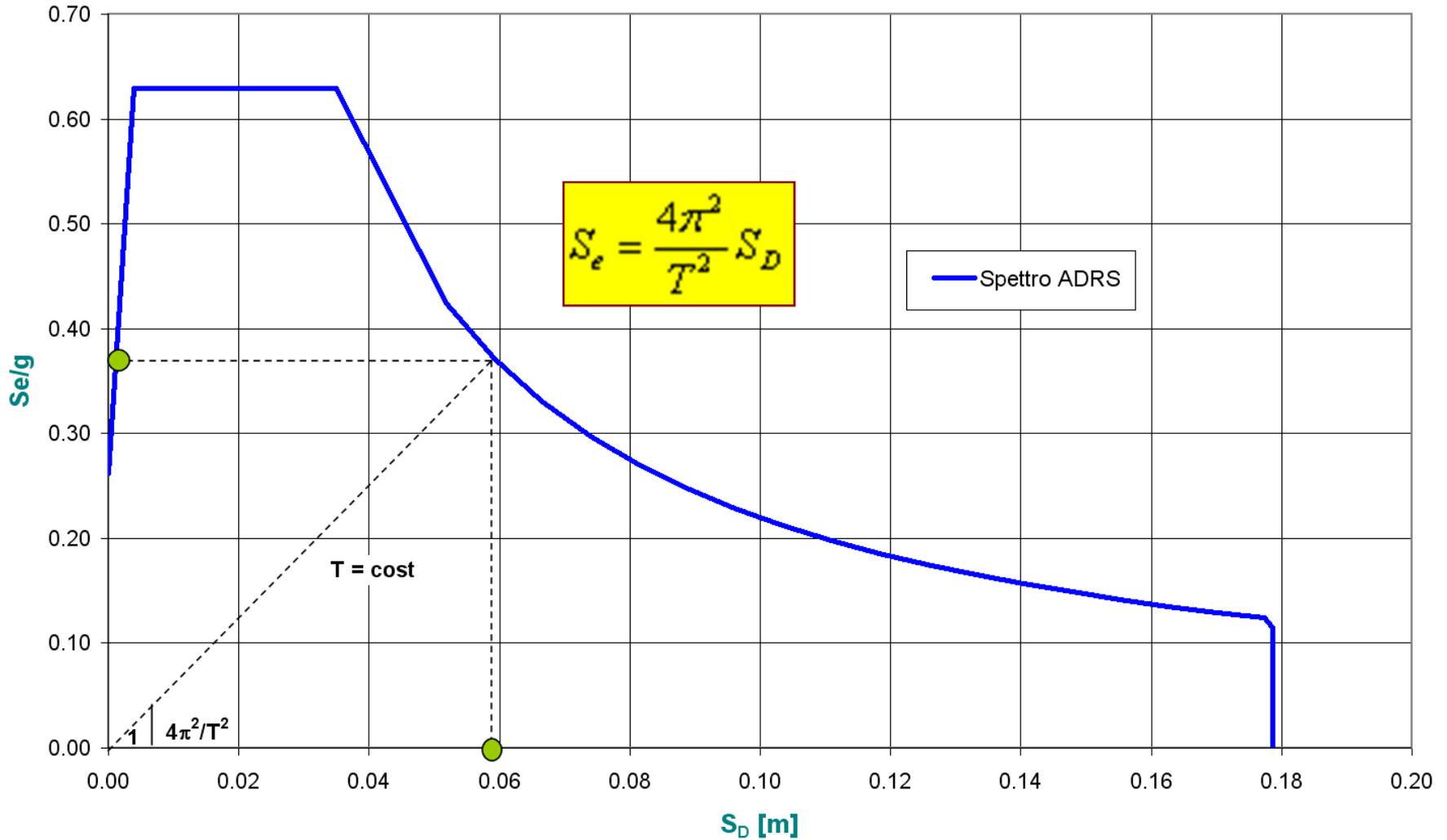
Spettri di risposta per varie categorie stratigrafiche

SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO [S_D]



Domanda Sismica

SPETTRO DI RISPOSTA ACCELERAZIONE - SPOSTAMENTO



Azioni Sismiche di Progetto - Spettro Elastico

$$T = 2\pi\sqrt{M / K}$$

Periodo naturale

$$F_s = M \cdot S_e(T)$$

Forza di inerzia

$$F_i = \frac{K_i}{K} \cdot F_s$$

Forza sull'elemento

$$V_i = F_i$$

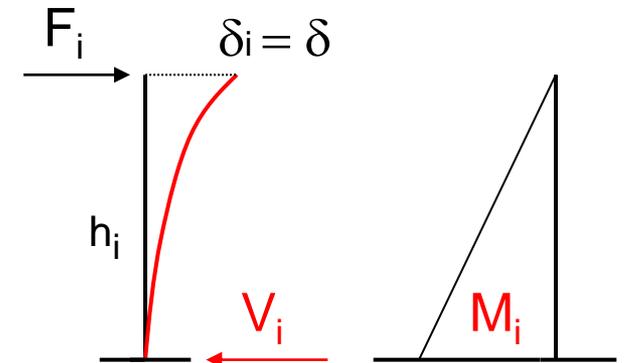
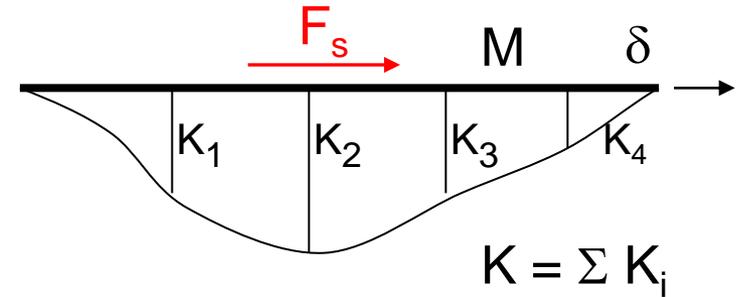
Taglio alla base

$$M_i = F_i \cdot h_i$$

Momento flettente alla base

$$\delta_i = \frac{F_i}{K_i}$$

Spostamento sommità



CASE HISTORY

PONTE A TRE CAMPATE

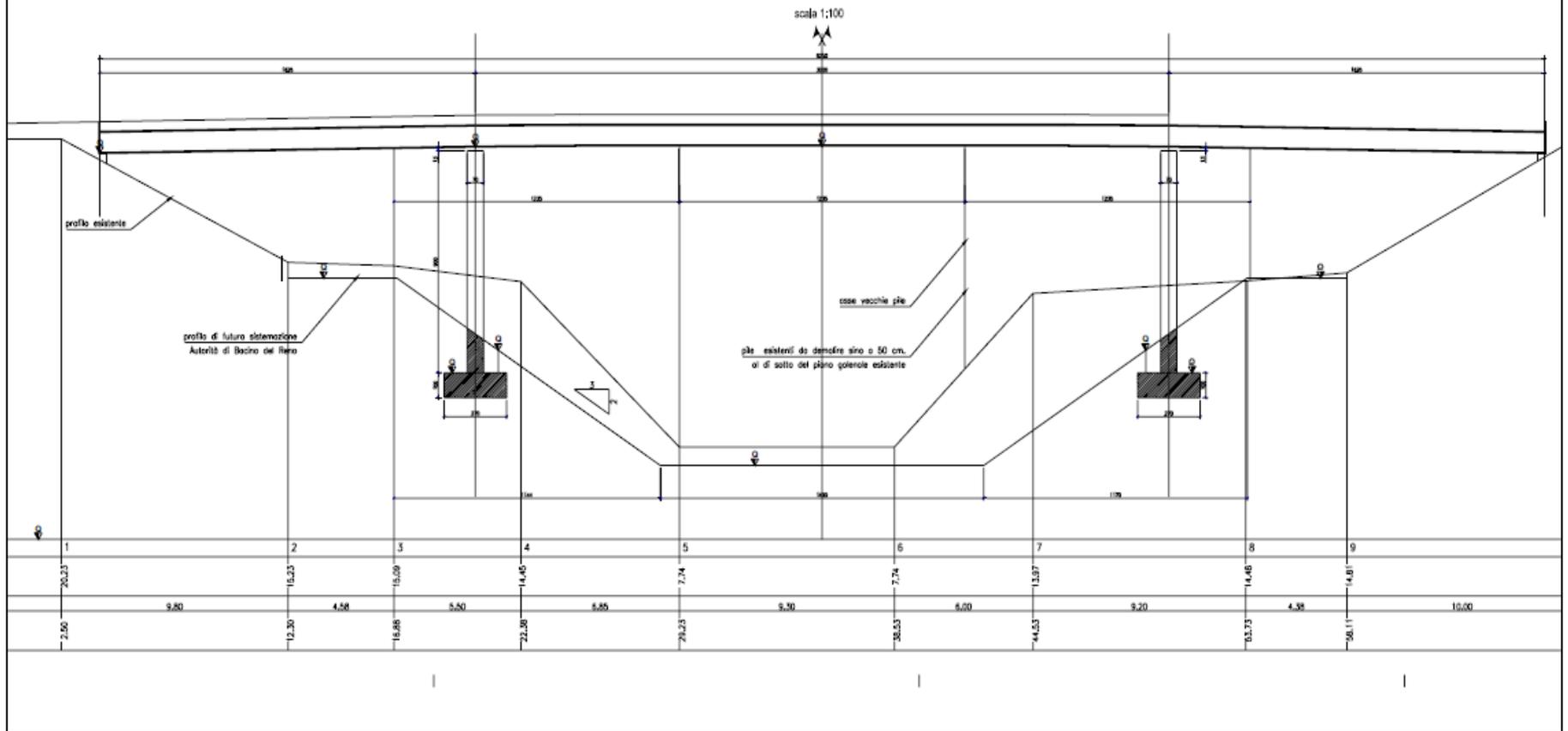


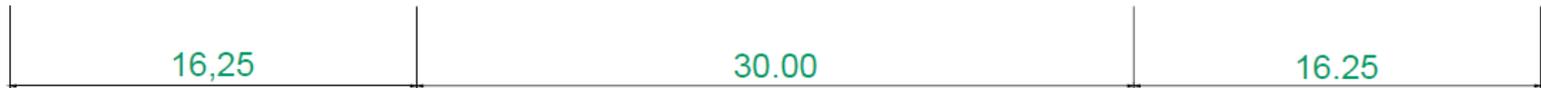
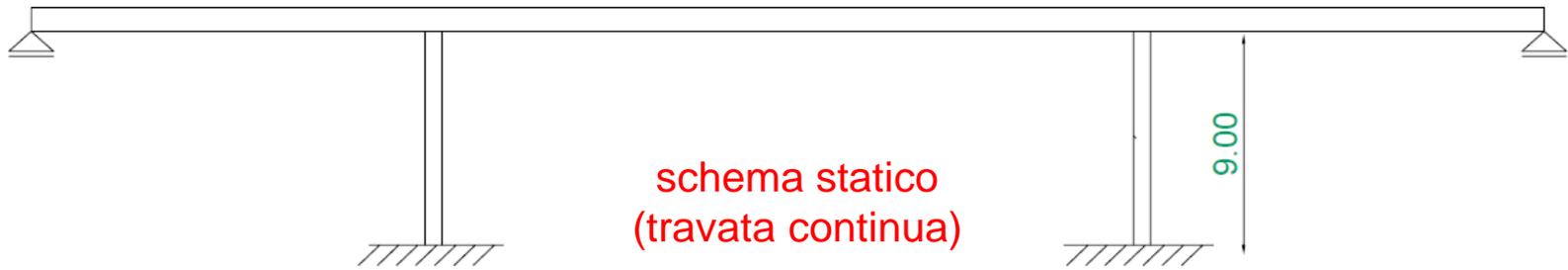




Operazioni di collaudo pile ed impalcato
Periodo di costruzione = 2004-2005

Sezione longitudinale con risagomatura della sezione idraulica





CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

IMPALCATO A TRAVATA CONTINUA

LUCE CAMPATA CENTRALE = 30.00 m

LUCE CAMPATE LATERALI = 16.25 m

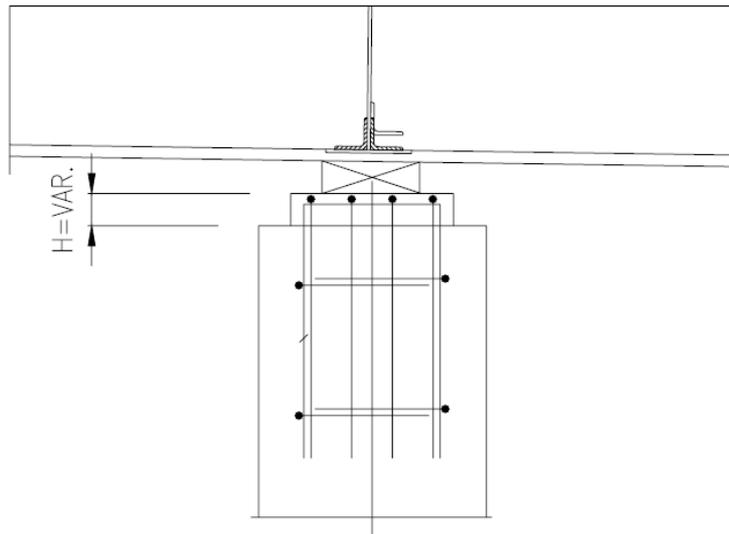
LUNGHEZZA IMPALCATO = 63.00 m

PILE

ALTEZZA = 9.00 m

SVILUPPO = 11.50 m

SPESSORE = 0.70 m



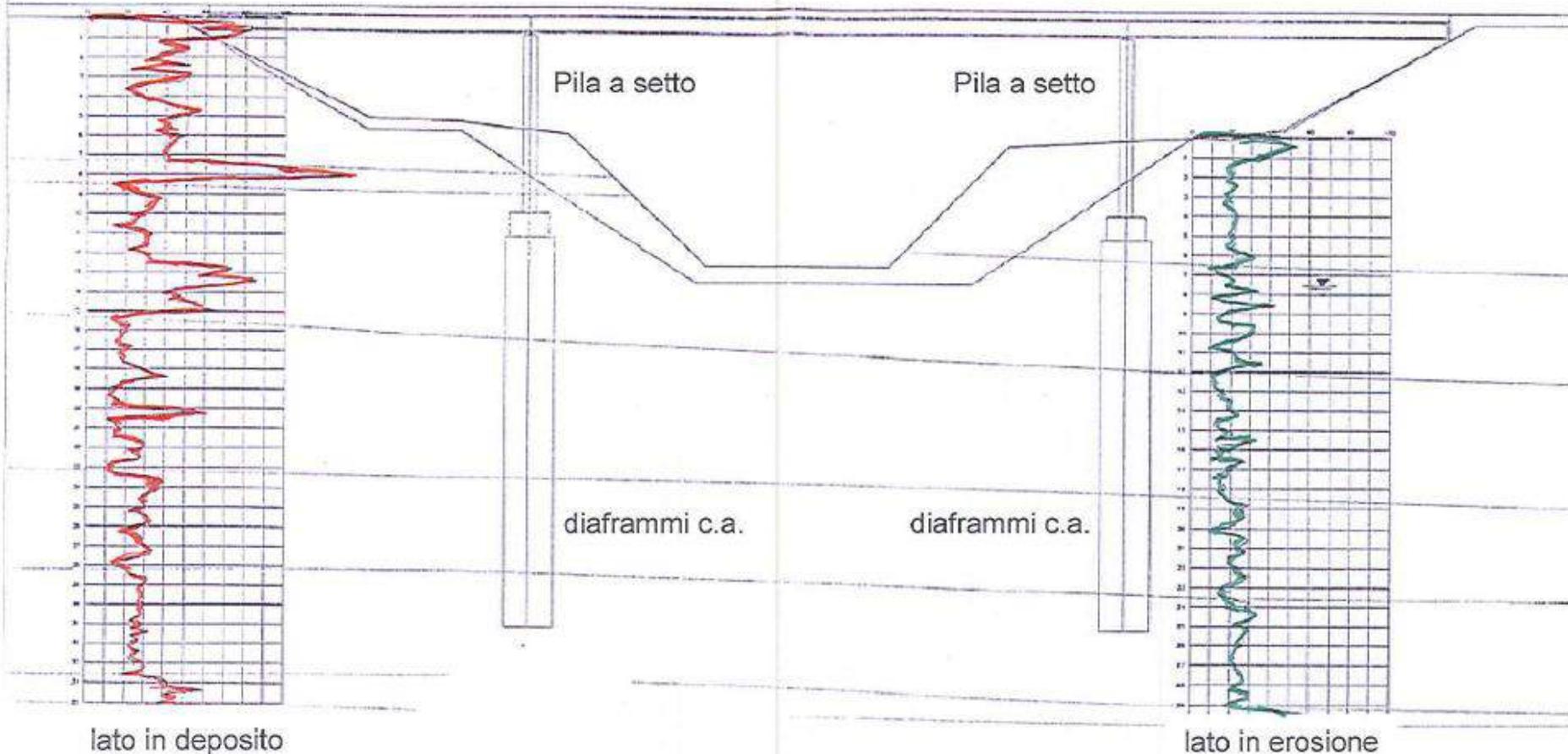
PARTICOLARE APPOGGIO SULLA PILA

SEZIONE ALLA BASE DELLA PILA



PROFILI STRATIGRAFICI DEL TERRENO

Impalcato continuo a struttura mista acciaio-calcestruzzo



lato in deposito

lato in erosione

TIPO C

(ipotesi)

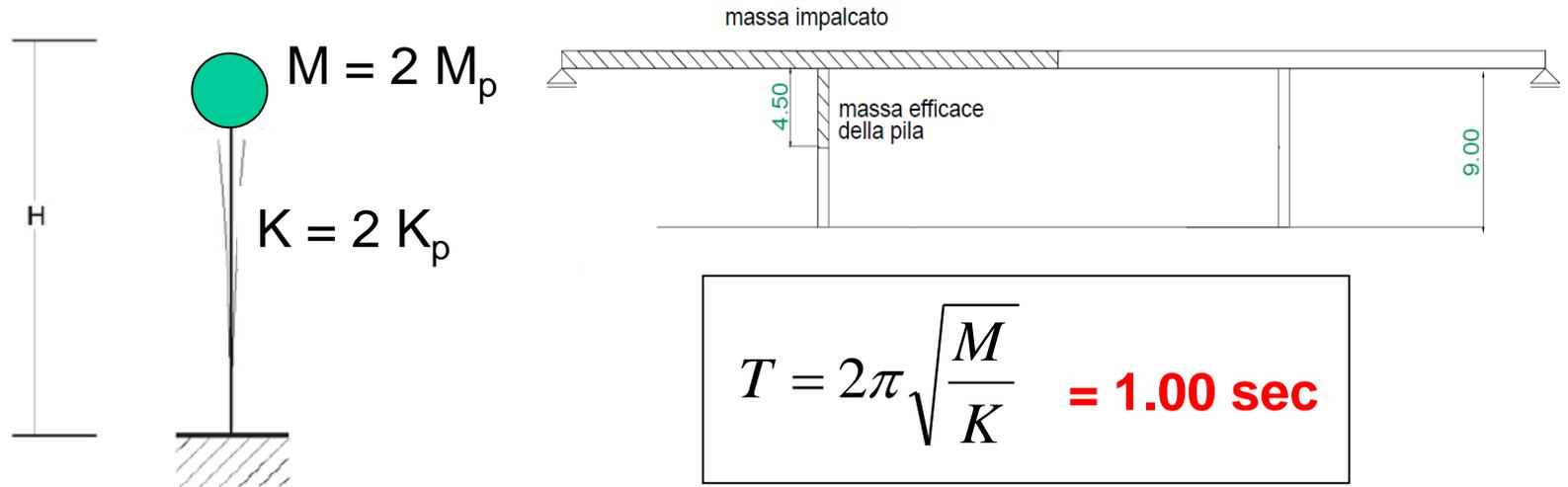
CATEGORIA STRATIGRAFICA

TIPO D

(ipotesi)

Parametri dell'oscillatore elementare

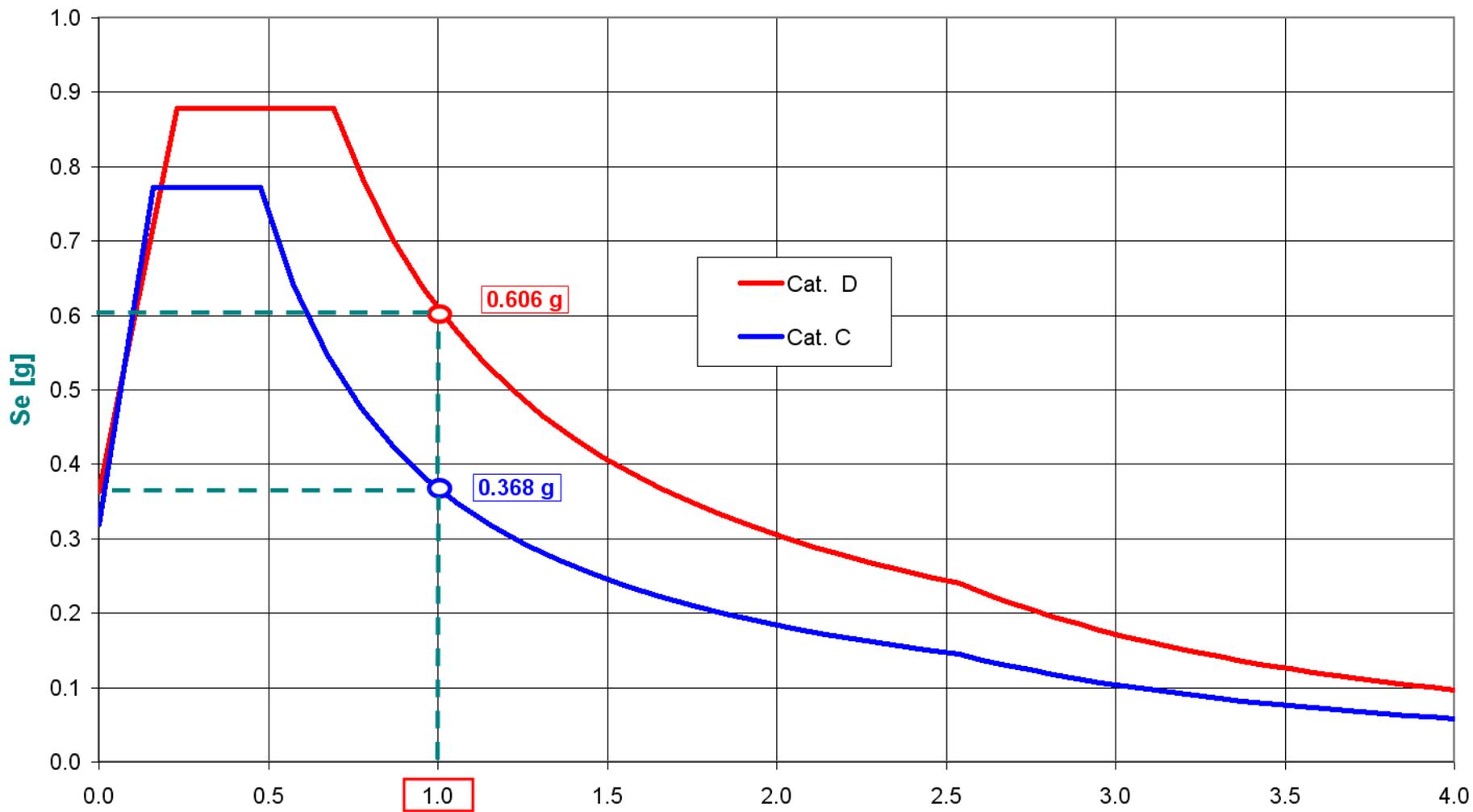
(1 g.d.l. = spostamento dell'impalcato = spostamento delle pile)



Rigidezza $K_p = 3EJ_{\text{eff}}/H^3 = 20130 \text{ KN/m}$ (1 pila)

Massa $M_p = 524 \text{ KNsec}^2/\text{m}$ (1 /2 pila + 1/2 impalcato)

SPETTRI DI RISPOSTA vs CATEGORIA STRATIGRAFICA



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiteSI

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,234 g
F_g	2,422
T_C	0,308 s
S_B	1,359
C_C	1,549
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,359
η	1,000
T_B	0,159 s
T_C	0,477 s
T_D	2,538 s

CAT. C

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,319
$T_B \leftarrow$	0,159	0,772
$T_C \leftarrow$	0,477	0,772
	0,575	0,640
	0,673	0,547
	0,771	0,477
	0,869	0,423
	0,967	0,380
	1,066	0,345
	1,164	0,316
	1,262	0,292
	1,360	0,271
	1,458	0,252
	1,556	0,236
	1,654	0,222
	1,753	0,210
	1,851	0,199
	1,949	0,189
	2,047	0,180
	2,145	0,172
	2,243	0,164
	2,341	0,157
	2,439	0,151
$T_D \leftarrow$	2,538	0,145
	2,607	0,137
	2,677	0,130
	2,746	0,124
	2,816	0,118
	2,886	0,112

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Azioni di Progetto - Spettro Elastico - Terreno Categoria C

$$T = 2\pi\sqrt{M / K}$$

1.00 sec

$$S_e(T)$$

0.368 g

$$F_i = M \cdot S_e(T)$$

3856 KN

$$F_p = \frac{F_i}{2}$$

1928 KN

$$V_p = F_p$$

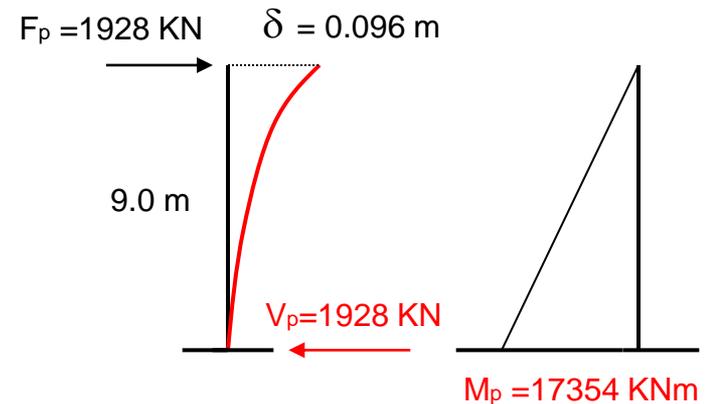
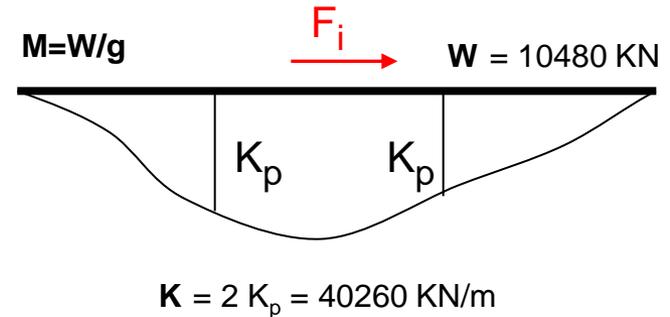
1928 KN

$$M_p = F_p \cdot h_p$$

17354 KNm

$$\delta_i = \frac{F_i}{K}$$

0.096 m



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SI

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,234 g
F_C	2,422
T_C	0,308 s
S_s	1,548
C_C	2,253
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,548
η	1,000
T_B	0,231 s
T_C	0,694 s
T_D	2,538 s

Cat. D

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,363
T_B ←	0,231	0,879
T_C ←	0,694	0,879
	0,781	0,780
	0,869	0,701
	0,957	0,637
	1,045	0,584
	1,133	0,538
	1,220	0,500
	1,308	0,466
	1,396	0,437
	1,484	0,411
	1,572	0,388
	1,659	0,367
	1,747	0,349
	1,835	0,332
	1,923	0,317
	2,011	0,303
	2,098	0,291
	2,186	0,279
	2,274	0,268
	2,362	0,258
	2,450	0,249
T_D ←	2,538	0,240
	2,607	0,228
	2,677	0,216
	2,746	0,205
	2,816	0,195
	2,886	0,186

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Azioni di Progetto - Spettro Elastico - Terreno Categoria D

$$T = 2\pi\sqrt{M / K}$$

1.00 sec

$$S_e(T)$$

0.606 g

$$F_i = M \cdot S_e(T)$$

6350 KN

$$F_p = \frac{F_i}{2}$$

3175 KN

$$V_p = F_p$$

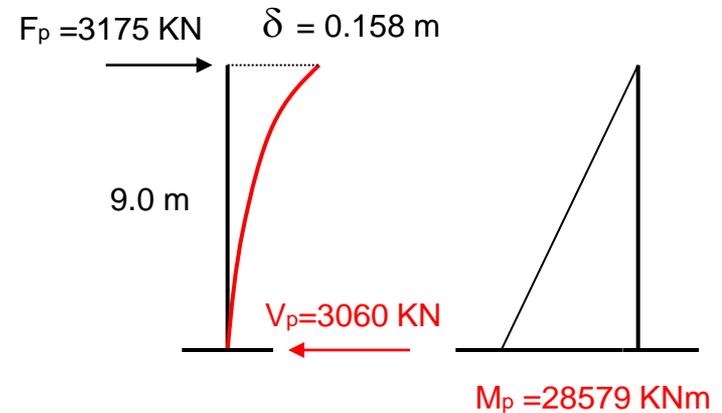
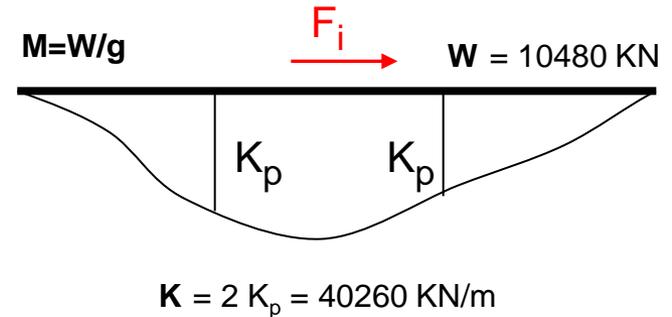
3175 KN

$$M_p = F_p \cdot h_p$$

28579 4KNm

$$\delta_i = \frac{F_i}{K}$$

0.158 m



Azioni di Progetto - Spettro Elastico – Confronto Terreno C-D

$$T = 2\pi\sqrt{M / K}$$

1.00 sec

1.00 sec

$$S_e(T)$$

0.368 g

0.606 g

$$F_i = M \cdot S_e(T)$$

3856 KN

6350 KN

$$F_p = \frac{F_i}{2}$$

1928 KN

3175 KN

$$V_p = F_p$$

1928 KN

3175 KN

$$M_p = F_p \cdot h_p$$

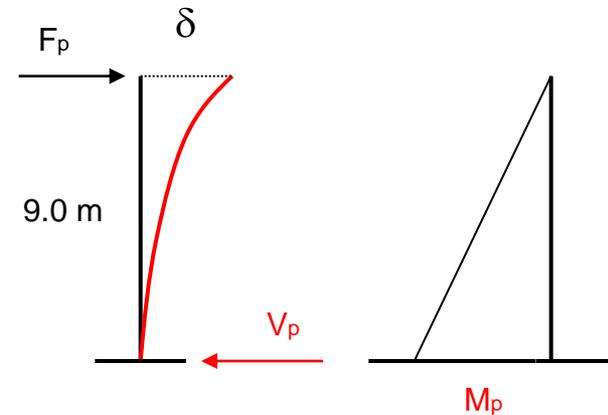
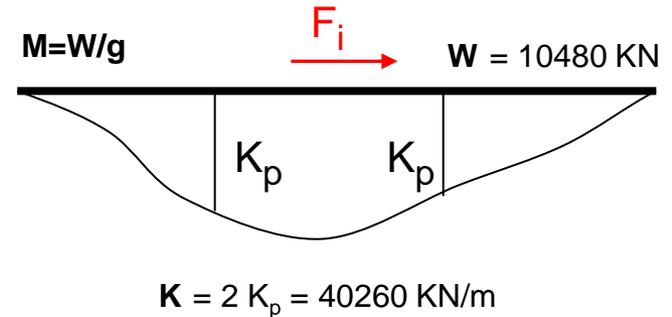
17354 KNm

28579 4KNm

$$\delta_i = \frac{F_i}{K}$$

0.096 m

0.158 m

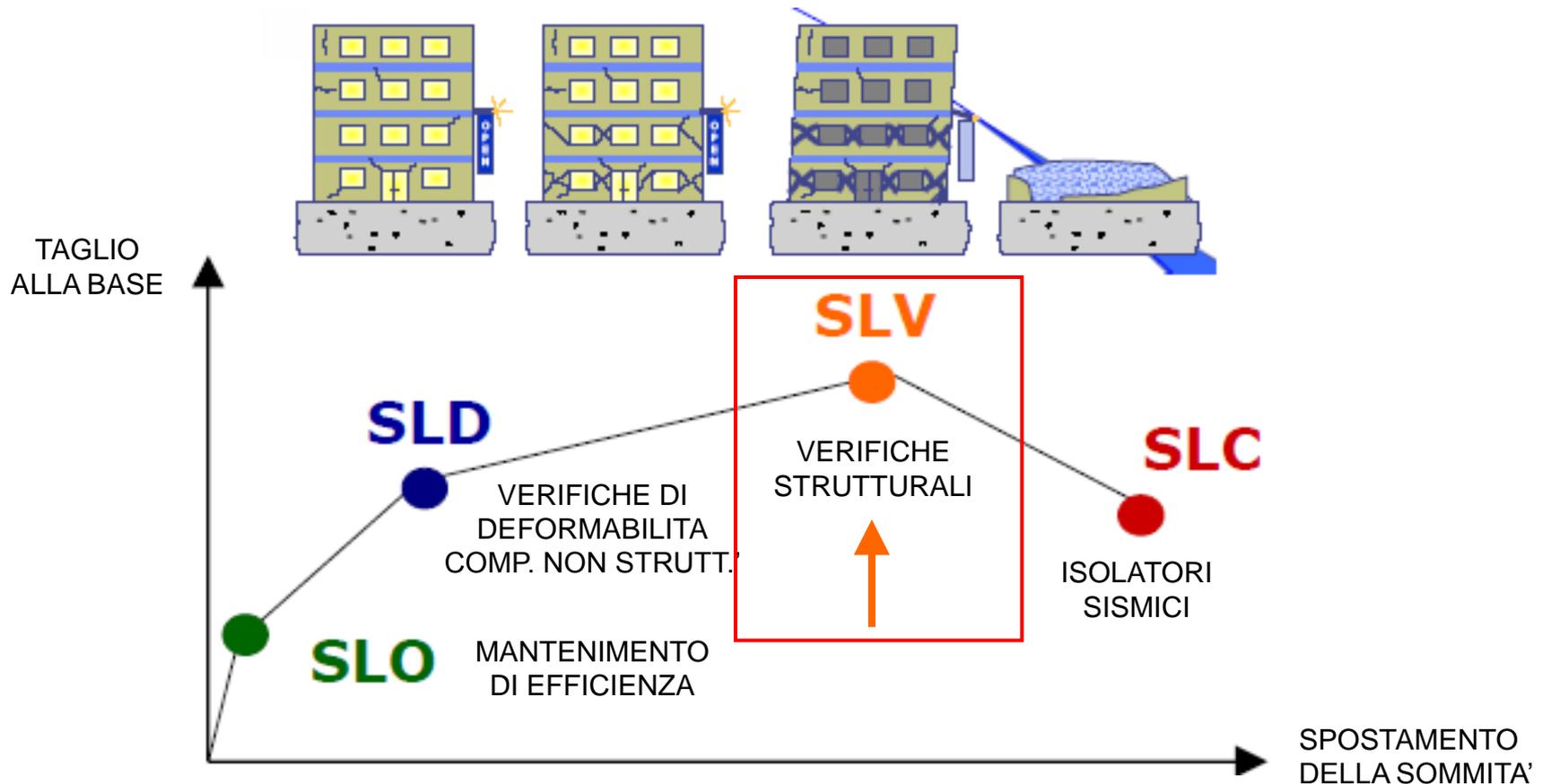


Cat. C 100%

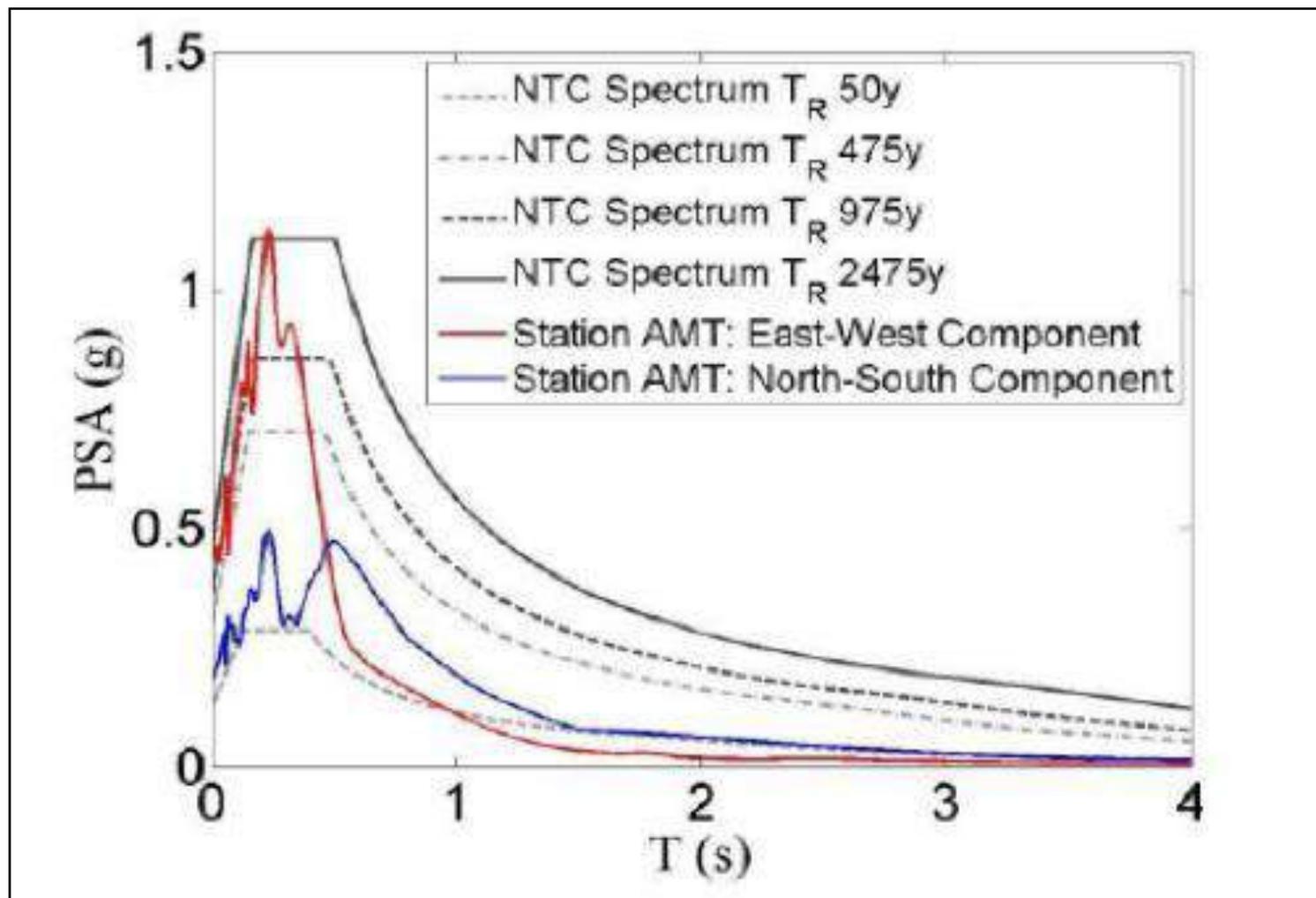
164% Cat. D

**STRATEGIE
ANTISISMICHE**

STATI LIMITI DI PROGETTO



Curva di Pushover di una Costruzione



Spettro di Risposta – Terremoto centro Italia – 24/08/2016

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le 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, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **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.

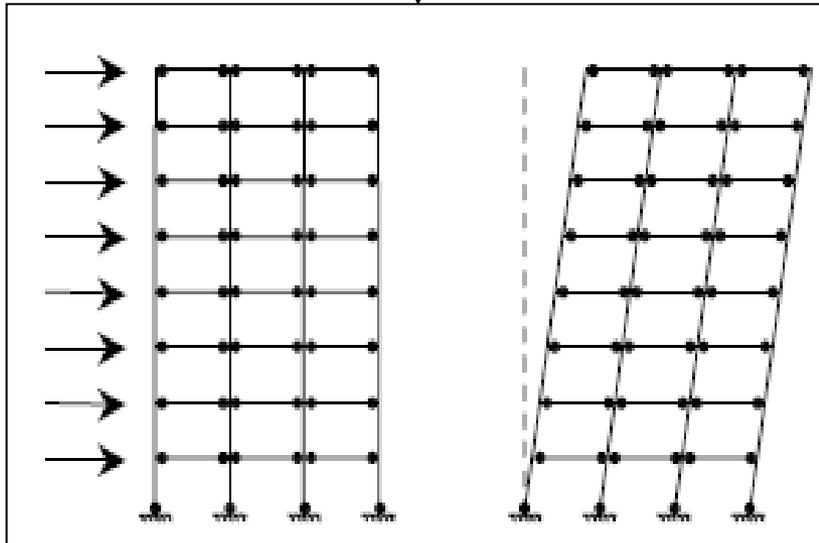
STRATEGIE ANTISISMICHE

I criteri di sicurezza adottati dalla norma NTC 2008 stabiliscono che **a fronte di un evento estremo** di **lungo periodo di ritorno** e di **intensità distruttiva** vanno messe in campo **le risorse plastiche** che la struttura può sviluppare deformandosi oltre la soglia elastica **dissipando energia** (**danneggiamento**).

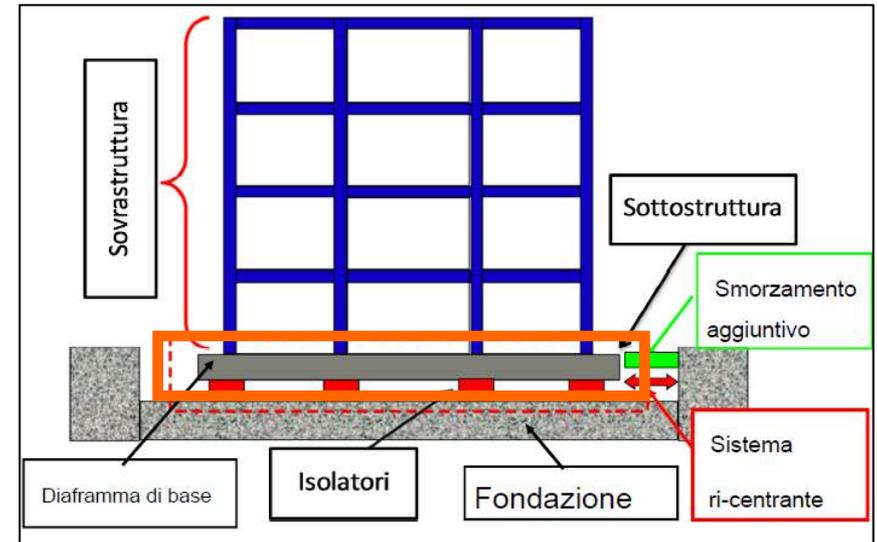
Volendo mantenere la struttura in **campo elastico** occorre in genere impiegare **dispositivi** in grado di **separare** il moto del terreno dalla **oscillazione della struttura** o in grado di **dissipare energia** in **elementi di sacrificio sostituibili** (analogia del fusibile).

STRATEGIE ANTISISMICHE

Duttività Strutturale
Meccanismi dissipativi
nelle cerniere plastiche



Isolamento Sismico
Dispositivi a bassa
rigidezza a taglio



STRATEGIE ANTISISMICHE

Duttilità Strutturale
(Gerarchia Resistenze)



Meccanismi dissipativi
con formazione di **cerniere plastiche** in cui avviene la dissipazione della energia cinetica del sistema.



Danneggiamento strutturale

Isolamento Sismico
(con Dissipazione)



Inserimento di dispositivi a **bassa rigidezza a taglio** che aumentano il periodo di oscillazione naturale verso **periodi più alti** dove le accelerazioni spettrali sono ridotte

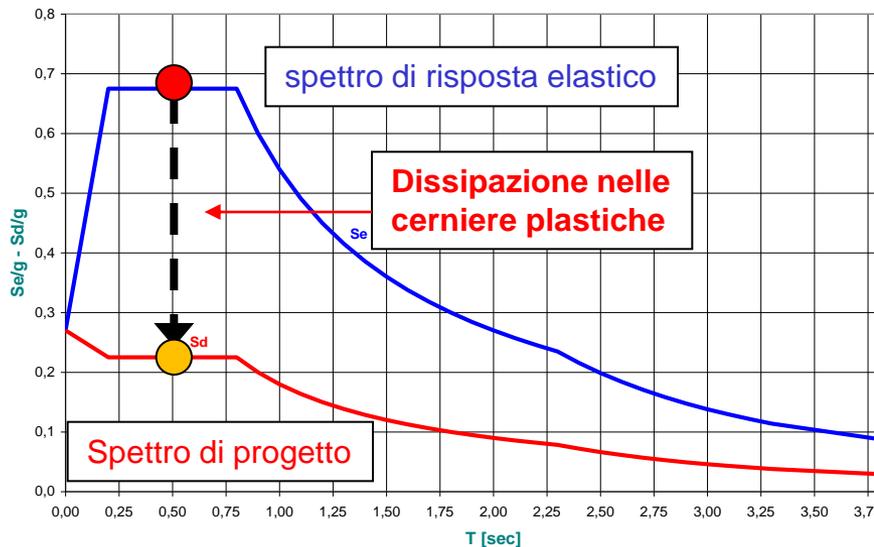


Comportamento in campo elastico

STRATEGIE ANTISISMICHE

Duttilità Strutturale (Gerarchia Resistenze)

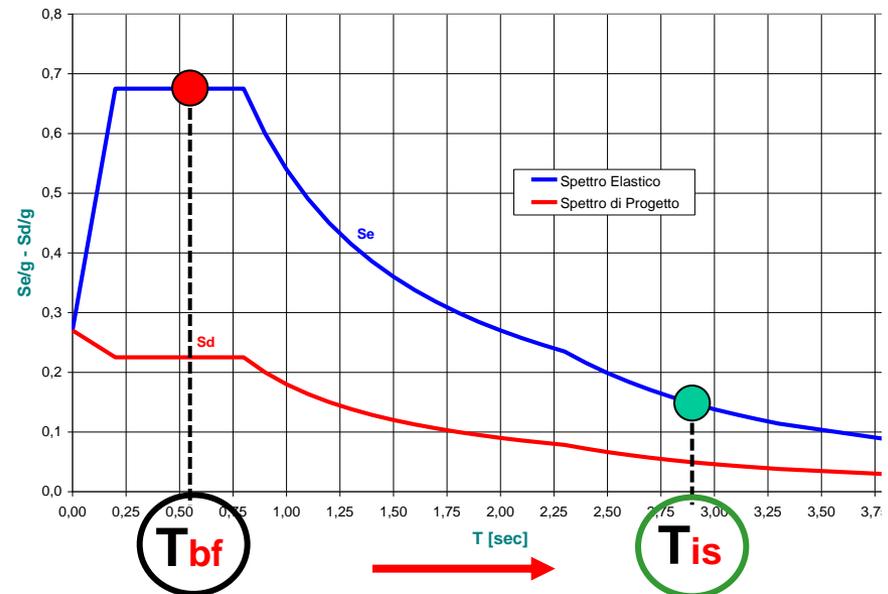
SPETTRO ELASTICO E SPETTRO DI PROGETTO



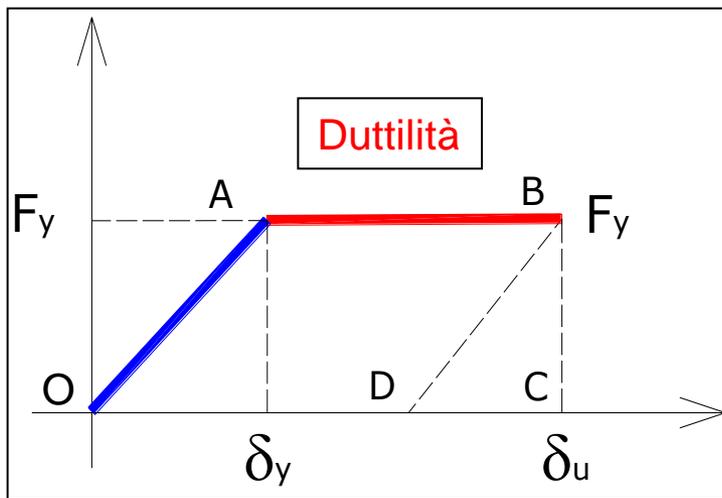
Abbattimento delle accelerazioni
mediante **deformazioni plastiche**

Isolamento Sismico (con Dissipazione)

SPETTRO ELASTICO E SPETTRO DI PROGETTO



Abbattimento delle accelerazioni
con **allungamento del periodo**

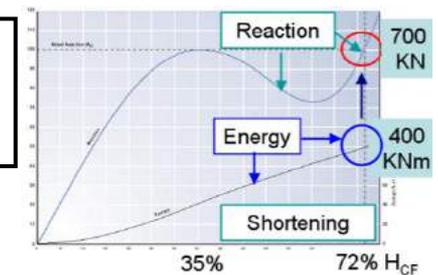
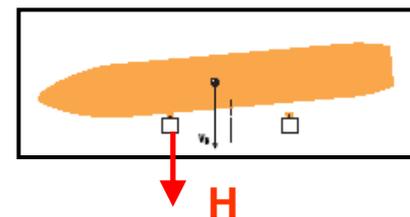


Ingegneria sismica

Per ridurre la forza trasmessa occorre limitare la rigidezza ma continuando ad assorbire energia



Ingegneria marittima (cone fender)



STRATEGIE ANTISISMICHE

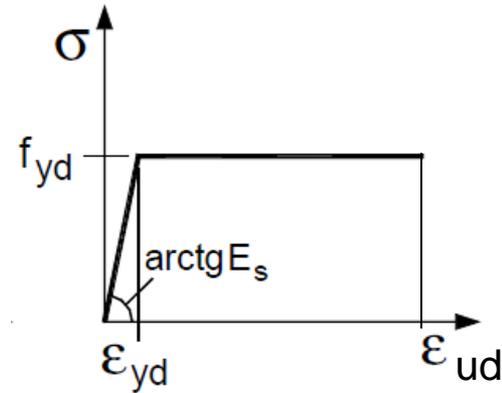
DUTTILITA' STRUTTURALE

DUTTILITA'

Duttilità del materiale

Ente sollecitante = tensione normale
Duttilità = rapporto tra le dilatazioni

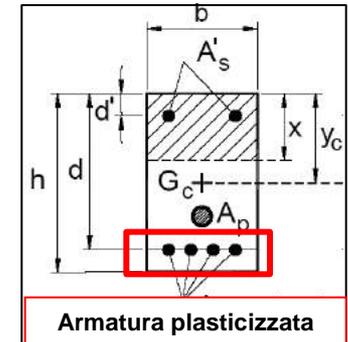
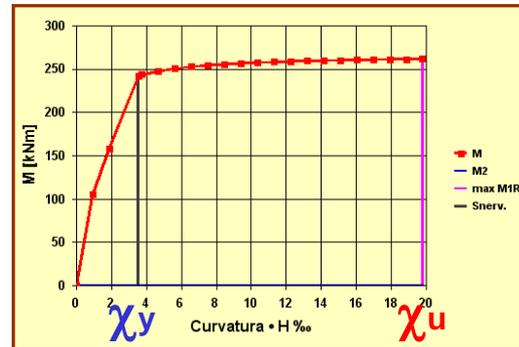
$$\phi = \epsilon_u / \epsilon_y \quad (\phi = 35 - 50)$$



Duttilità della sezione

Ente sollecitante = momento flettente
Duttilità = rapporto tra le curvature

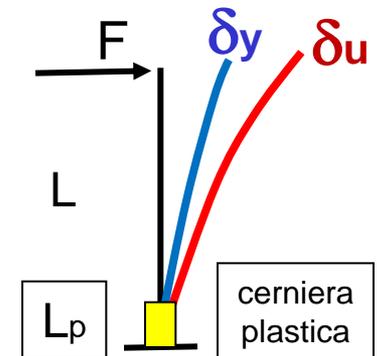
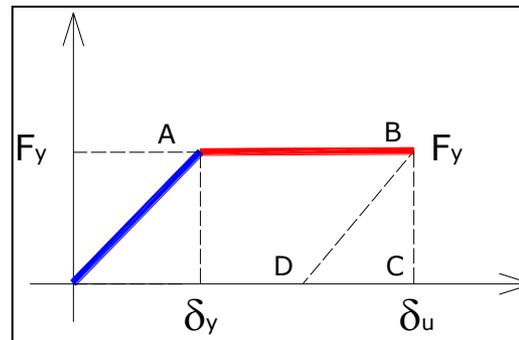
$$\mu = \chi_u / \chi_y \quad (\mu = 5 - 10)$$

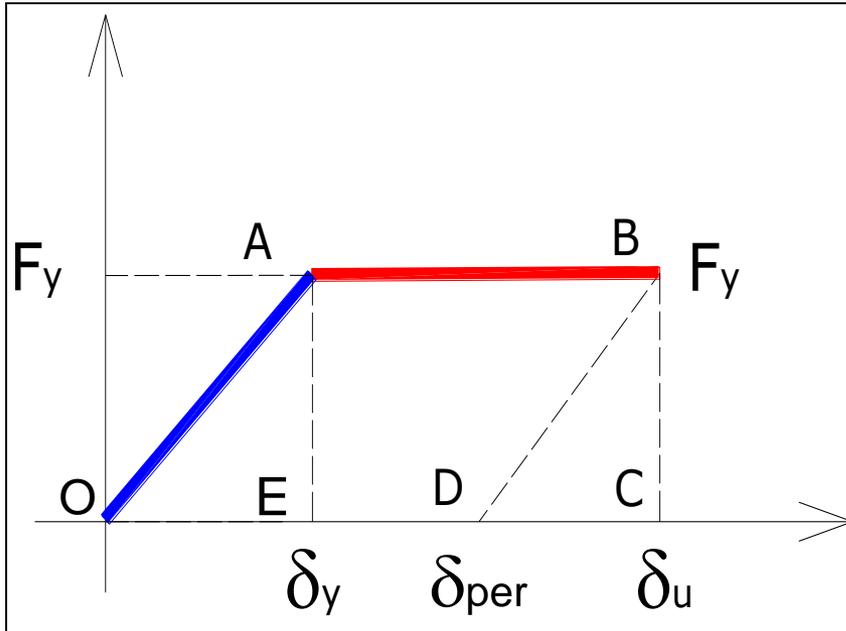


Duttilità dell'elemento

Ente sollecitante = forza esterna
Duttilità = rapporto tra gli spostamenti

$$q = \delta_u / \delta_y \quad (q = 3 - 5)$$





$OABC$ = energia incamerata

$OABD$ = energia dissipata

$OAE = BCD$ = energia elast.

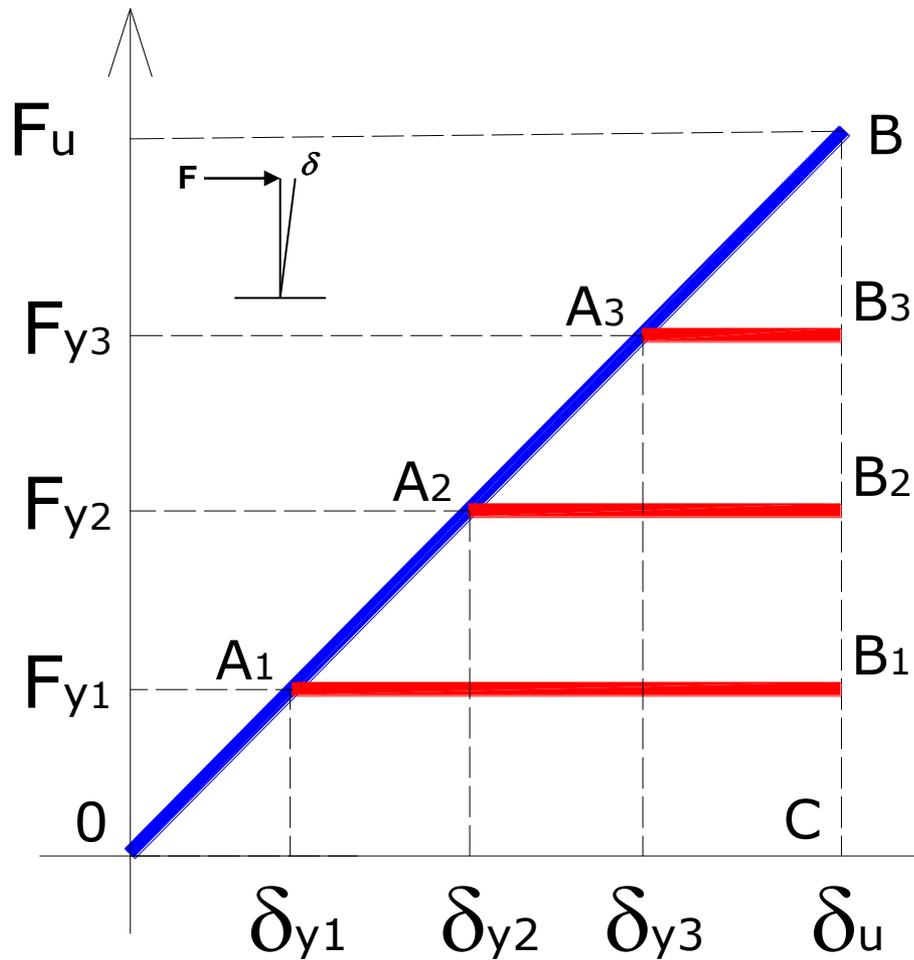
$EABC$ = energia di plasticiz.

OC = spostamento ultimo

OE = spostamento elastico

OD = spostamento perman.

Per **duttilità** si intende la capacità di un materiale, di una sezione o di una struttura di **mantenere costante il livello** di tensione, di sollecitazione o di **forza al crescere** della dilatazione, della curvatura o dello **spostamento oltre la soglia elastica**. Il rapporto tra la deformazione ultima e quella al limite dello snervamento individua la duttilità dell'elemento.



Equivalenza in spostamento

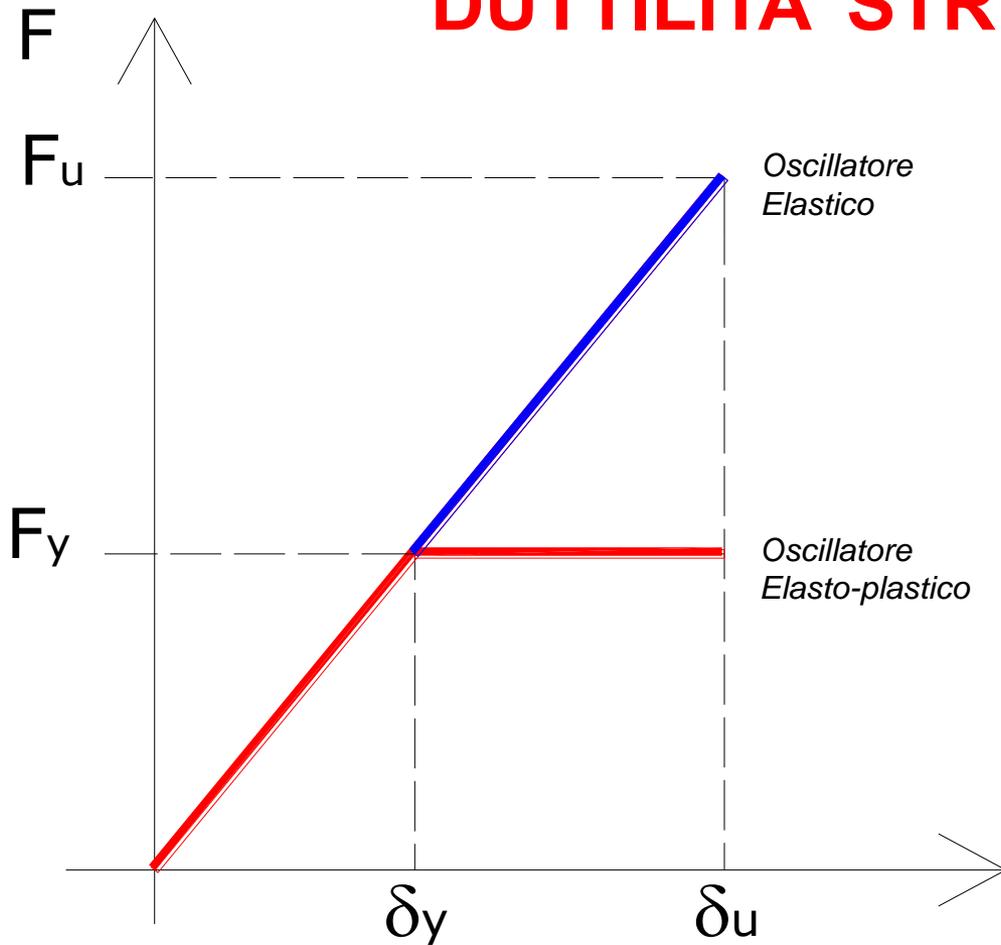
Le strutture rappresentate a fianco sono da ritenersi equivalenti in termini di Capacità Antisismica.

Resistenza e Duttilità:
Aspetti Complementari
Strategia Antisismica

Basse soglie di snervamento impediscono che le forze crescano eccessivamente ma richiedono una spiccata capacità di spostamento.

Soglie più alte di resistenza richiedono minori valori di duttilità ma forze più elevate.

DUTTILITA' STRUTTURALE



Fattore di struttura

$$q = \delta_u / \delta_y = F_u / F_y$$

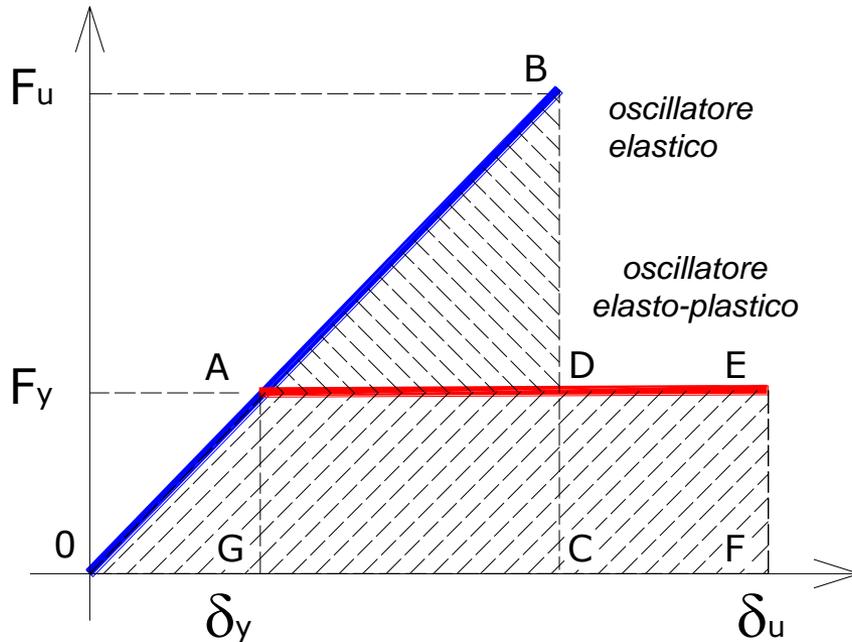
$$\delta_P = \delta_u / \delta_y$$

Deformazione permanente

q = fattore di amplificazione degli spostamenti = fattore di riduzione della forza

Curve di capacità dell'oscillatore elastico ed elasto-plastico

Equivalenza tra oscillatore elastico e oscillatore elasto - plastico

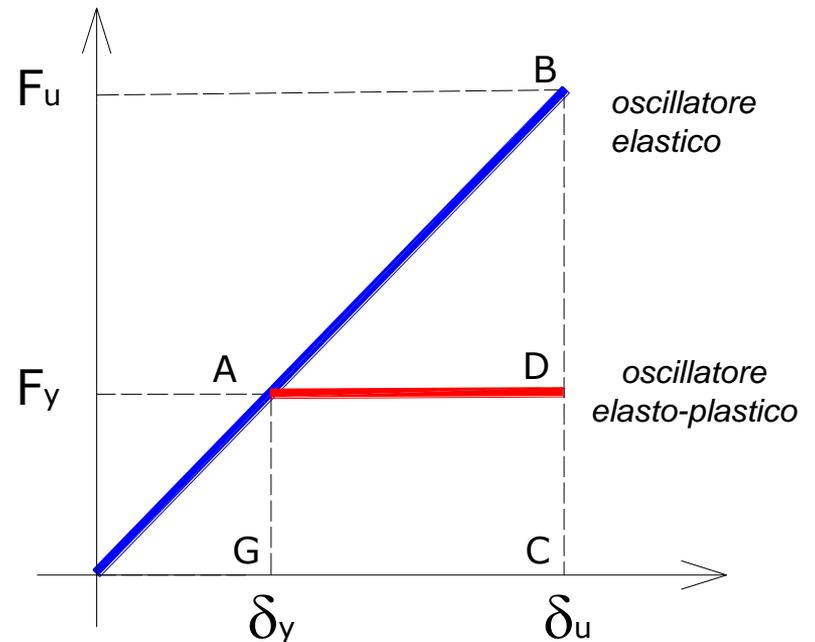


Equivalenza in energia
 $OABC = OAEF$

$$T < T_c$$

NTC2008

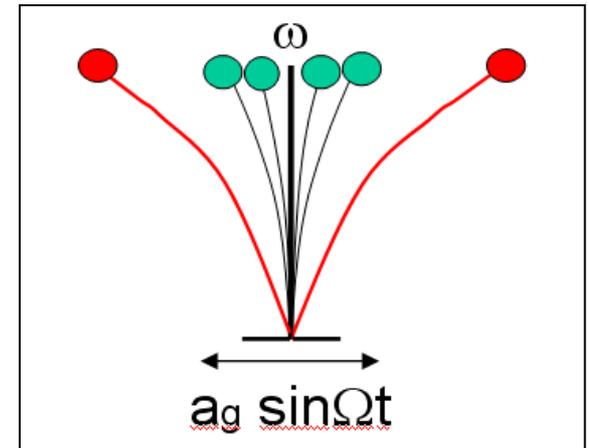
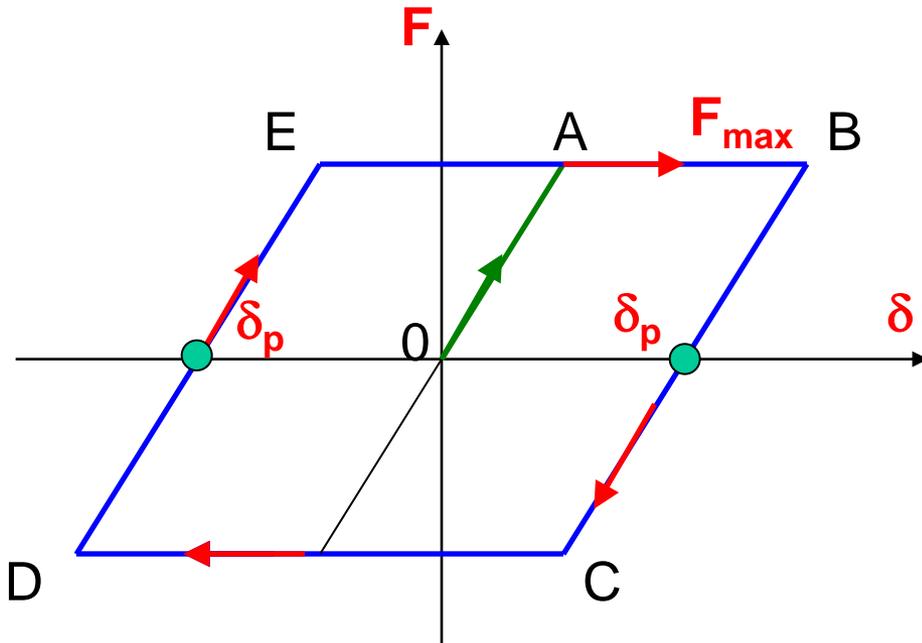
$$T > T_c$$



Equivalenza in spostamento

$$q = \text{fattore di struttura} = F_u / F_y$$

ENERGIA DISSIPATA - CICLO DI ISTERESI

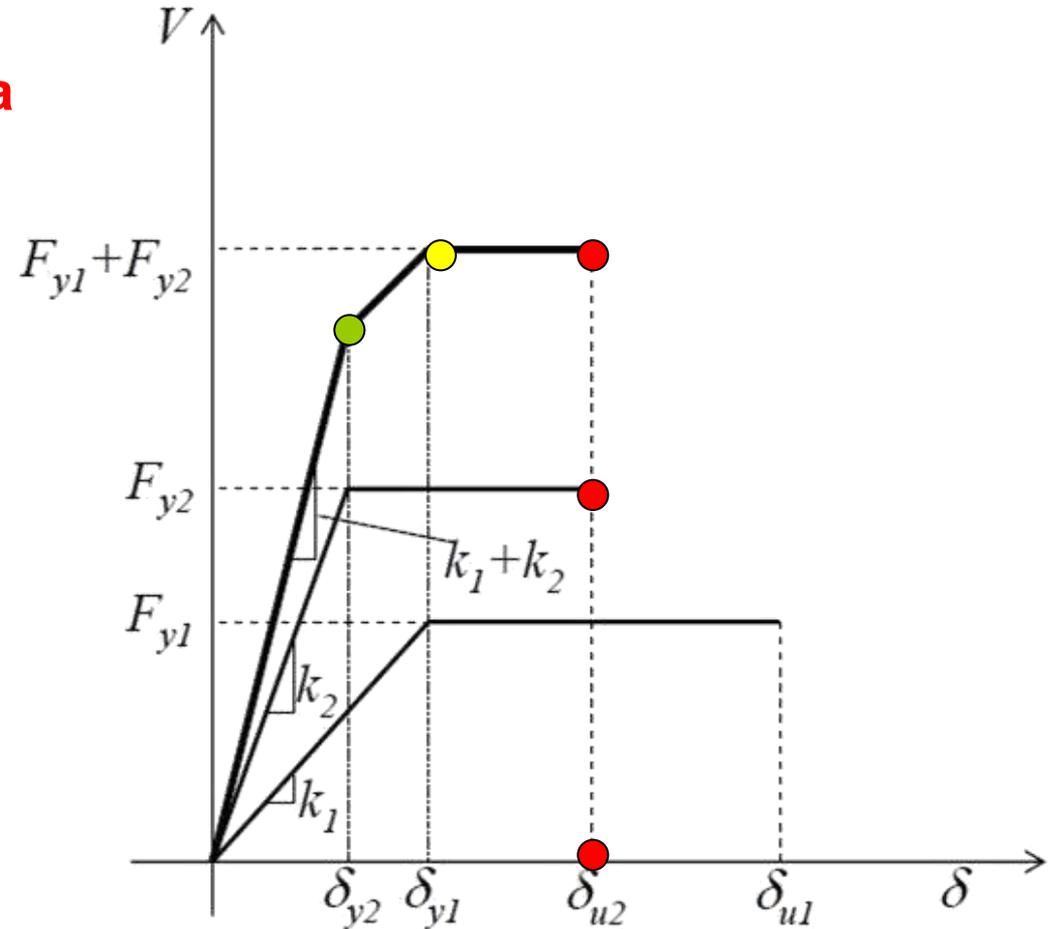
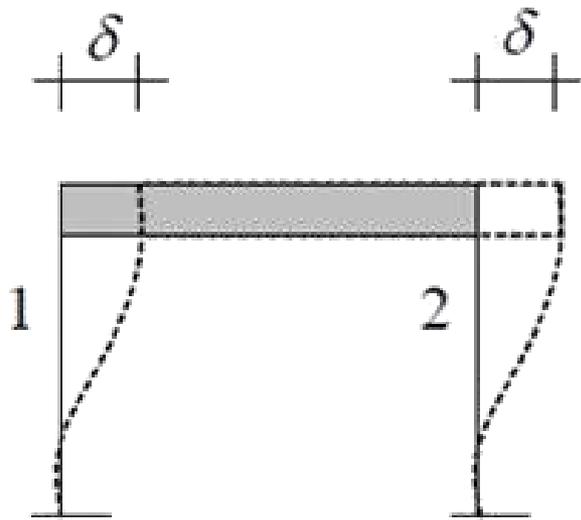


Energia dissipata
Area ABCDEA

$$E_d = 4F_{max} \delta_p$$

Sollecitazione
dinamica
ciclica

Oscillatore semplice a rigidezza composta



Quando la struttura somma in serie la rigidezza e la resistenza di diversi componenti strutturali lo stato limite ultimo viene raggiunto attraverso una **progressiva plasticizzazione**. La condizione limite è governata da quel Componente che presenta il minor spostamento ultimo a rottura.

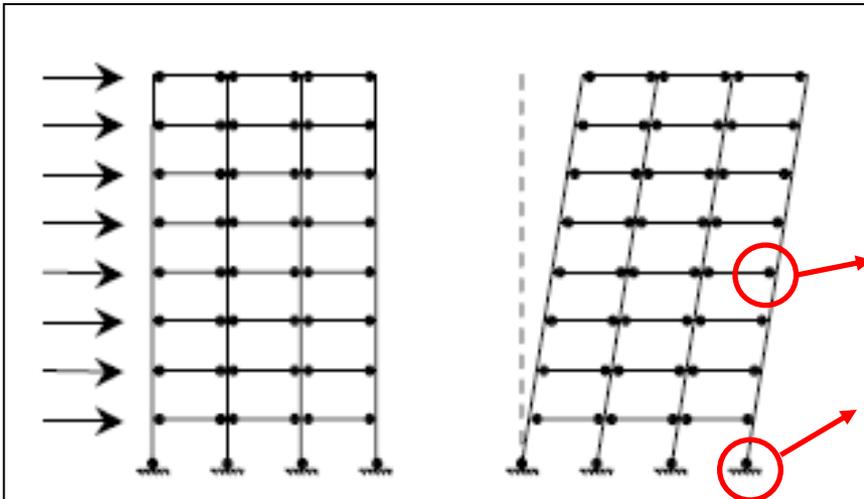
DUTTILITA' STRUTTURALE

Con questa strategia si individuano zone denominate **cerniere plastiche** che sono **deputate** a **dissipare** la energia cinetica in ingresso tramite la **plasticizzazione** dei materiali e che si formano nelle *sezioni più sollecitate*. In tal modo si riduce la quota di energia cinetica residua che deve essere assorbita in campo elastico dalla struttura e dalla quale dipende l'entità sollecitazioni.

Tanto maggiore è l'energia da assorbire in campo elastico tanto maggiore è la forza da mobilitare (analogia della molla). Si limita quindi la forza elastica max da assorbire dissipando energia in campo plastico attraverso elevate capacità di spostamento a forza costante.

Duttilità Strutturale

Gerarchia Resistenze



Cerniere plastiche
Zone dissipative

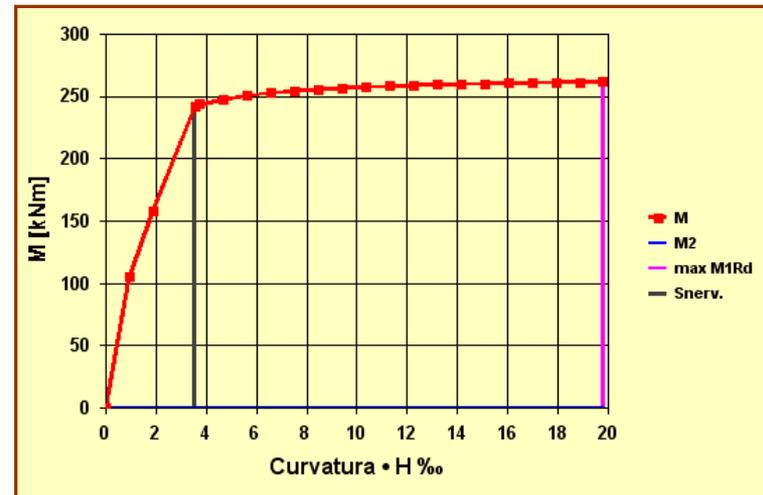


Diagramma momento-curvatura delle
sezioni sedi di cerniere plastiche

Duttilità Strutturale

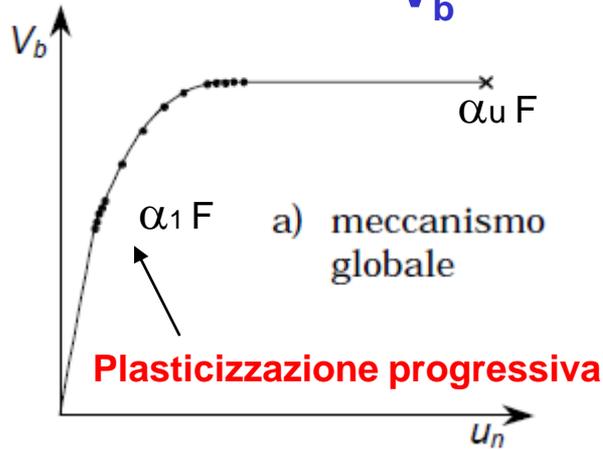
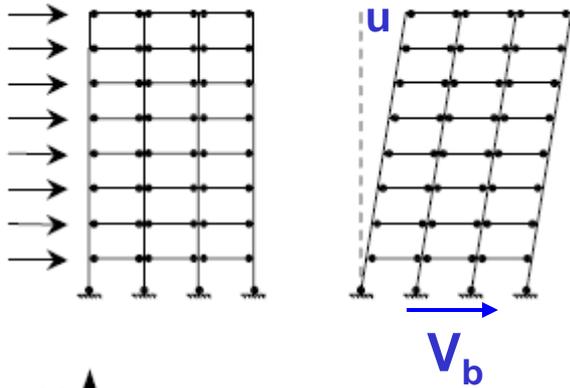
Gerarchia Resistenze

Il meccanismo di rottura viene **progettato** secondo il **Criterio della Gerarchia delle Resistenze** che impone:

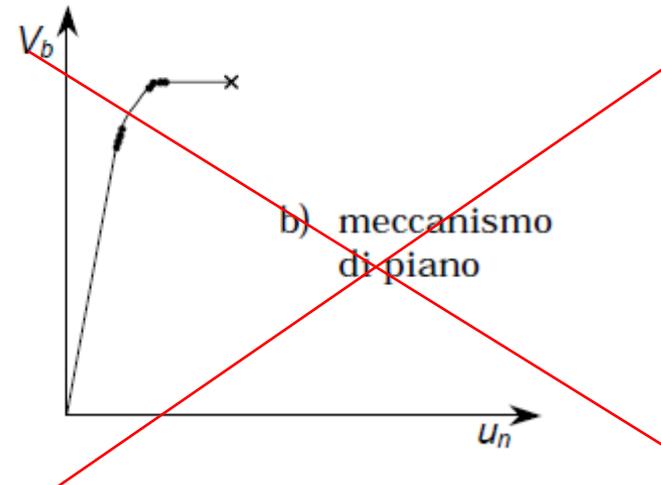
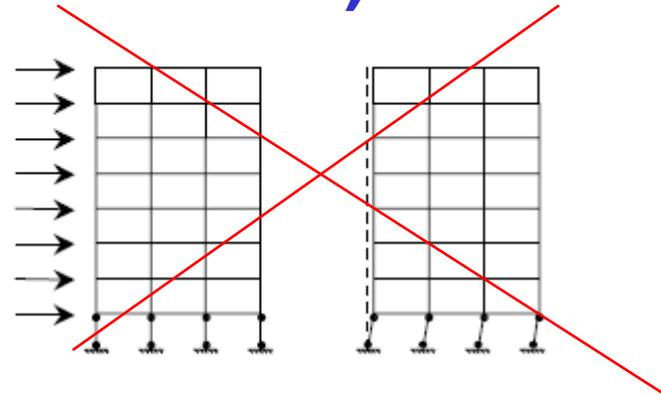
- **Meccanismi di rottura di tipo globale e non locale**
- **Sovradimensionamento delle zone non dissipative**

In tal modo si vuole evitare che **rotture anticipate fuori dalle zone critiche** o **rotture anticipate di tipo fragile per taglio** impediscano il **pieno sfruttamento di tutta la duttilità disponibile.**

Duttilità Strutturale (Gerarchia Resistenze)



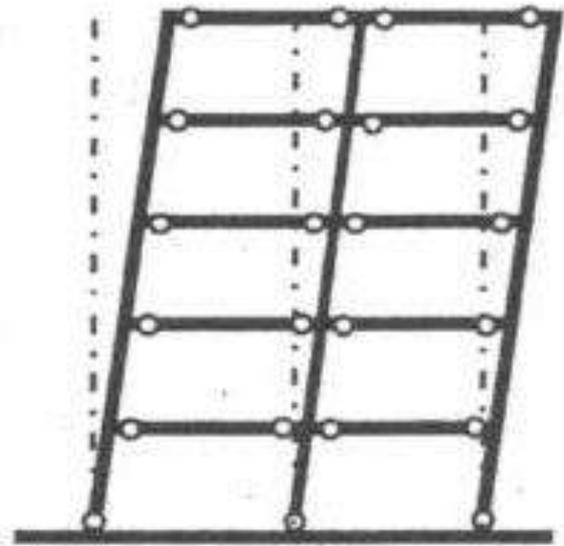
Meccanismo Globale
Gerarchia Resistenze
(**cerniere plastiche nelle travi**)



Meccanismo di piano
(cerniere plastiche nei pilastri)

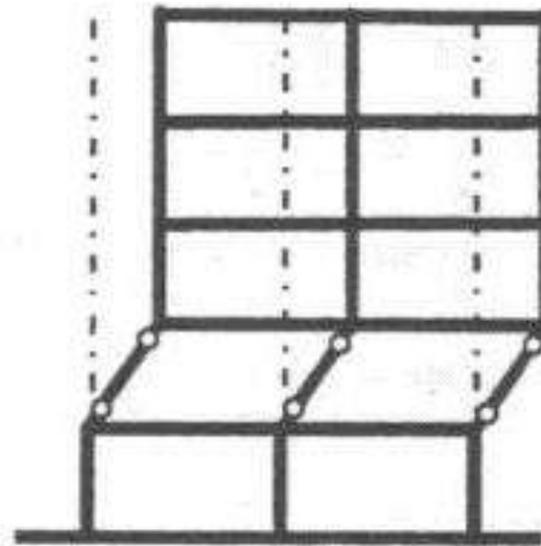
Duttilità Strutturale (Gerarchia Resistenze)

La resistenza flessionale dei pilastri deve essere superiore alla resistenza flessionale delle travi (**Mecc. Globale**)



Cerniere nelle travi
Meccanismo Globale

$$\Sigma M_{Rdc} > \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rb}$$



Cerniere nei Pilastri
Piano debole

$$\Sigma M_{Rdc} < \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rb}$$

Meccanismo di collasso per cinematismo





**Amatrice
Sisma 24/08/2016**

**Collasso con sviluppo
di piano soffice**



**Amatrice
Sisma 24/08/2016**

**Particolare dei pilastri collassati
in corrispondenza del piano soffice**

CONFINAMENTO DELLE ZONE CRITICHE

Affinchè le **zone critiche**, ossia le **cerniere plastiche**, possano **dissipare energia** attraverso **deformazioni plastiche** é necessario che il calcestruzzo non venga espulso e rimanga **confinato** da idonea **staffatura**

Ciò consente di aumentare la escursione nel campo delle grandi deformazioni mantenendo costante la forza resistente.

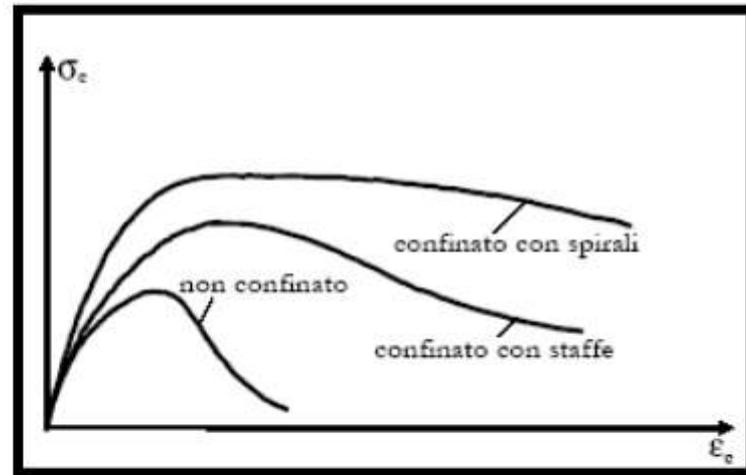
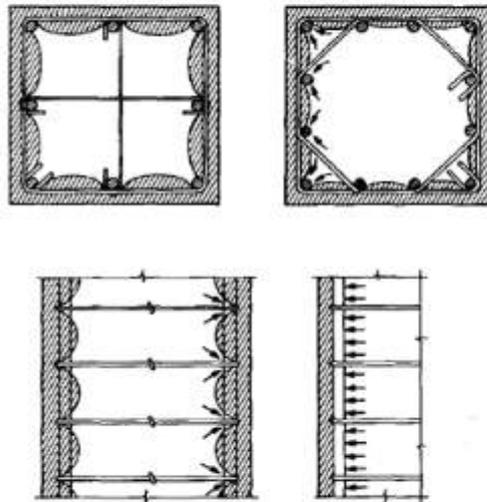
Requisiti cerniere plastiche



Cerniera plastica non confinata

CONFINAMENTO DELLE ZONE CRITICHE

Duttilità conferita al calcestruzzo

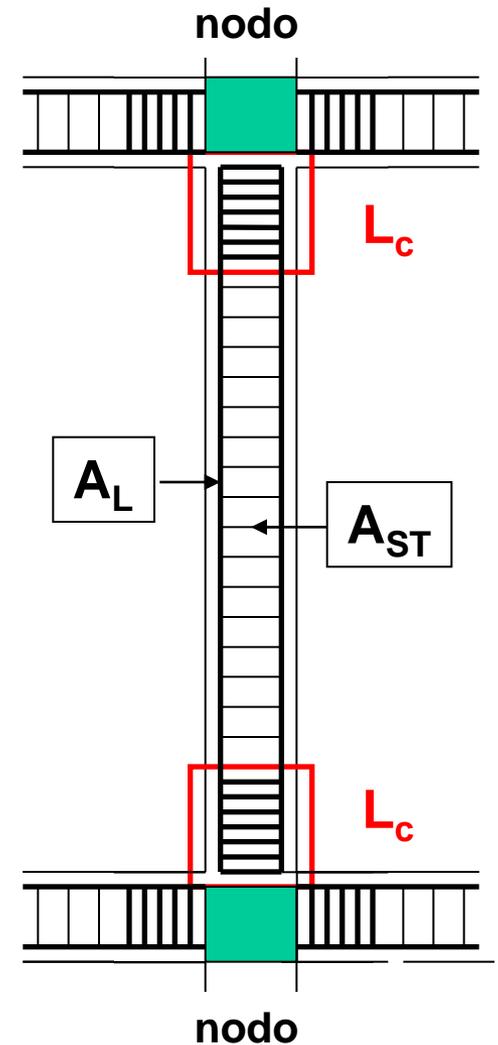


Efficacia delle staffe e delle barre longitudinali ai fini del confinamento e comportamento schematico del calcestruzzo, confinato e non

CONFINAMENTO DELLE ZONE CRITICHE - PILASTRI

La lunghezza L_c della zona confinata (zona critica – cerniera plastica) va assunta maggiore della più grande delle quantità seguenti:

- Altezza della sezione
- 1/6 della luce libera del pilastro
- 45 cm

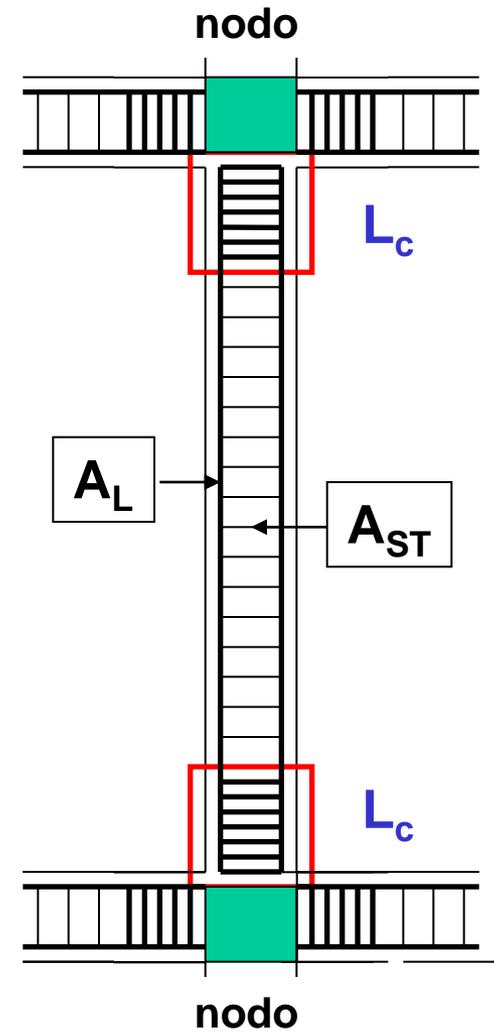


CONFINAMENTO DELLE ZONE CRITICHE - PILASTRI

Interasse delle staffe nella zona confinata deve essere non superiore alla minore delle seguenti quantità

- 1/3 (CDA) o 1/2 (CDB) del lato minore
- 125 mm (CDA) e 175 mm (CDB)
- 6 volte (CDA) e 8 volte (CDB) il diametro delle barre longitudinali (A_L)

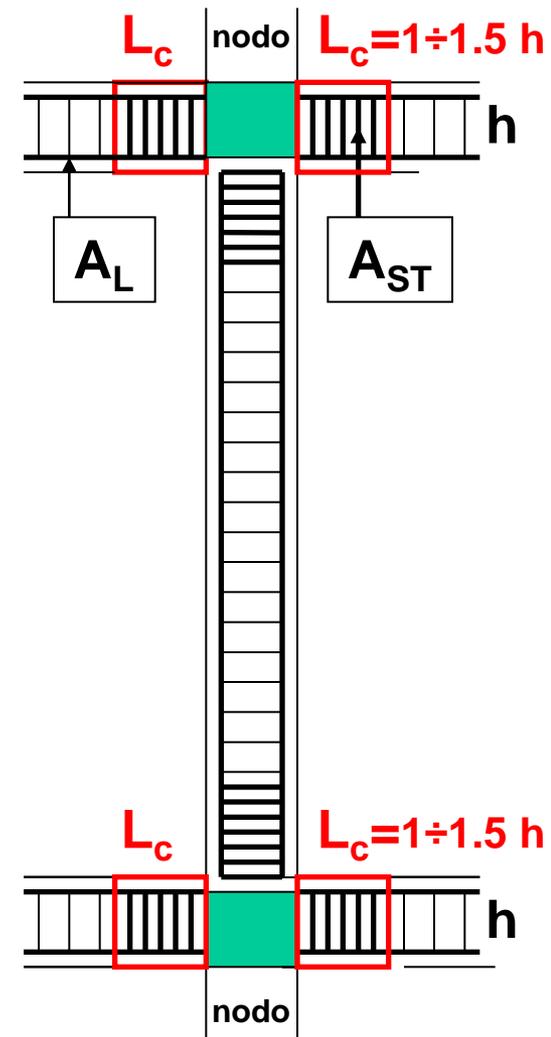
Percentuale armatura longitudinale: $1\% < \rho < 4\%$



CONFINAMENTO DELLE ZONE CRITICHE - TRAVI

La **lunghezza L_c della zona confinata** (zona critica – cerniera plastica) va assunta pari a **$1.5 h$ (CDA) o $1.0 h$ (CDB)** essendo h l'altezza della sezione. **L'interasse delle staffe** nella zona confinata va assunto non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- **$1/4$ dell'altezza utile della sezione**
- **175 mm (CDA) e 225 mm (CDB);**
- **6 volte (CDA) e 8 volte (CDB) il diametro delle barre longitudinali (A_L)**
- **24 volte il diametro minimo delle barre trasversali (A_{ST})**





Amatrice

**Particolare
Crisi del nodo
Trave-pilastro**



Amatrice

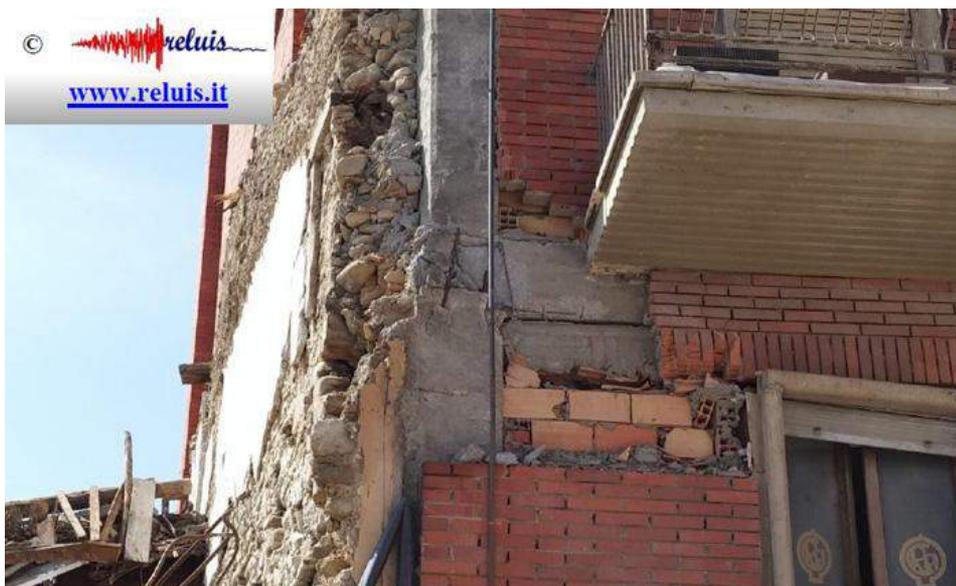
**Particolare delle scale
Crisi del nodo pilastro-trave
a ginocchio**

Fonte: Reluis



Pescara del Tronto

**Dettaglio del
danneggiamento
del nodo trave-pilastro
in assenza di staffe,
con espulsione
del copriferro**



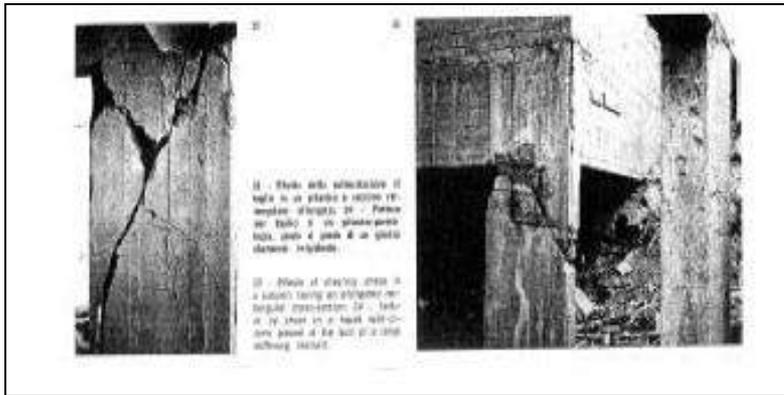
Amatrice

**Dettaglio del danneggiamento
del nodo trave-pilastro**

Fonte: Reluis



Instabilità delle armature e disgregazione del nucleo di calcestruzzo

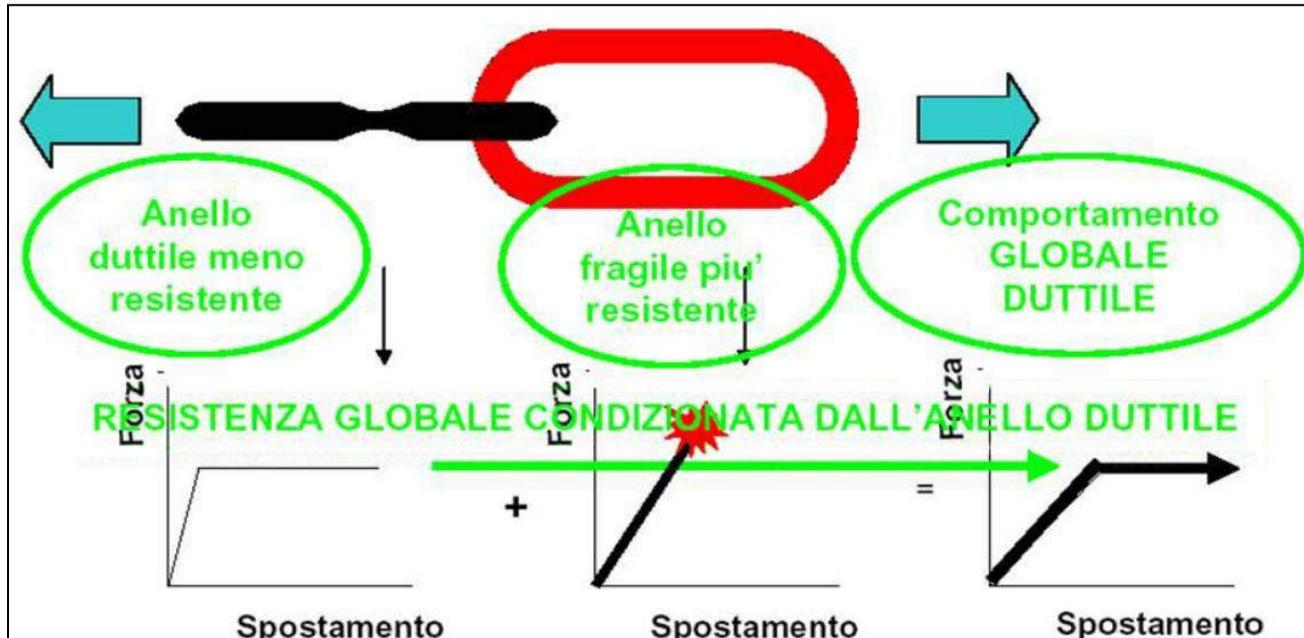


Gerarchia delle Resistenze si applica per prevenire

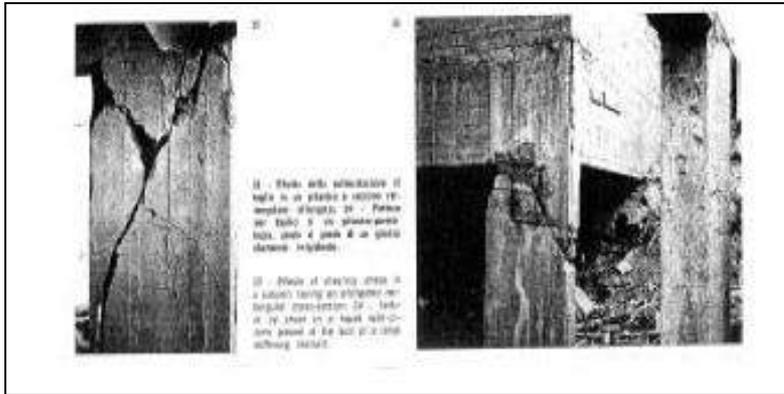
**Rotture fragili
per taglio**

Affinché i meccanismi duttili possano svilupparsi è necessario che **gli elementi fragili siano più resistenti** e che quindi si rompano per carichi superiori a quelli che producono la plasticizzazione.

GERARCHIA



CORRETTA

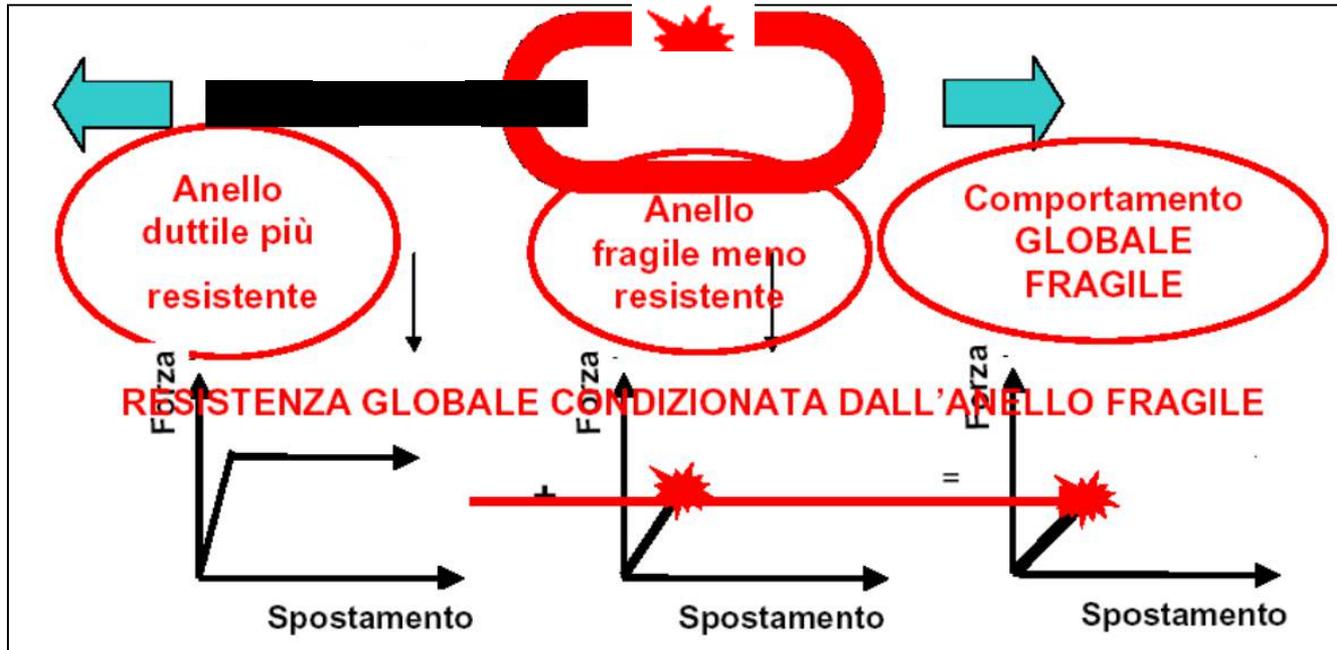


Gerarchia delle Resistenze si applica per prevenire

**Rotture fragili
per taglio**

Affinché i meccanismi duttili possano svilupparsi è necessario che **gli elementi fragili siano più resistenti** e che quindi si rompano per carichi superiori a quelli che producono la plasticizzazione.

GERARCHIA



ERRATA

Modalità di collasso per taglio



**Rottura fragile
per sforzo di taglio**



**Rottura per taglio
pareti accoppiate**

Pertanto la norma istituisce una **Gerarchie delle Resistenze** in virtù della quale la struttura va sovradimensionata nei confronti di quelle sollecitazioni quali lo sforzo di taglio che possono innescare rotture fragili in modo tale che sia possibile sviluppare completamente nei nodi il momento resistente delle sezioni. Nel caso di strutture a telaio, ad esempio, questo criterio si traduce nella gerarchia di resistenze di elementi o di meccanismi [3] di seguito riportata in ordine crescente di resistenza richiesta:

- resistenza a flessione delle travi
- resistenza a flessione dei pilastri
- resistenza a taglio delle travi
- resistenza a taglio dei pilastri
- resistenza dei nodi trave-pilastro

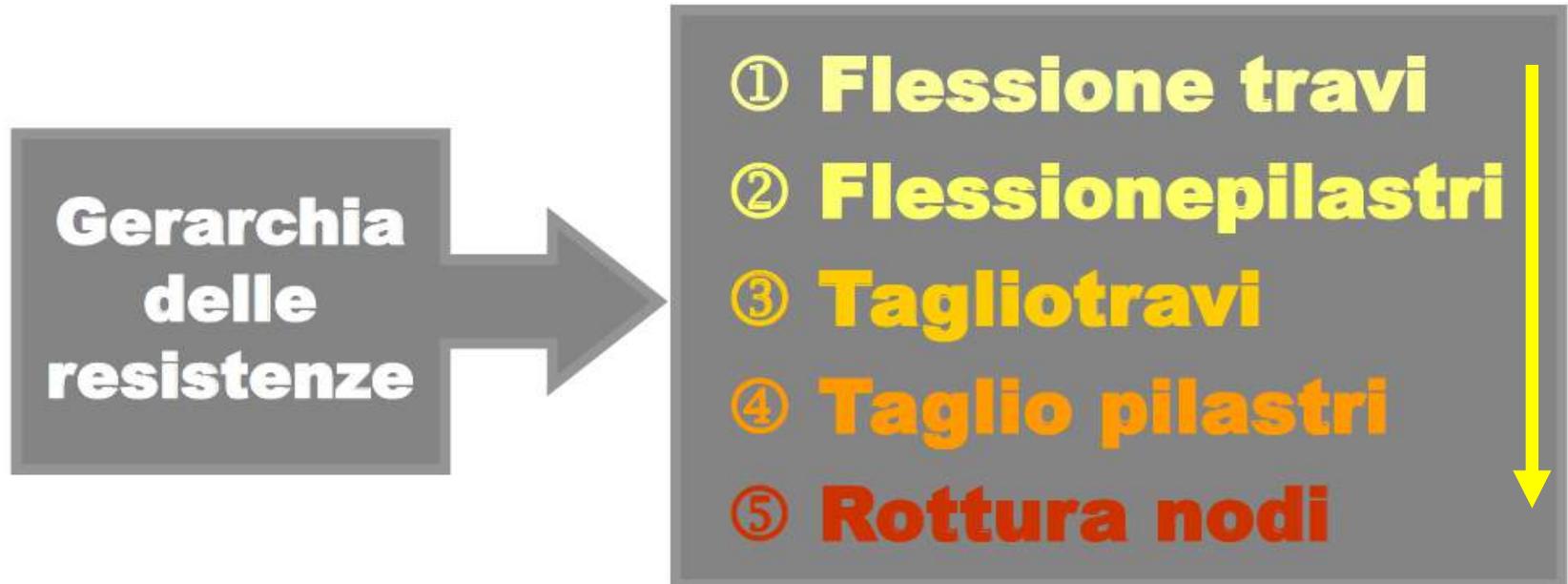


**Resistenza
crescente**

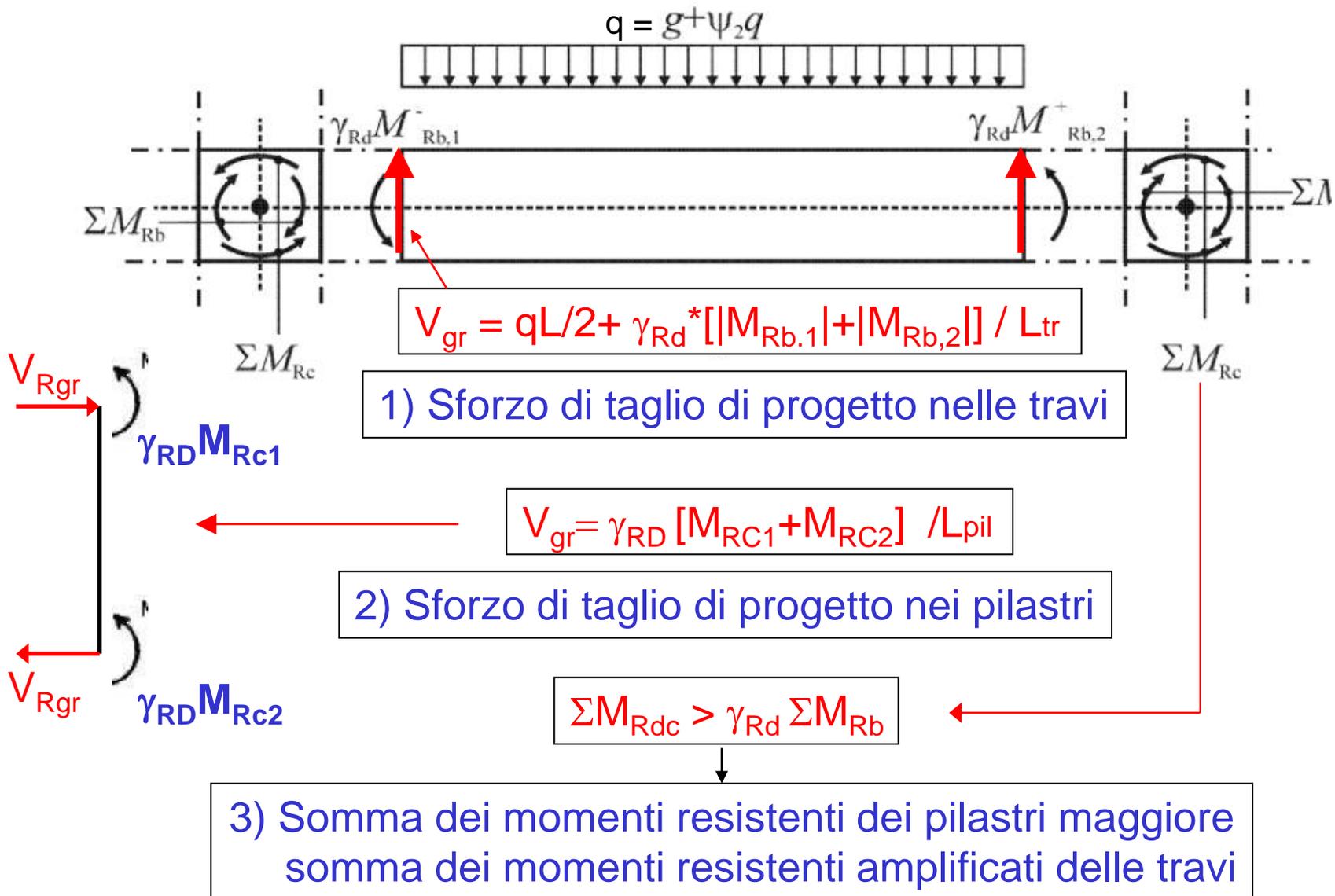
L'obiettivo è quindi che siano privilegiati i meccanismi di rottura dissipativi e prevenuti prematuri collassi per formazioni di **meccanismi locali o di piano**, e che il **meccanismo di rottura si inneschi con formazione di cerniere plastiche nelle travi e non nei pilastri**.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

CAPACITY DESIGN



GERARCHIA DELLE RESISTENZE NELLE TRAVI E PILASTRI



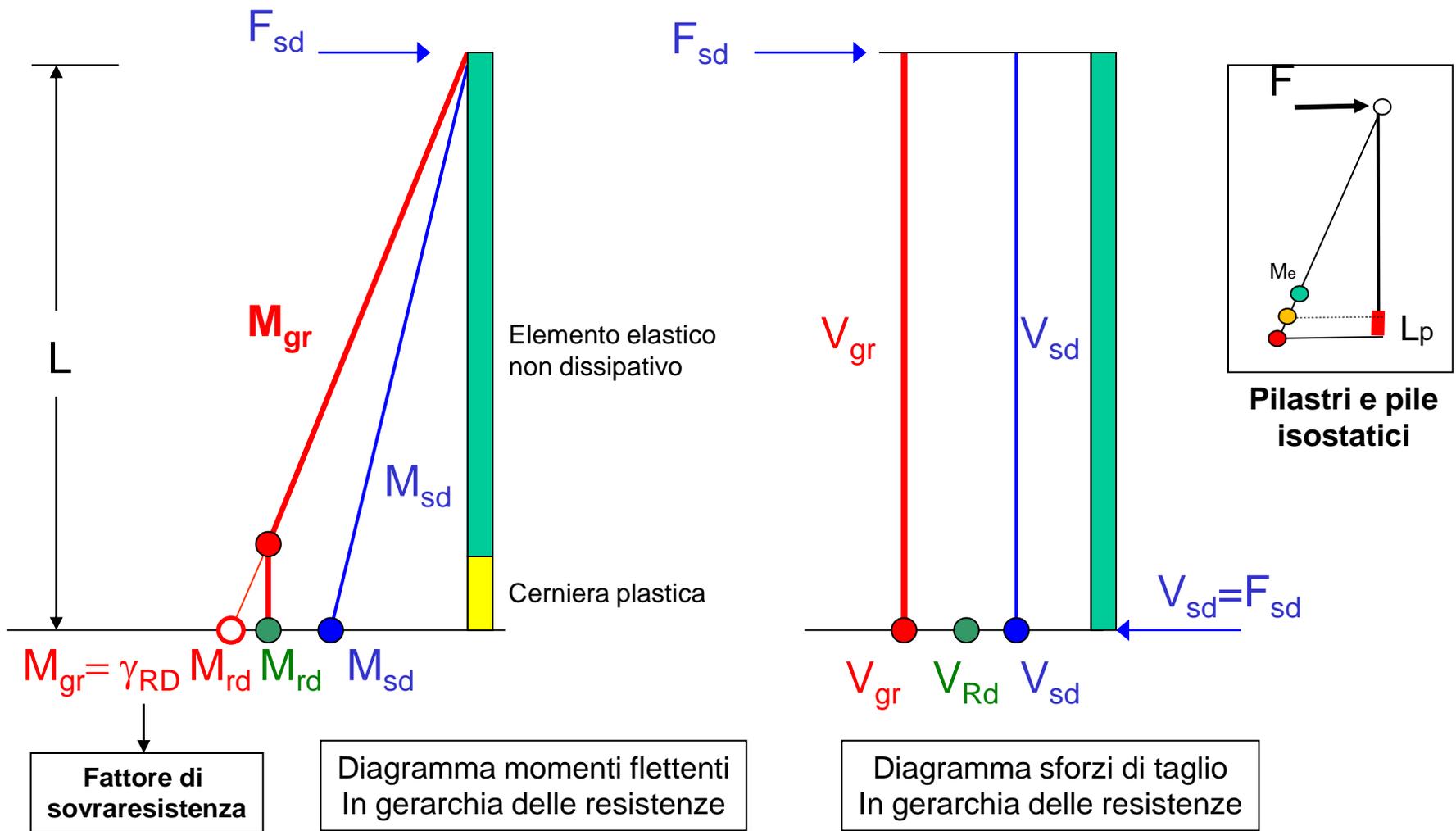
CRITERI DI VERIFICA SISMICA

La progettazione sismica coinvolge quindi più fasi di verifiche strutturali:

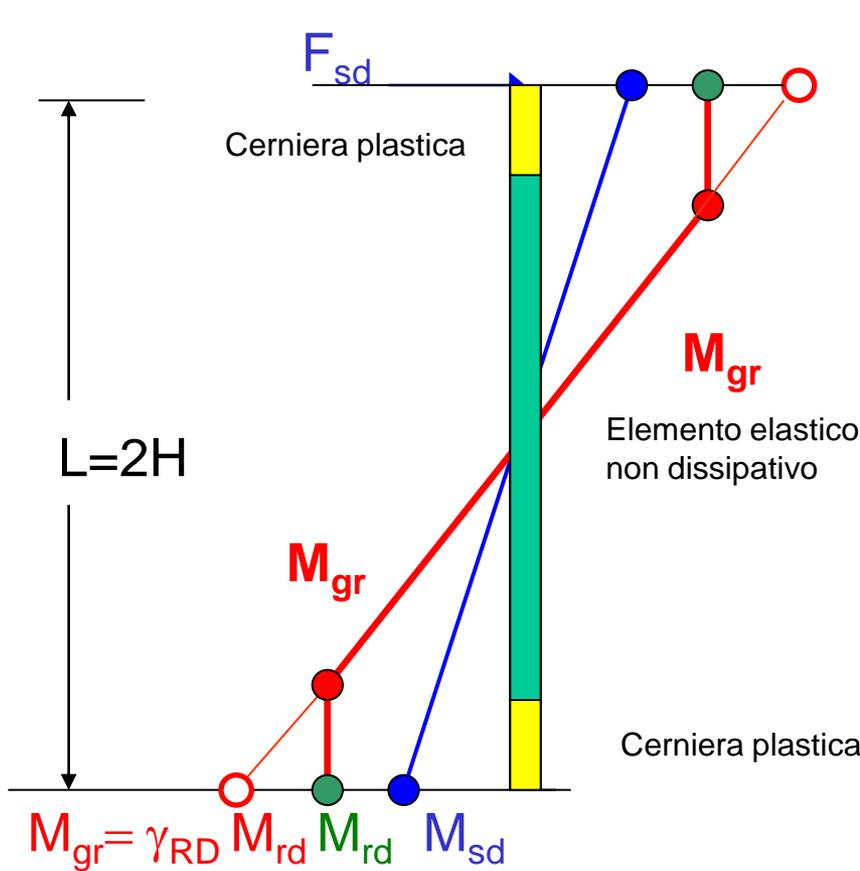
1° Fase : Si dimensionano le strutture in modo tale che le resistenze $[M_{RD}]$ sia superiori alle sollecitazioni di progetto $[M_{SD}]$:

$$M_{RD} > M_{SD}$$

2° Fase : Si controlla che le resistenze degli elementi rispetti la gerarchia che garantisce lo svilupparsi di **meccanismi duttili globali** dimensionando con **sovraresistenza** gli elementi fragili e gli elementi non dissipativi



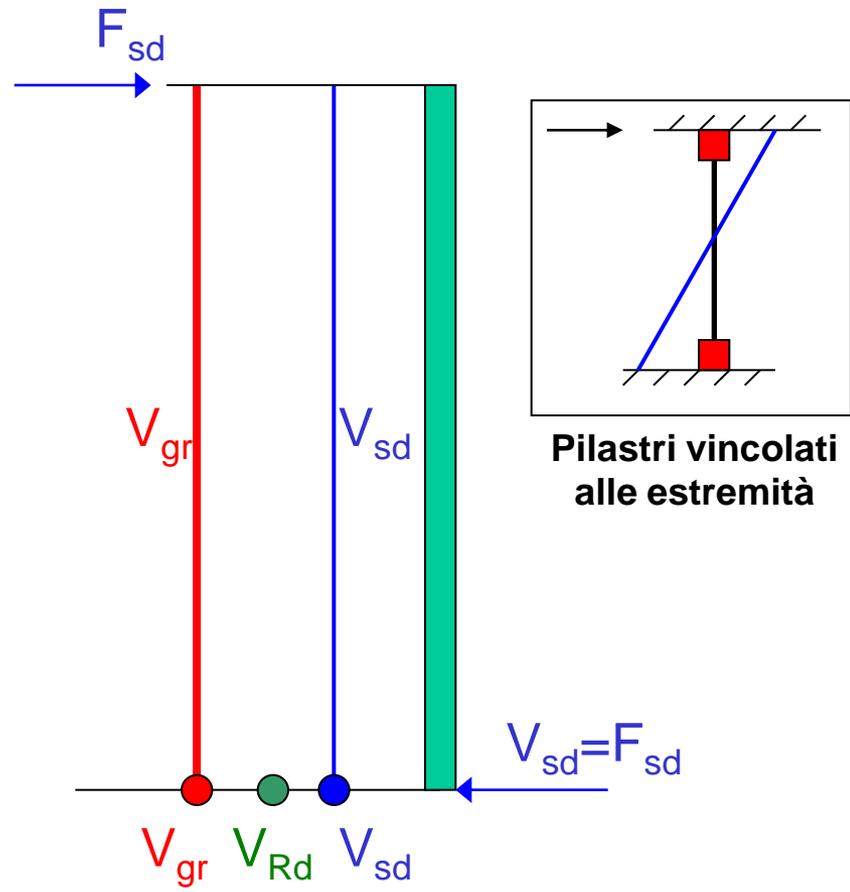
Gli elementi al di fuori delle zone dissipative (**cerniere plastiche**) vanno dimensionanti utilizzando i momenti [M_{gr}] ed i tagli [$V_{gr} = \gamma_{rd} M_{Rd} / L$] valutati secondo i criteri della gerarchia delle resistenze.



$M_{gr} = \gamma_{RD} M_{rd}$ M_{rd} M_{rd} M_{sd}

Fattore di sovrarresistenza

Diagramma momenti flettenti
In gerarchia delle resistenze



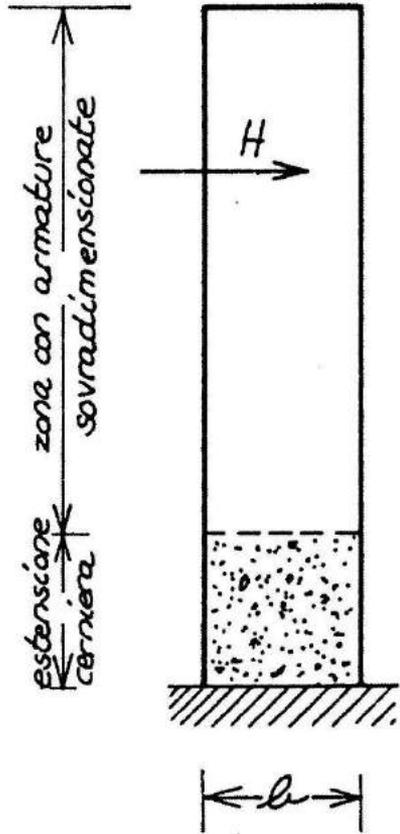
V_{gr} V_{Rd} V_{sd}

Diagramma sforzi di taglio
In gerarchia delle resistenze

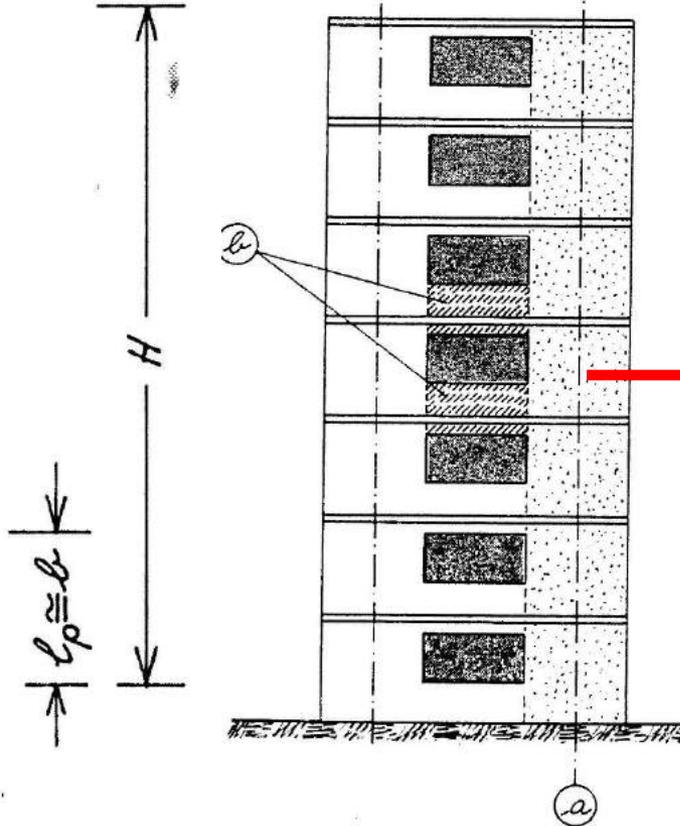
Pilastri vincolati alle estremità

Gli elementi al di fuori delle zone critiche dissipative (**cerniere plastiche**) vanno dimensionanti utilizzando momenti flettenti [M_{gr}] e sforzi di taglio [V_{gr}] valutati secondo i criteri della gerarchia delle resistenze.

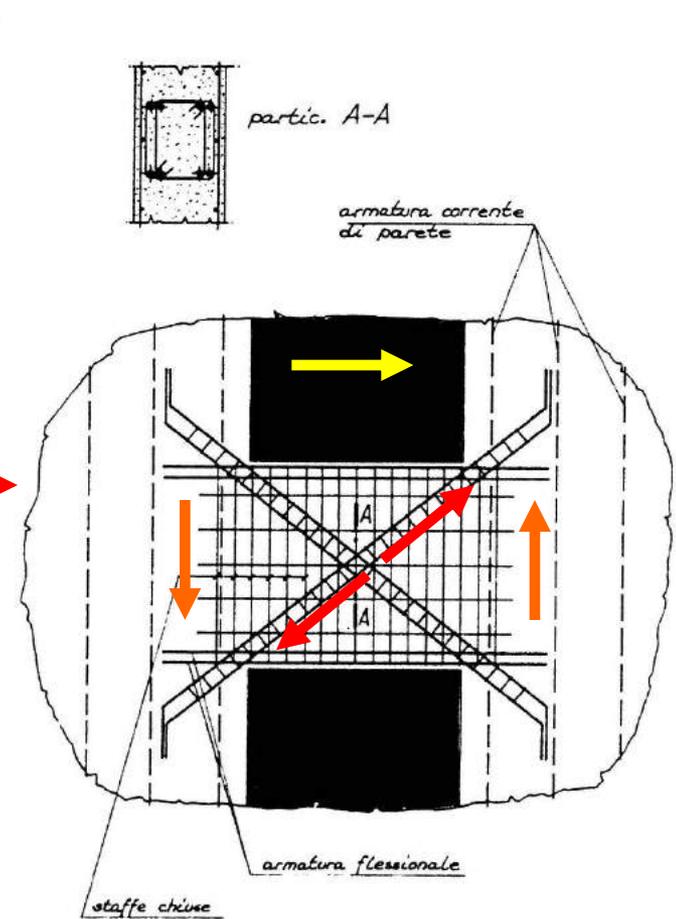
SETTI E PARETI FORATE



Parete a mensola



Mensola di Rosman-Beck



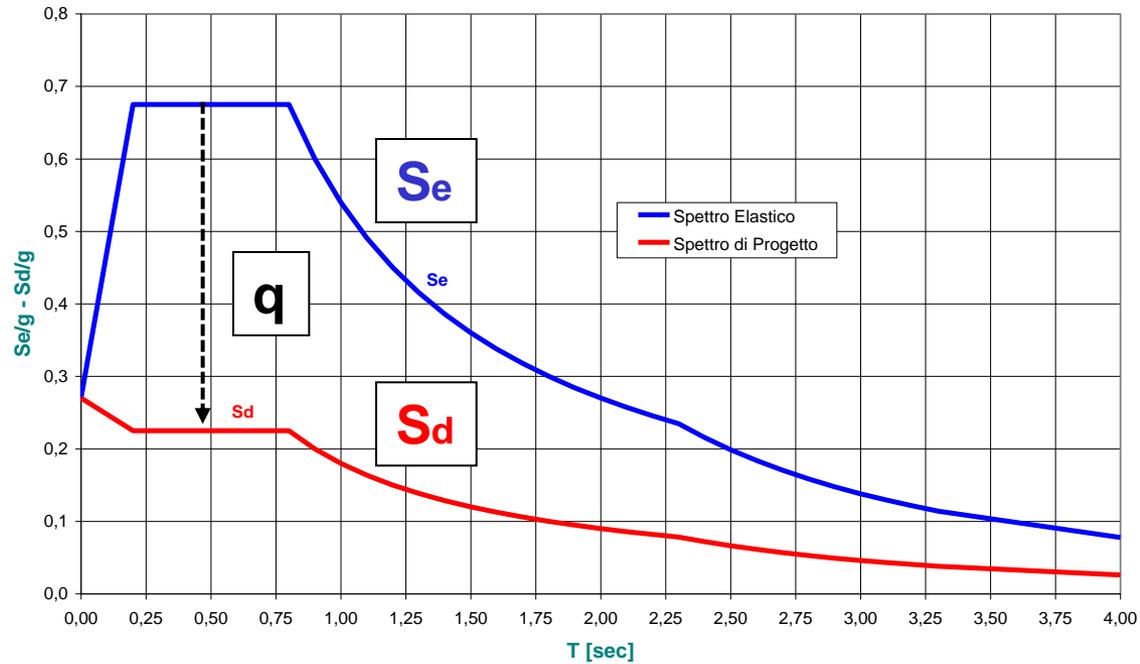
Armature diagonali duttilità dei trasversi

**Dissipazione di energia
per deformazione plastica**

Spettro di progetto

SPETTRO DI PROGETTO

SPETTRO ELASTICO E SPETTRO DI PROGETTO



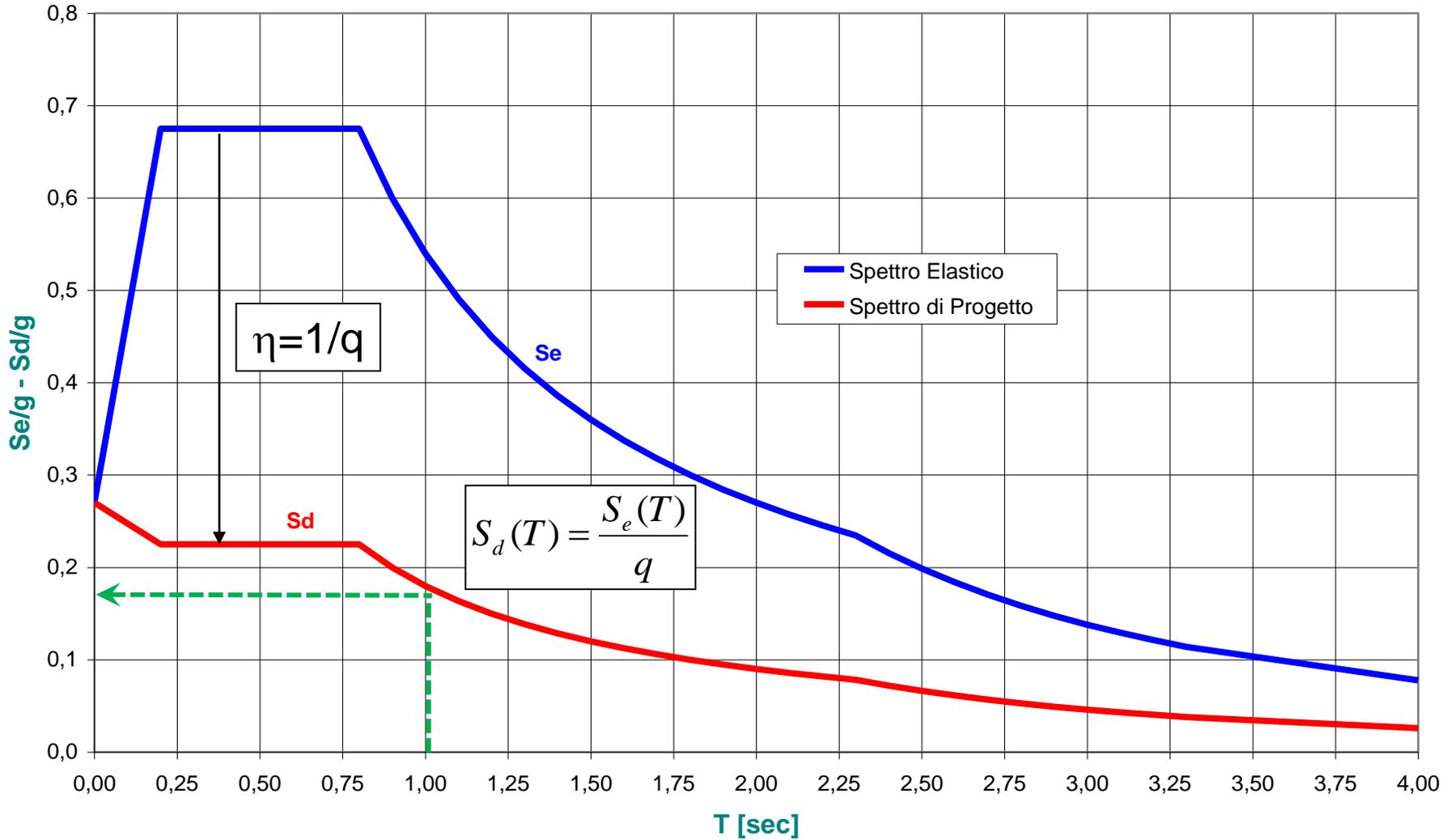
$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$$

S_d = Spettro di Progetto

S_e = Spettro Elastico

q = Fattore di Struttura

SPETTRO ELASTICO E SPETTRO DI PROGETTO



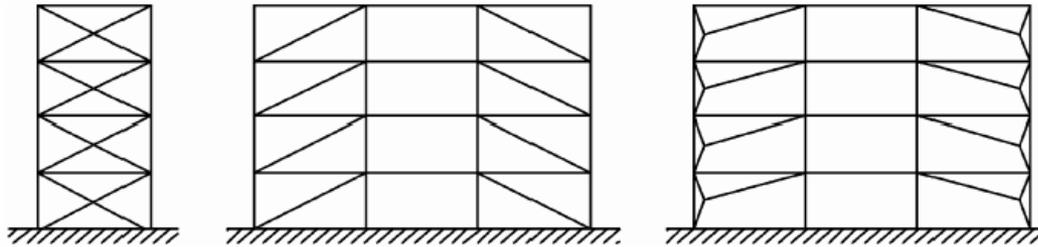
Spettro Elastico e Spettro di Progetto

Fattore di struttura

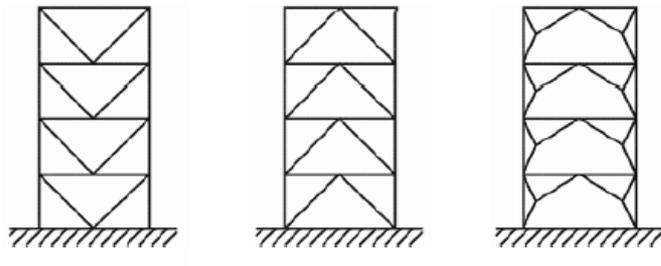
Il fattore di struttura è funzione della **duttilità del materiale** utilizzato per la costruzione e quindi assume valori via via crescenti passando dalla muratura, al legno, al cemento armato, all'acciaio. Dipende inoltre dallo **schema statico** della struttura

TIPOLOGIA STRUTTURA	FATTORE DI STRUTTURA
ACCIAIO	4 - 5
CEMENTO ARMATO	3 - 4
LEGNO	2 - 3
MURATURA	1.5 - 2

I **valori di progetto** del **fattore di struttura** sono **fissati** dalle «**Norme Tecniche per le Costruzioni**» **NTC 2008**



b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



b2) Strutture con controventi concentrici a V

FATTORE DI STRUTTURA

STRUTTURE IN ACCIAIO

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Strutture in cemento armato

$$q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

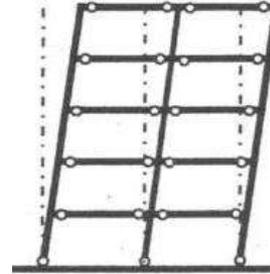


Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata
- strutture a telaio con più piani e più campate

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

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$

Le strutture iperstatiche, a più piani e più campate, presentano un numero maggiore di cerniere plastiche e sono quindi più dissipative

Strutture prefabbricate in c.a.

Valori di q_0 per strutture prefabbricate

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Struttura a pannelli	3,0	4,0 α_v/α_1
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Muratura

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	2,0 α_v/α_1
Costruzioni in muratura armata	2,5 α_v/α_1
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	3,0 α_v/α_1

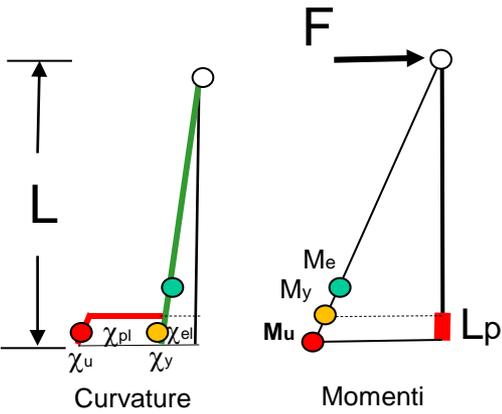
**Fattore di Struttura
disponibile**

**Pile e pilastri isostatici
Telai a trave rigida**

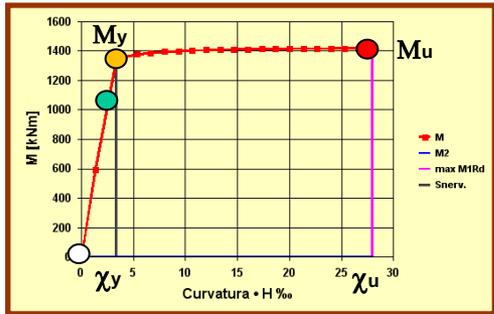
Fattore di struttura disponibile

Analisi non lineare

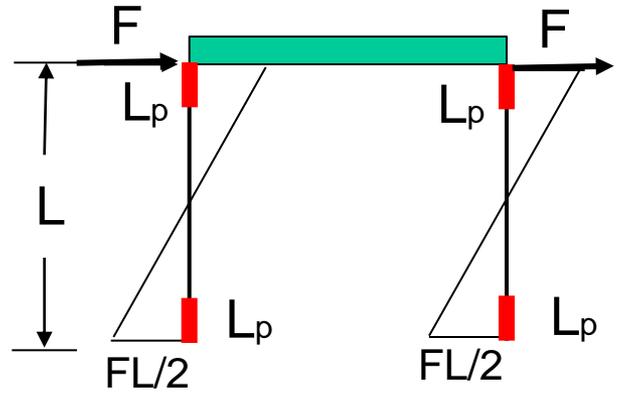
Schema a pilastri isostatici



Momenti curvature cerniera plastica



Schema a travata rigida



$$q = 1 + 3 \cdot (\mu - 1) \cdot \frac{L_p}{L}$$

$$\mu = \frac{\chi_u}{\chi_y}$$

$$q = 1 + 6 \cdot (\mu - 1) \cdot \frac{L_p}{L}$$

Pilastri capannoni – pile ponti

Duttilità in curvatura

Strutture a telaio

$$\mu = 4q - 3$$

$$L_p/L = 0.08$$

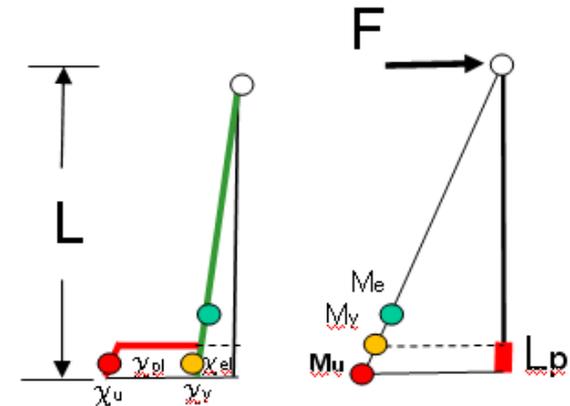
$$\mu = 2q - 1$$

(NTC 2008)

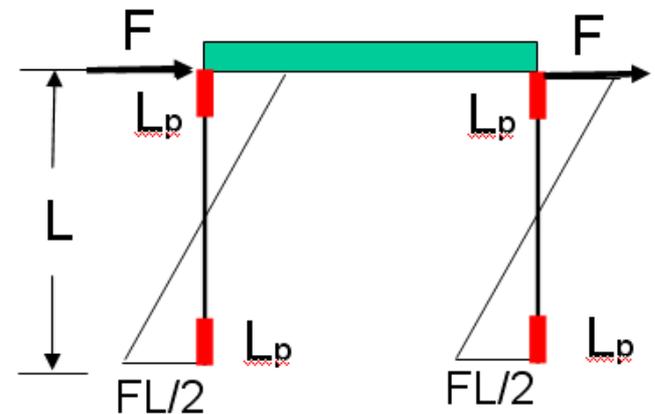
Fattore di struttura vs duttilità

μ	q	
	Pile	Telai
1	1.00	1.00
2	1.24	1.48
3	1.48	1.96
4	1.72	2.44
5	1.96	2.92
6	2.20	3.40
7	2.44	3.88
8	2.68	4.36
9	2.92	4.84
10	3.16	5.32
11	3.40	5.80
12	3.64	6.28
13	3.88	6.76

Schema a pilastri isostatici



Schema a travata rigida



CASE HISTORY

PONTE A TRE CAMPATE



Azioni di Progetto - Spettro Elastico - Terreno Categoria D

$$T = 2\pi\sqrt{M / K}$$

1.00 sec

$$S_e(T)$$

0.606 g

$$F_i = M \cdot S_e(T)$$

6350 KN

$$F_p = \frac{F_i}{2}$$

3175 KN

$$V_p = F_p$$

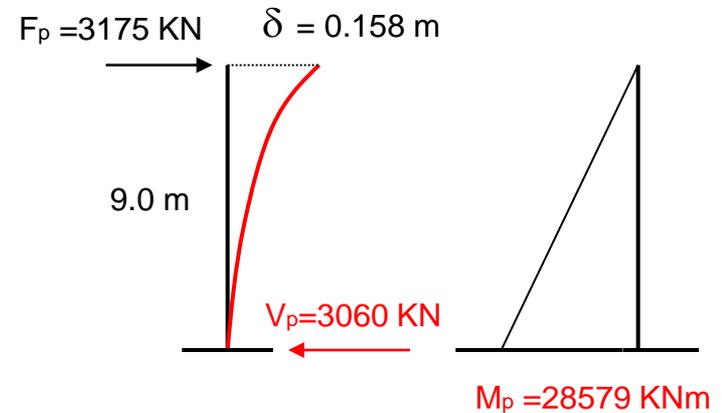
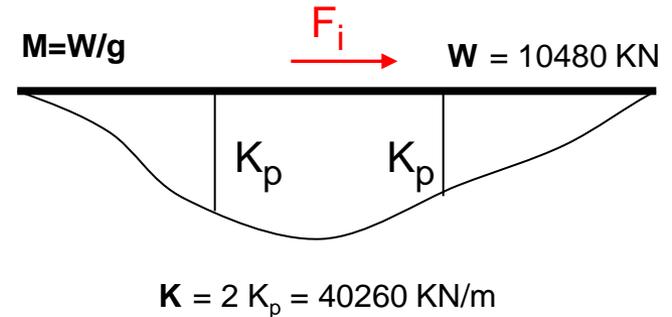
3175 KN

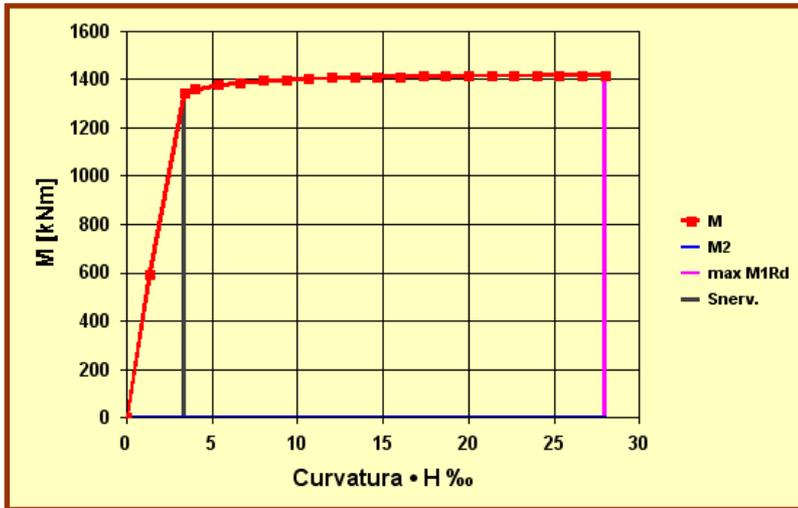
$$M_p = F_p \cdot h_p$$

28579 4KNm

$$\delta_i = \frac{F_i}{K}$$

0.158 m





Curva Momento - Curvatura della sezione di base della pila

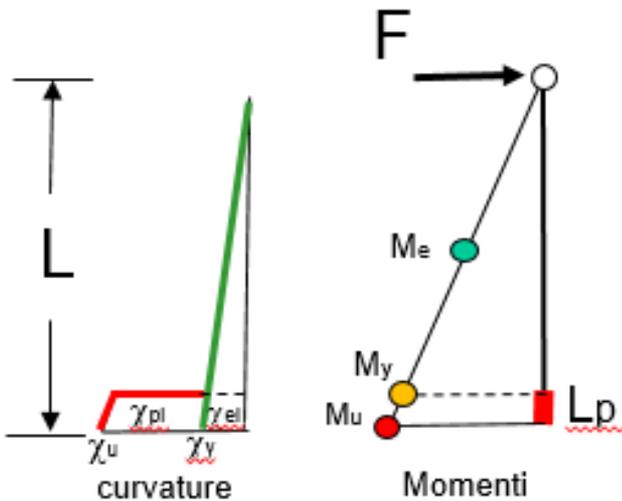
Duttilità di curvatura

$$\mu_{\phi} = \frac{\text{curv. ultima}}{\text{curv. snerv.}} = 8.328$$

NTC #7.4.4 - EC8 #5.2.3.4(3)

$$L_p = 0.70 \text{ m} \quad L = 9.00 \text{ m} \quad L_p / L \cong 0.08$$

Caratteristiche della cerniera plastica alla base della pila



$$q = 1 + 3 \cdot (\mu_{\phi} - 1) \cdot \frac{L_p}{L} \longrightarrow q = 2.70$$

q = fattore di struttura in direzione longitudinale

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **D** info

$S_s =$ 1,548

$C_c =$ 2,253 info

Categoria topografica **T1** info

$h/H =$ 0,000

$S_T =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) 5

$n =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_c 2,7

Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q 1,5

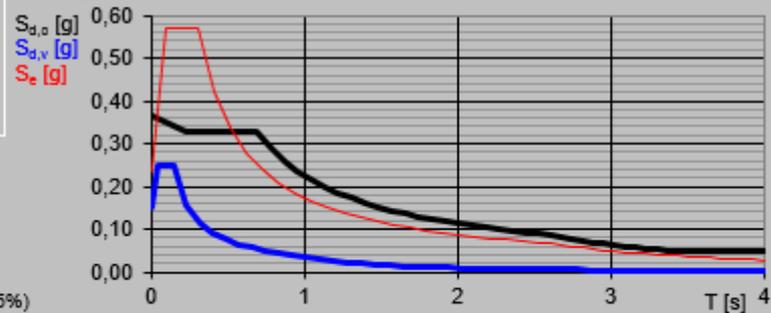
$\eta =$ 0,667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,234 g
F_a	2,422
T_c	0,308 s
S_s	1,548
C_c	2,253
S_T	1,000
q	2,700

Parametri dipendenti

S	1,548
η	0,370
T_B	0,231 s
T_C	0,694 s
T_D	2,538 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

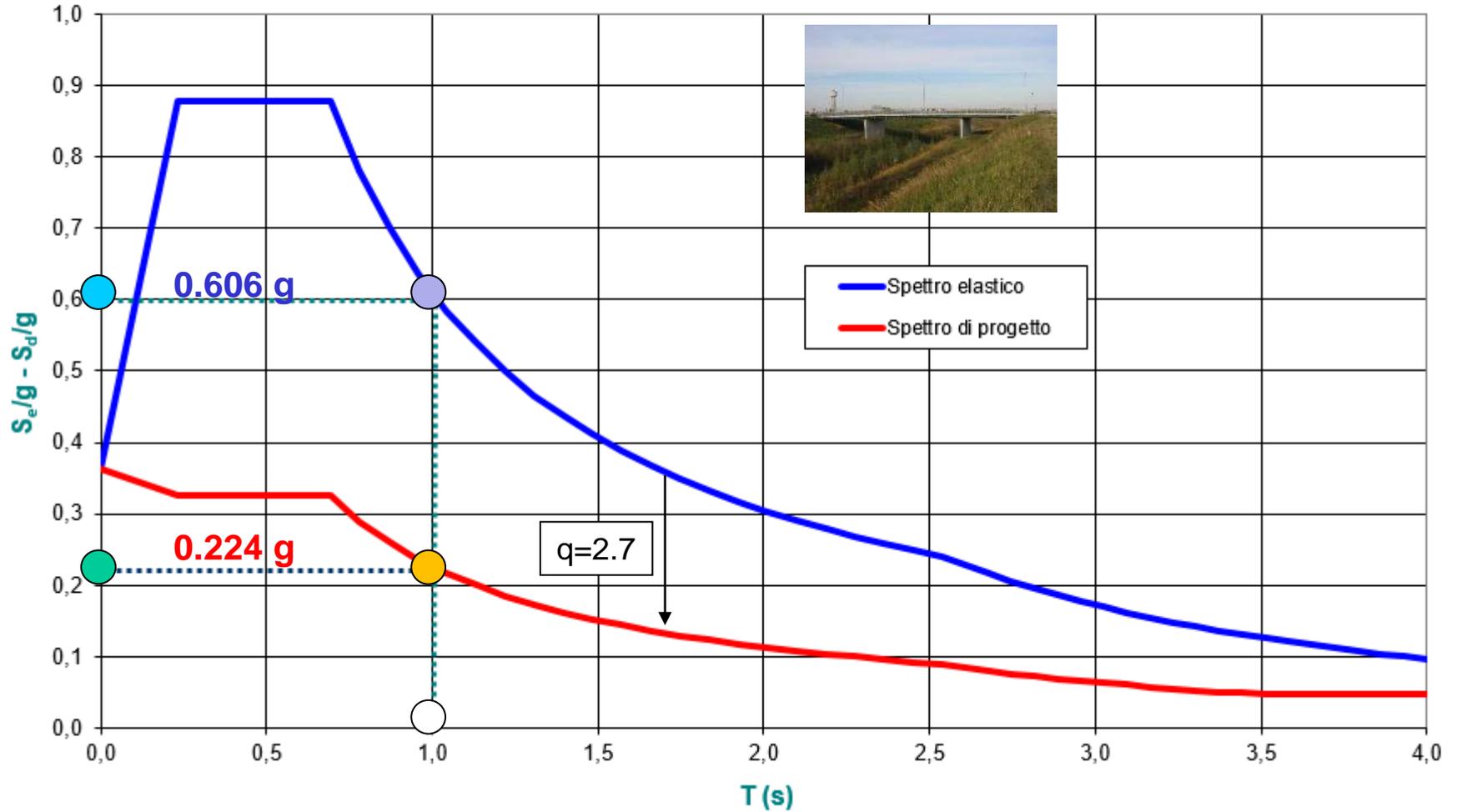
$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,363
$T_B \leftarrow$	0,231	0,326
$T_C \leftarrow$	0,694	0,326
	0,781	0,289
	0,869	0,260
	0,957	0,236
	1,045	0,216
	1,133	0,199
	1,220	0,185
	1,308	0,173
	1,396	0,162
	1,484	0,152
	1,572	0,144
	1,659	0,136
	1,747	0,129
	1,835	0,123
	1,923	0,117
	2,011	0,112
	2,098	0,108
	2,186	0,103
	2,274	0,099
	2,362	0,096
	2,450	0,092
$T_D \leftarrow$	2,538	0,089
	2,607	0,084
	2,677	0,080
	2,746	0,076
	2,816	0,072
	2,886	0,069

SPETTRO ELASTICO E SPETTRO DI PROGETTO



Azioni sismiche - Spettro di Progetto - Terreno Categoria D

$$T = 2\pi\sqrt{M / K}$$

1.00 sec

$$S_d(T)$$

0.224 g

$$F_s = M \cdot S_e(T)$$

2348 KN

$$F_p = \frac{F_s}{2}$$

1174 KN

$$V_p = F_p$$

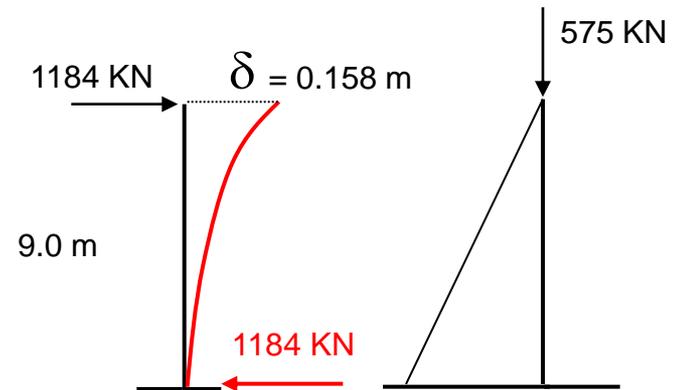
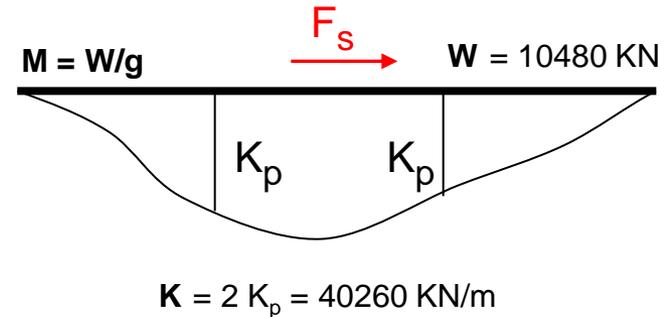
1174 KN

$$M_p = F_p \cdot h_p$$

10664 KNm

$$\delta_i = q \frac{F_s}{K}$$

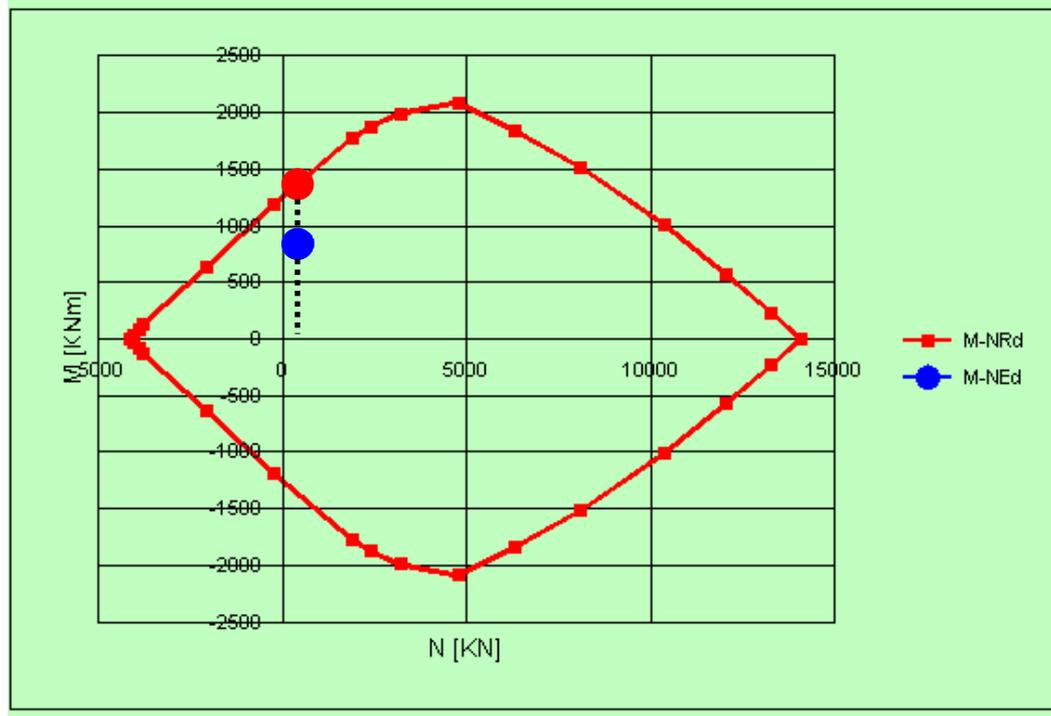
0.156 m



$$M_{Sd} = 10658 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 14868 \text{ KNm}$$

Dominio di Resistenza della Sezione di Base

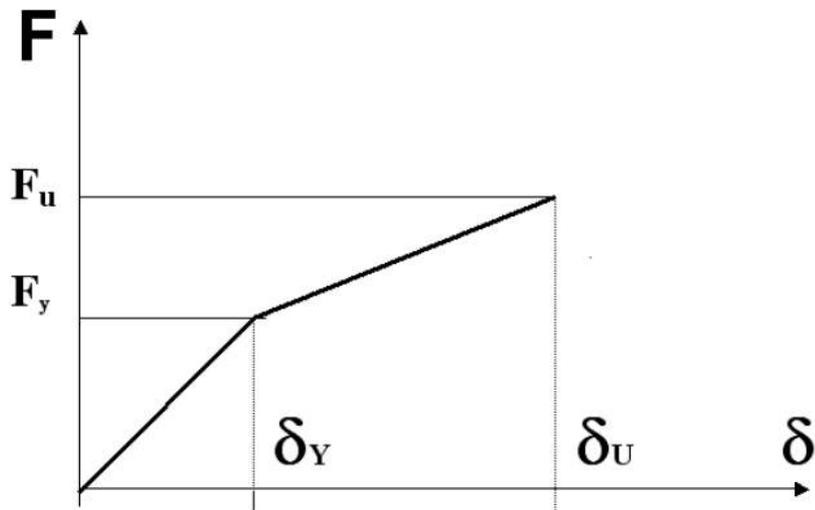


Analisi Statica Non Lineare

**Confronto tra
Capacità e Domanda Sismica**

Curva di Capacità Singola Pila

Diagramma Forza - Spostamento

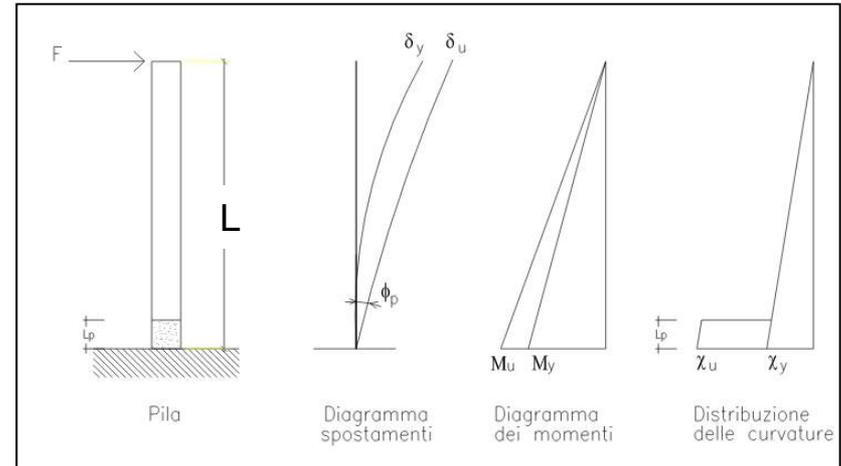


F_u = sforzo di taglio ultimo

δ_u = spostamento ultimo

F_y = sforzo di taglio al limite elastico

δ_y = spostamento al limite elastico



$$F_y = \frac{M_y}{L} = \frac{14468}{9.00} = 1607 \text{ KN}$$

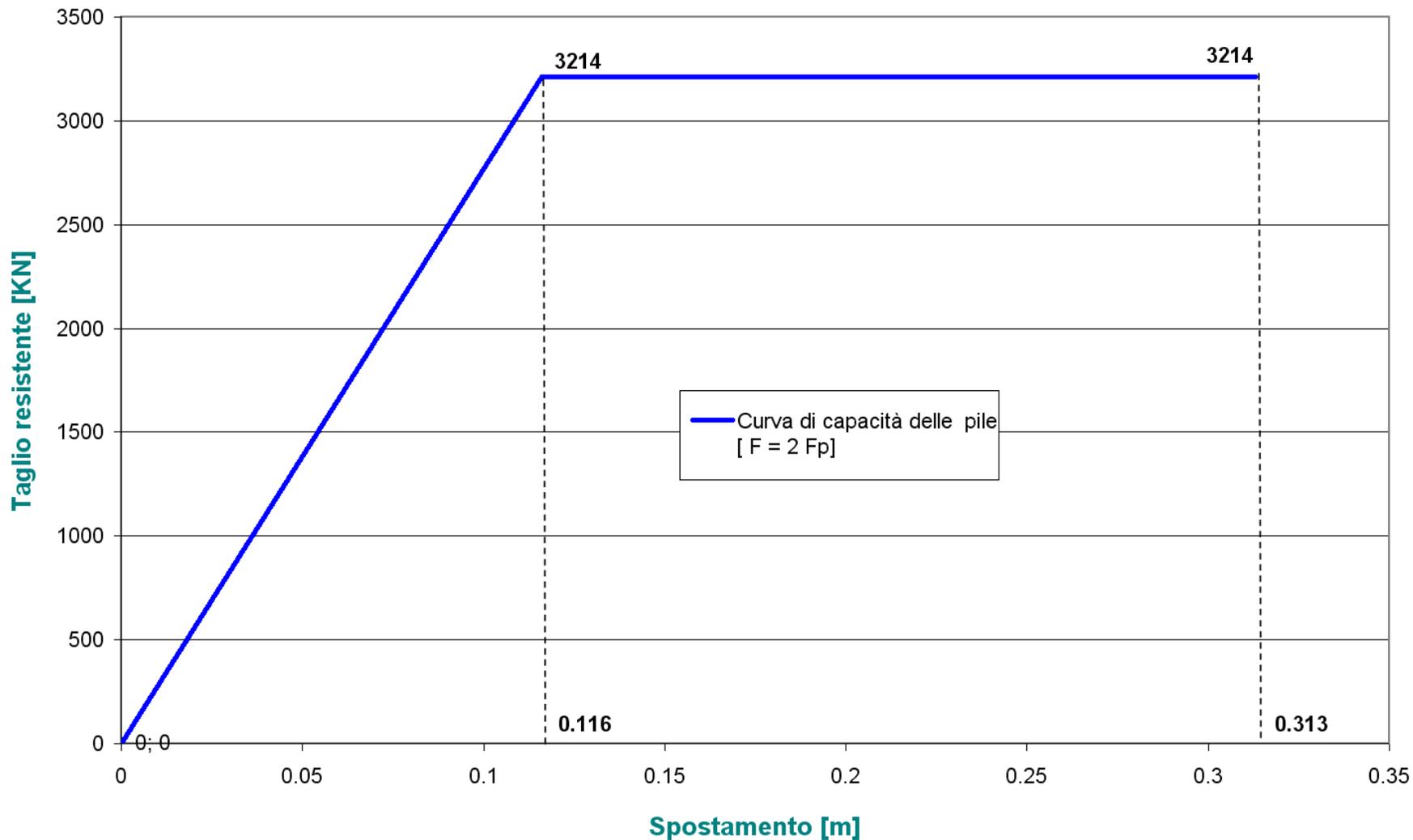
$$F_u = \frac{M_u}{L} = \frac{14468}{9.00} = 1607 \text{ KN}$$

$$\delta_y = \frac{\chi_y L^2}{3} = \frac{4.3 \cdot 10^{-3} 9^2}{3} = 0.116 \text{ m}$$

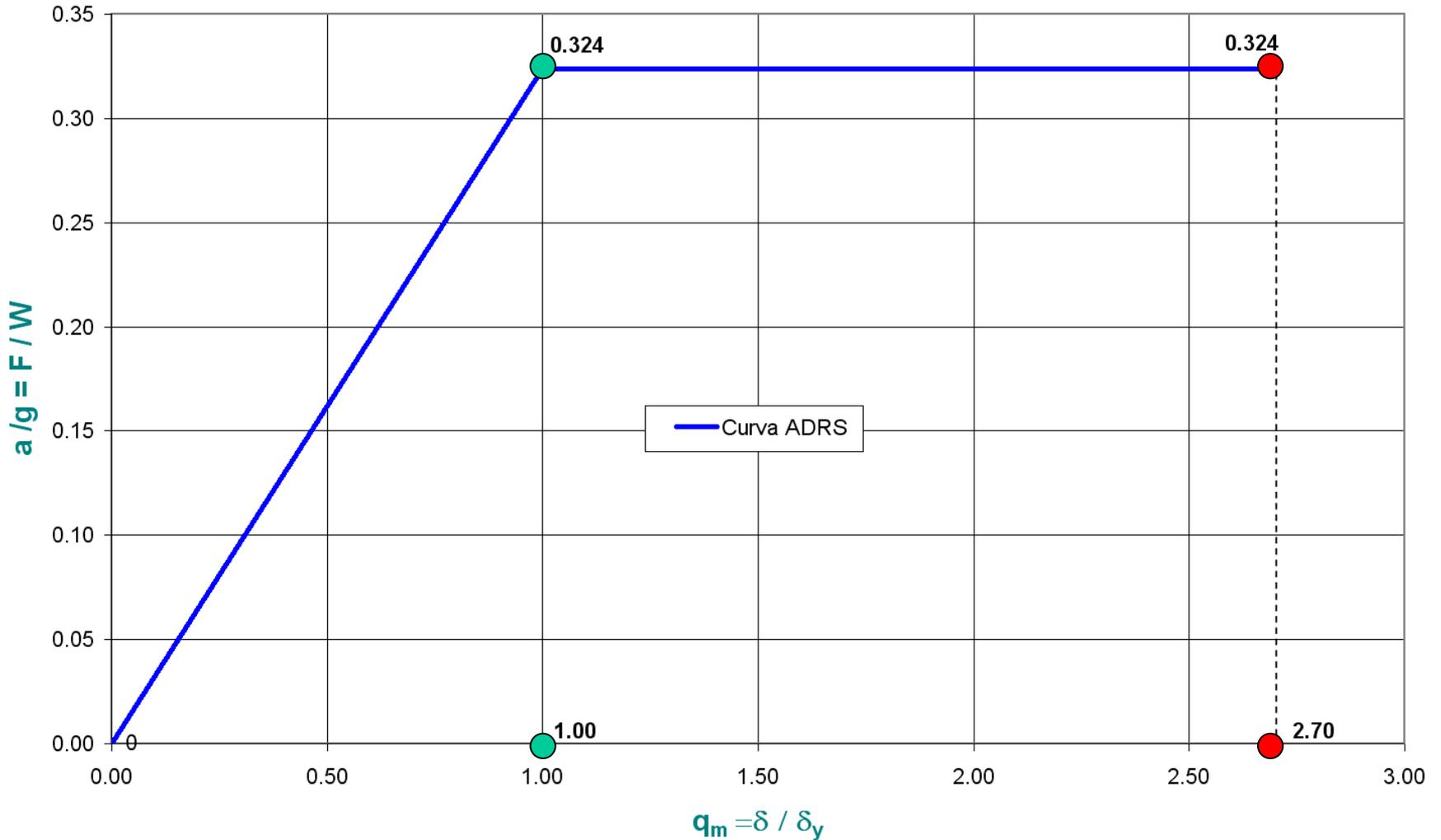
$$\delta_u = q \cdot \delta_y = 2.70 \cdot 0.116 = 0.313 \text{ m}$$

Curva di Capacità delle 2 Pile

CURVA DI CAPACITA' DELLE PILE



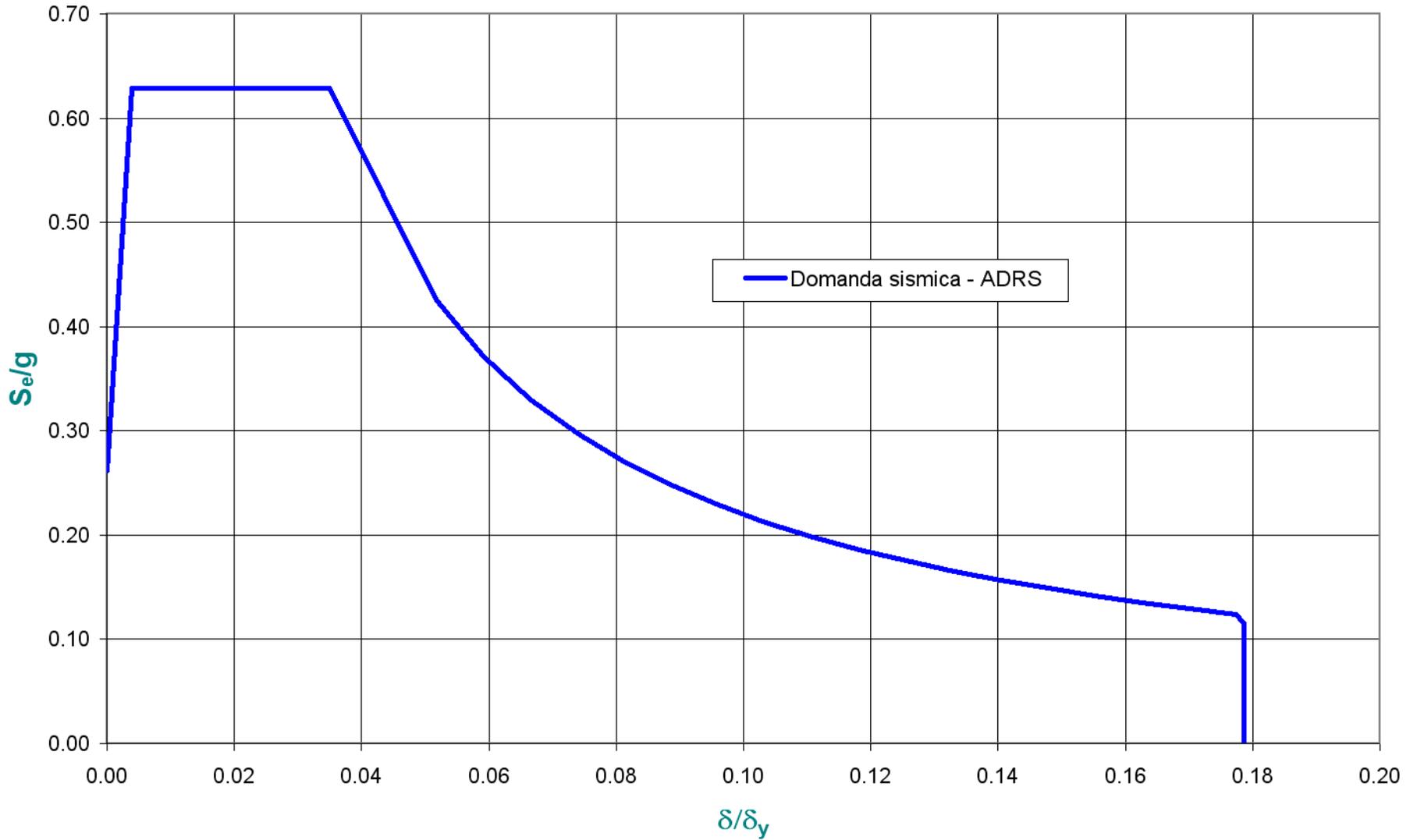
CURVA DI CAPACITA' NORMALIZZATA - PIANO ADRS



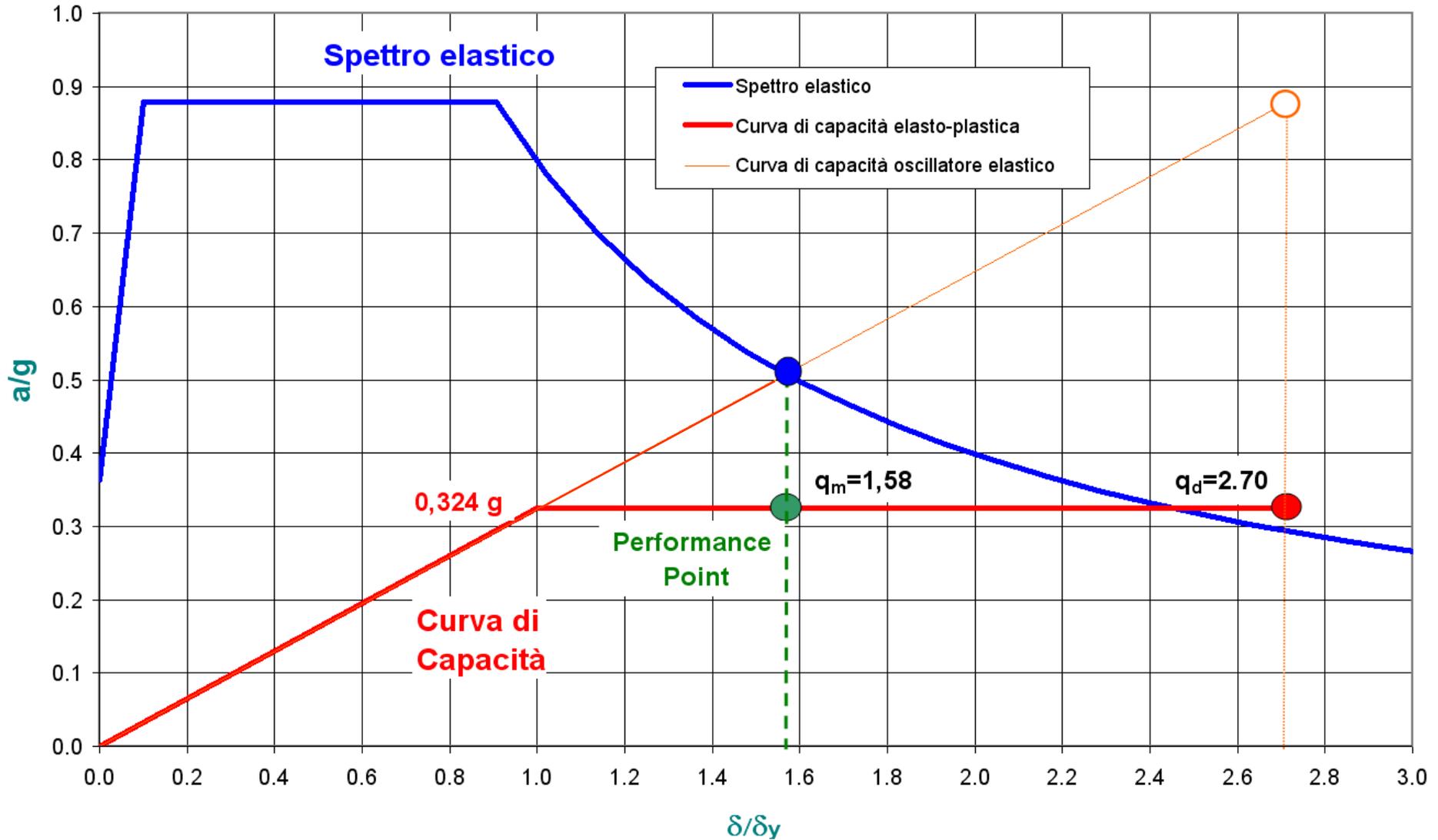
F = forza resistente delle pile
W = peso della massa efficace

a = accelerazione max (capacità)
 q_m = duttilità mobilitata

Domanda Sismica - Accelerazione vs Spostamento

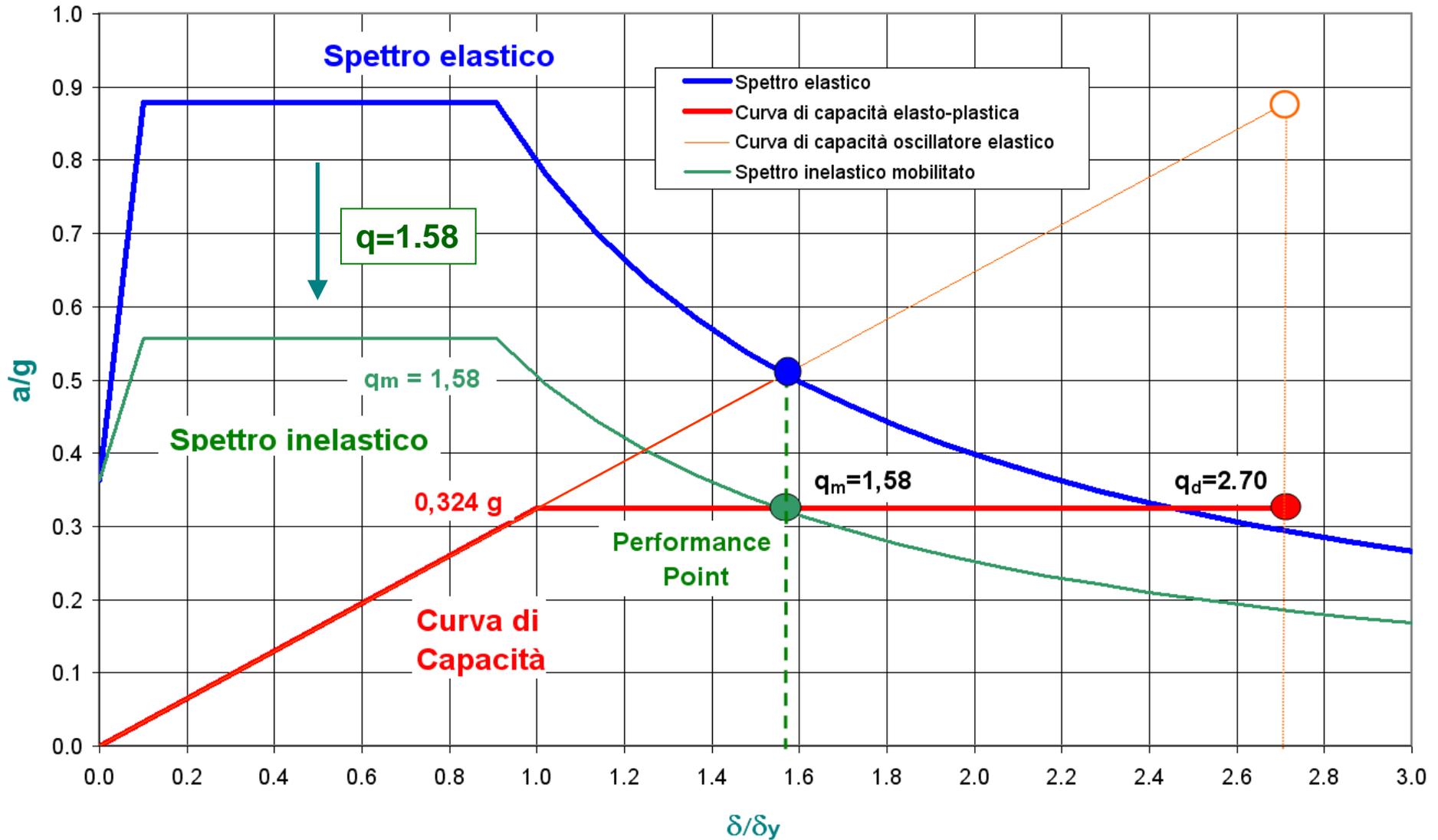


ADRS - SPETTRO ACCELERAZIONE vs SPOSTAMENTO



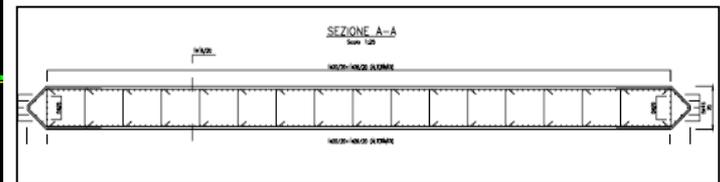
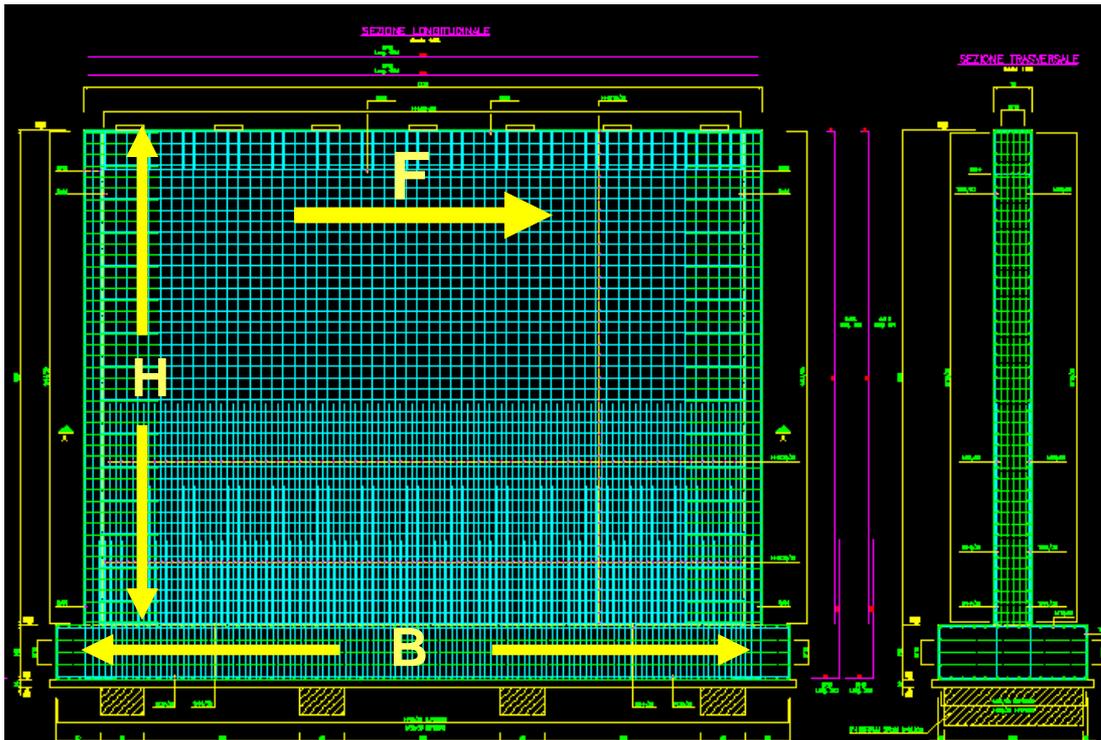
Metodo ADRS – Confronto tra Richiesta Sismica (Spettro) e Curva di Capacità

ADRS - SPETTRO ACCELERAZIONE vs SPOSTAMENTO



Metodo ADRS – Confronto tra Richiesta Sismica (Spettro) e Curva di Capacità

VERIFICA IN DIREZIONE TRASVERSALE



La struttura in **direzione trasversale** si presenta **tozza**. ($H < B$). Non si considera mobilitabile alcun meccanismo duttile e dissipativo. Lo sforzo di taglio di progetto è inferiore alla resistenza a rottura al limite elastico, ragione per cui si adotta come fattore di struttura il valore:

$$q=1.00$$

Edifici Storici in Muratura

**Valutazione della
Vulnerabilità Sismica**

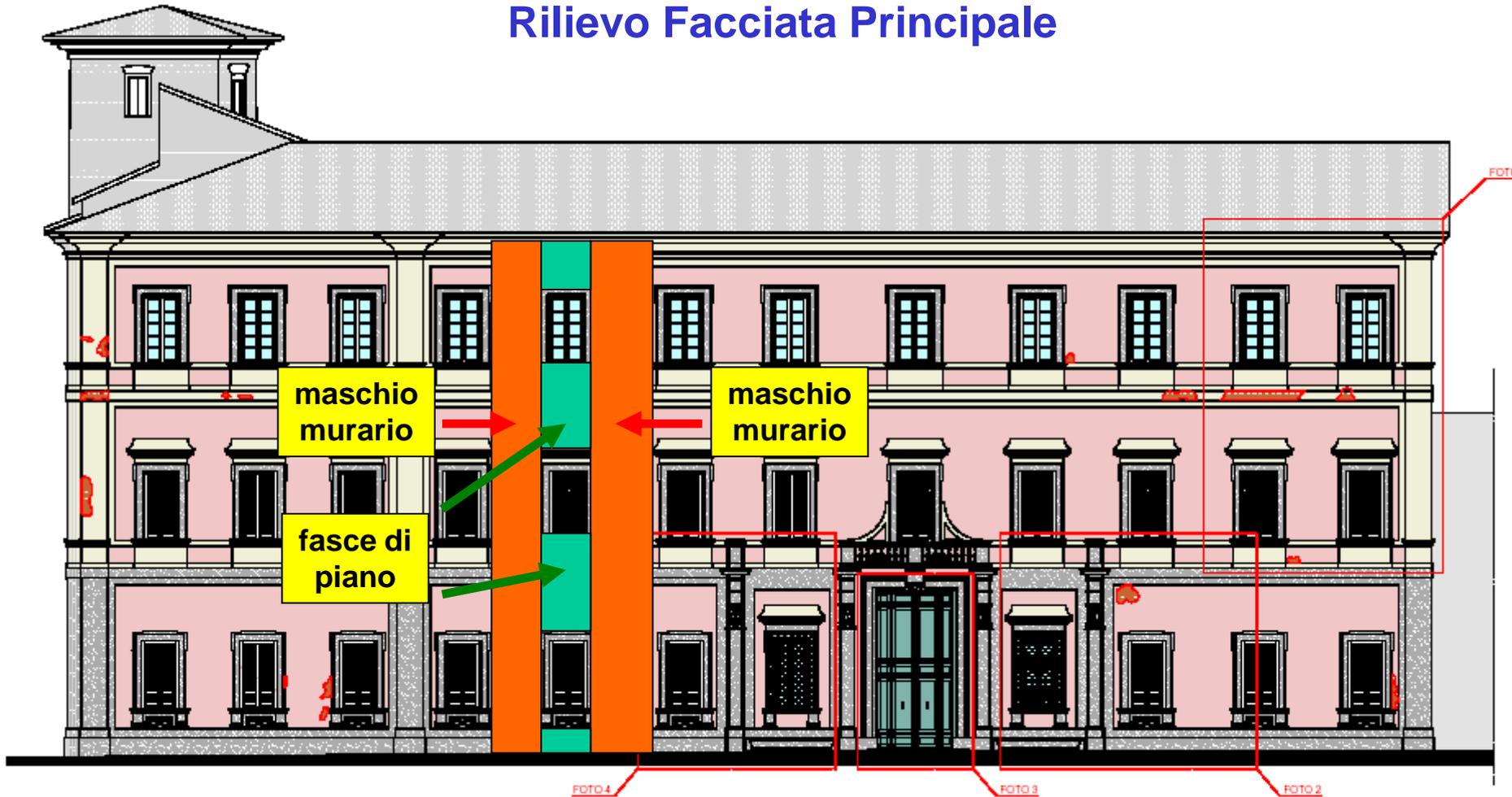
Capacità vs Domanda Sismica

Palazzo Spreti - Ravenna

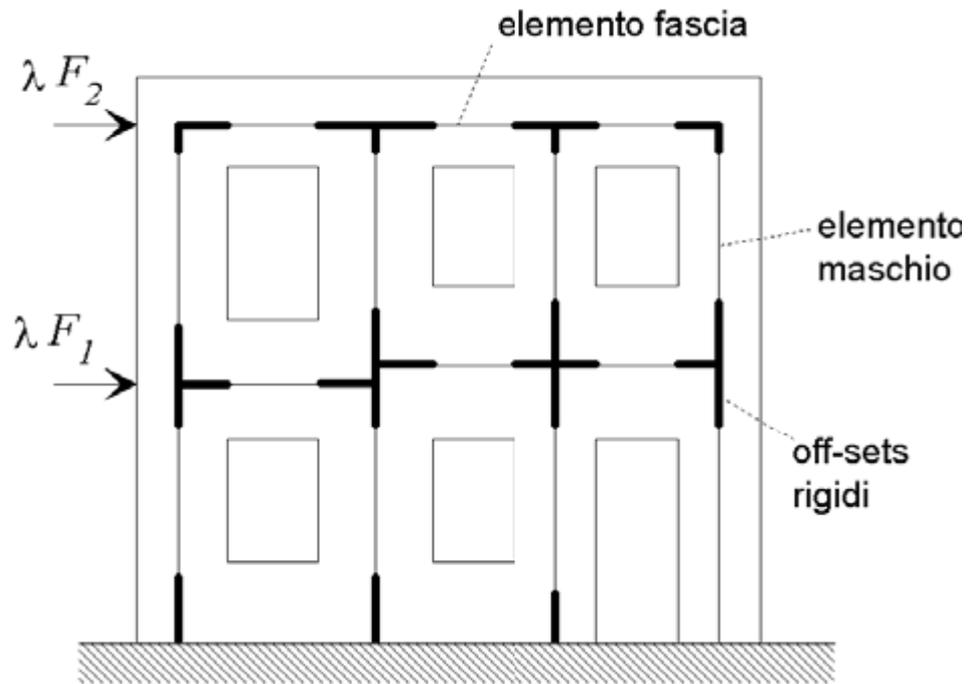


Palazzo Spreti – Ravenna

Rilievo Facciata Principale



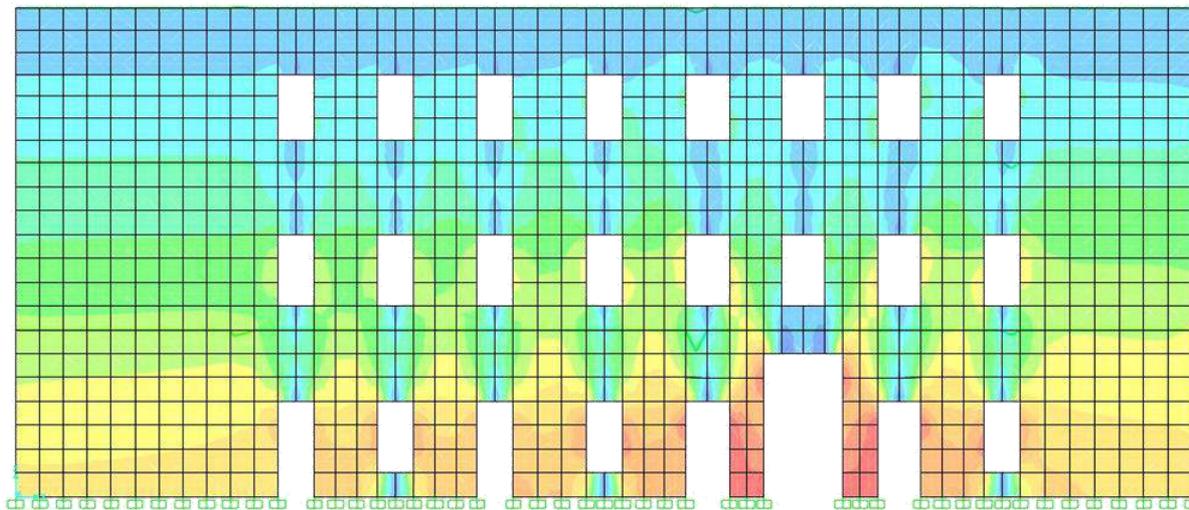
PROSPETTO SUD SU VIA PAOLO COSTA



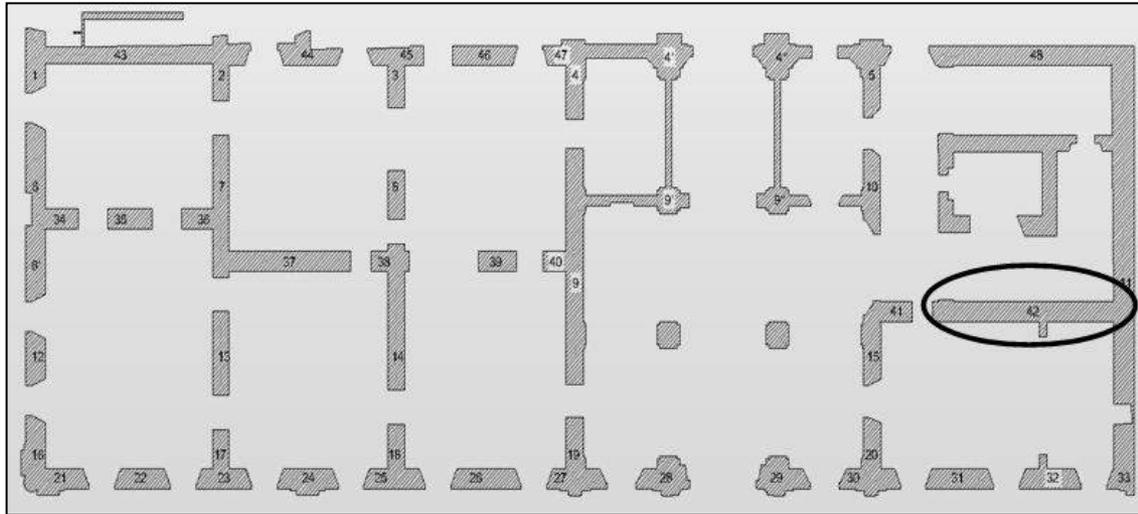
**Modelli di
Analisi
Strutturale
Non Lineare**

**Telaio equivalente
(Metodo SAM)**

**Maschi murari = pilastri
Fasce di piano = traversi**



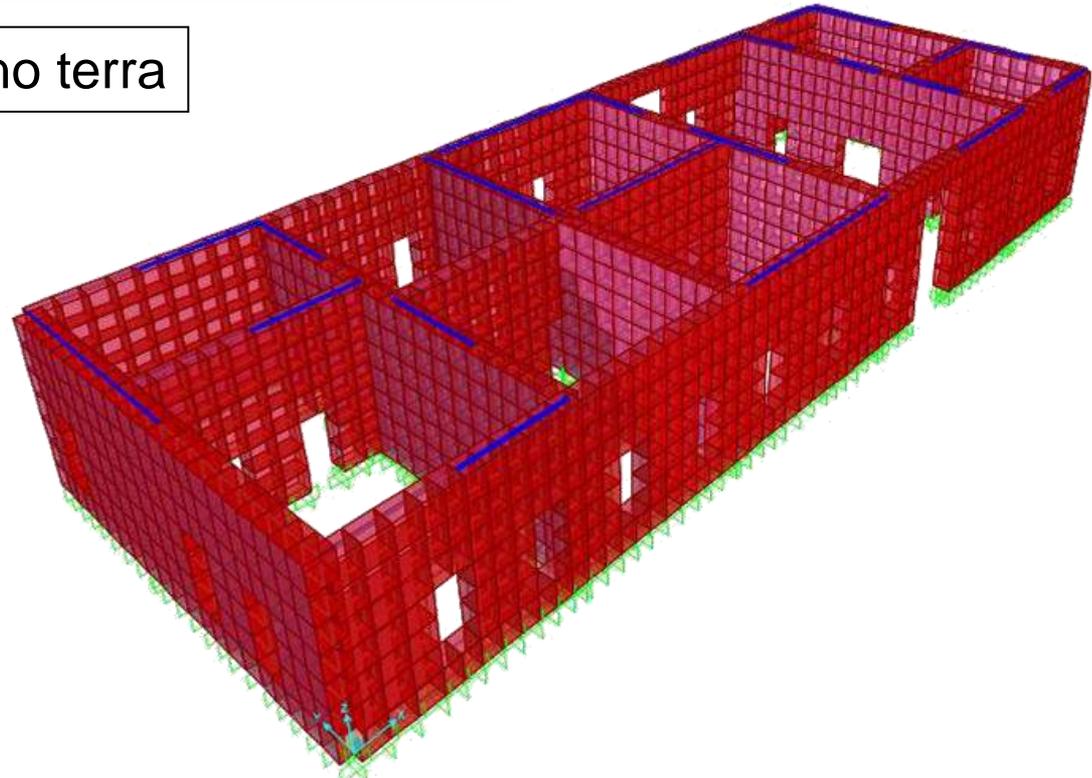
**Modello
Non Lineare
Elementi Finiti
tipo Shell**



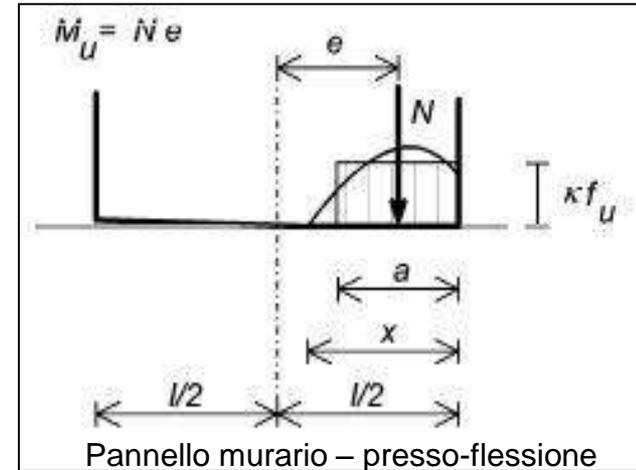
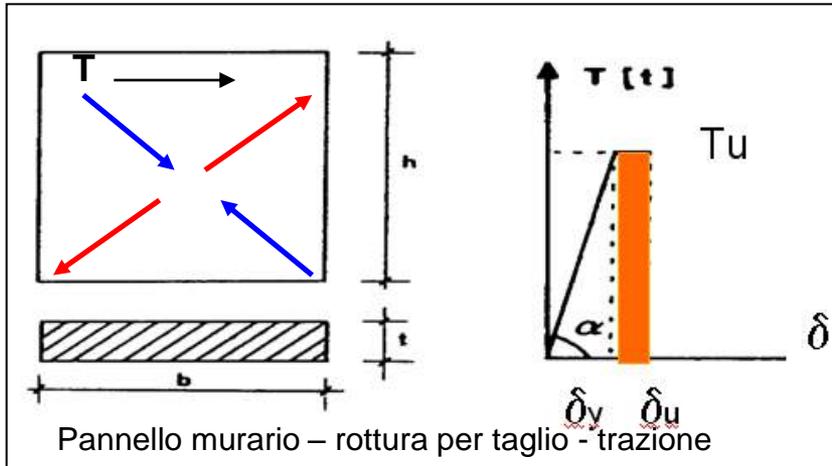
**Palazzo
Spreti**
Ravenna

Pianta maschi murari piano terra

**Distribuzione
dei maschi murari**

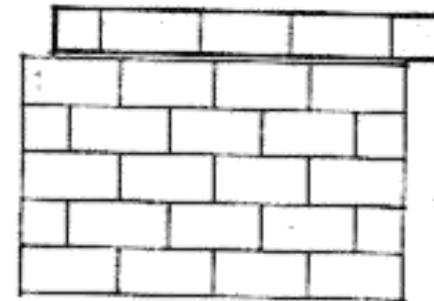
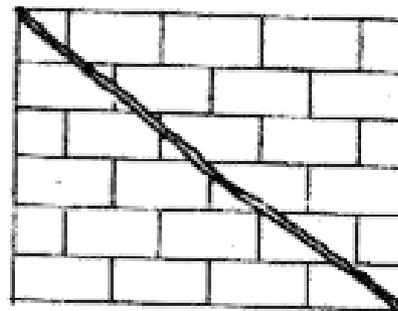
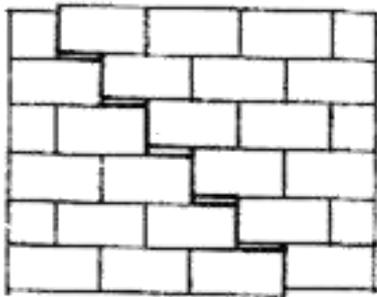


Modalità di rottura dei maschi e delle fasce



Rottura per taglio trazione

Rottura per pressoflessione

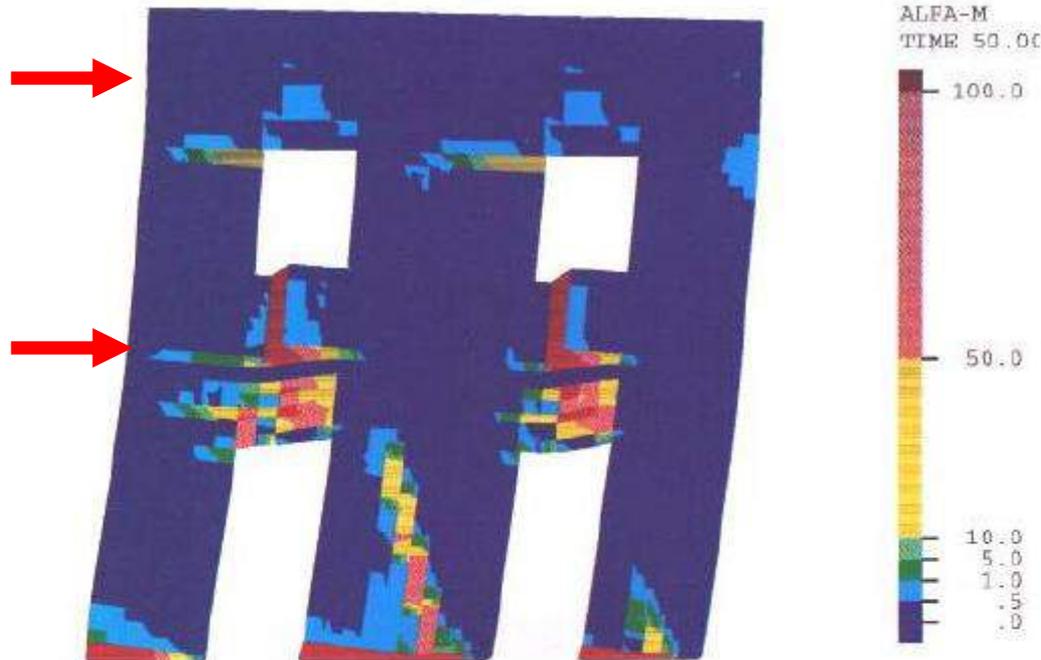


Giunti di scadente qualità

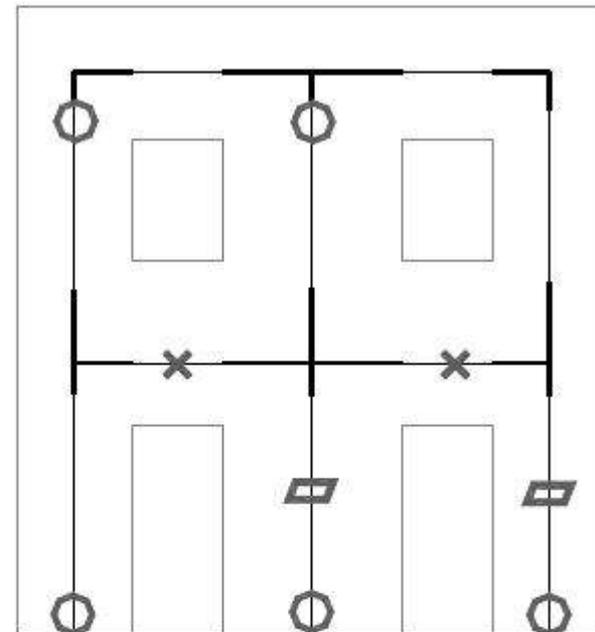
Giunti di buona qualità

Rottura per scorrimento

Modalità di rottura dei maschi e delle fasce



Analisi agli elementi finiti: distribuzione del danneggiamento nei giunti di malta



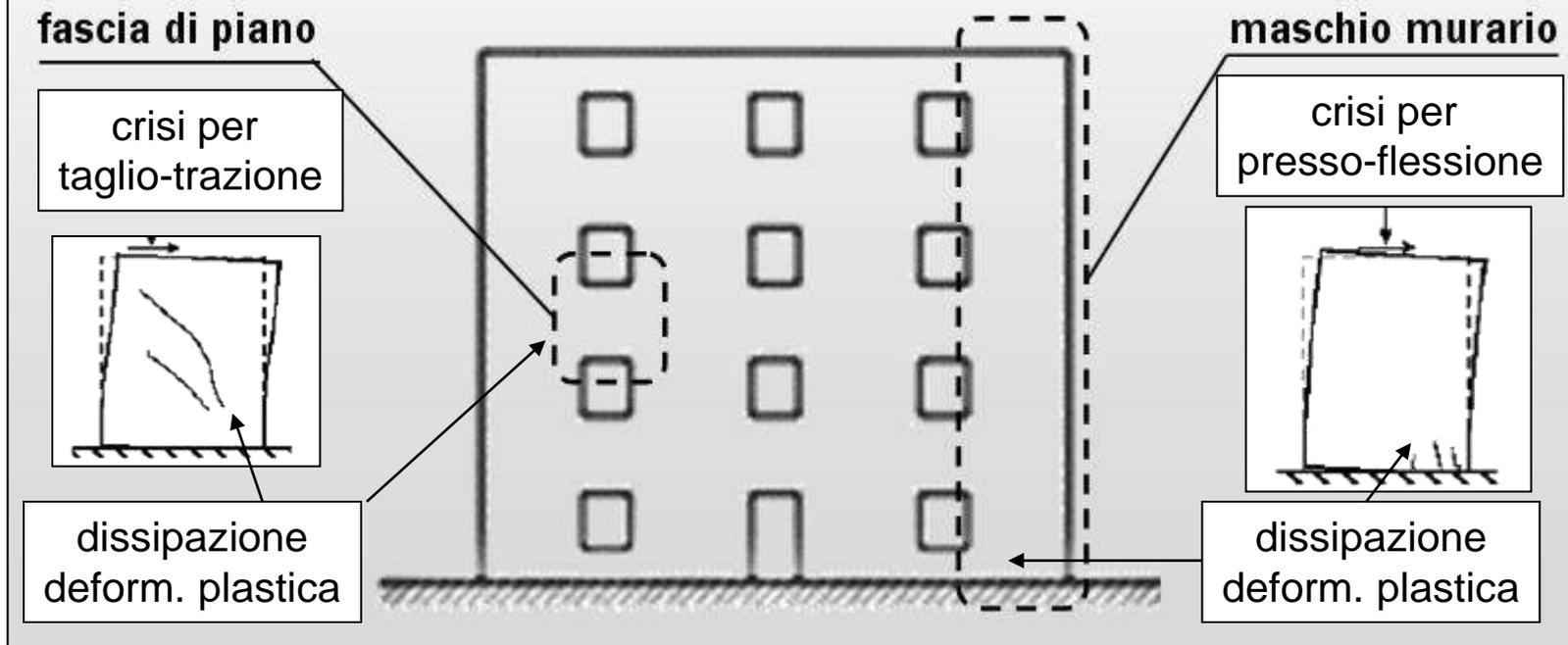
Metodo SAM: meccanismi di rottura rilevati.

Confronto tra telaio equivalente e modello agli elementi finiti

-  Rottura per flessione
-  Rottura per scorrimento
-  Rottura per taglio con fessure diagonali

Mensola di Rosman Multipla

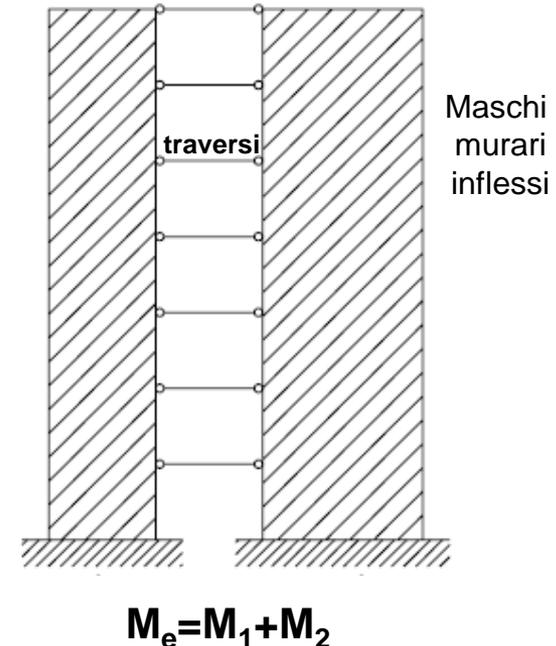
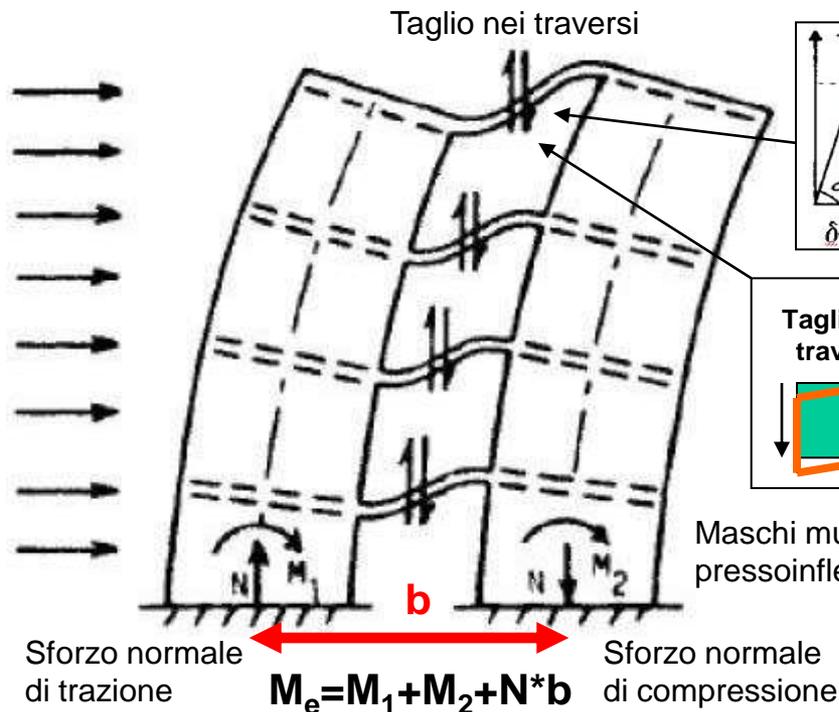
Comportamento globale di un edificio in muratura



La **dissipazione di energia** avviene nelle **fasce di piano** e nei **maschi murari** per effetto delle **deformazioni plastiche** che in essi si instaurano

Mensole collaboranti

Mensole indipendenti

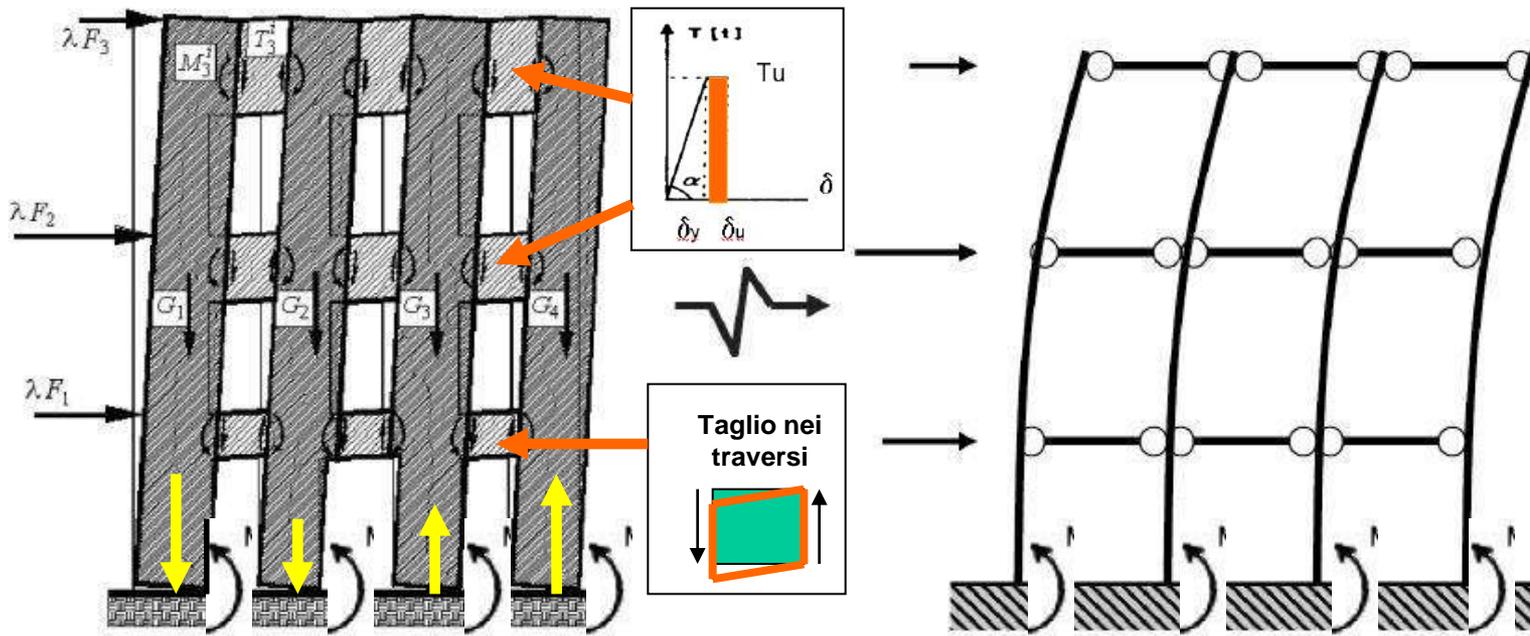


maschi murari accoppiati
sollecitati a presso-flessione

maschi murari indipendenti
sollecitati a flessione

I singoli maschi murari collaborano al variare della rigidezza dei traversi (fasce di piano) tra due configurazioni limite di mensole totalmente collaboranti o di mensole indipendenti.

Evoluzione della risposta: Modalità di collasso



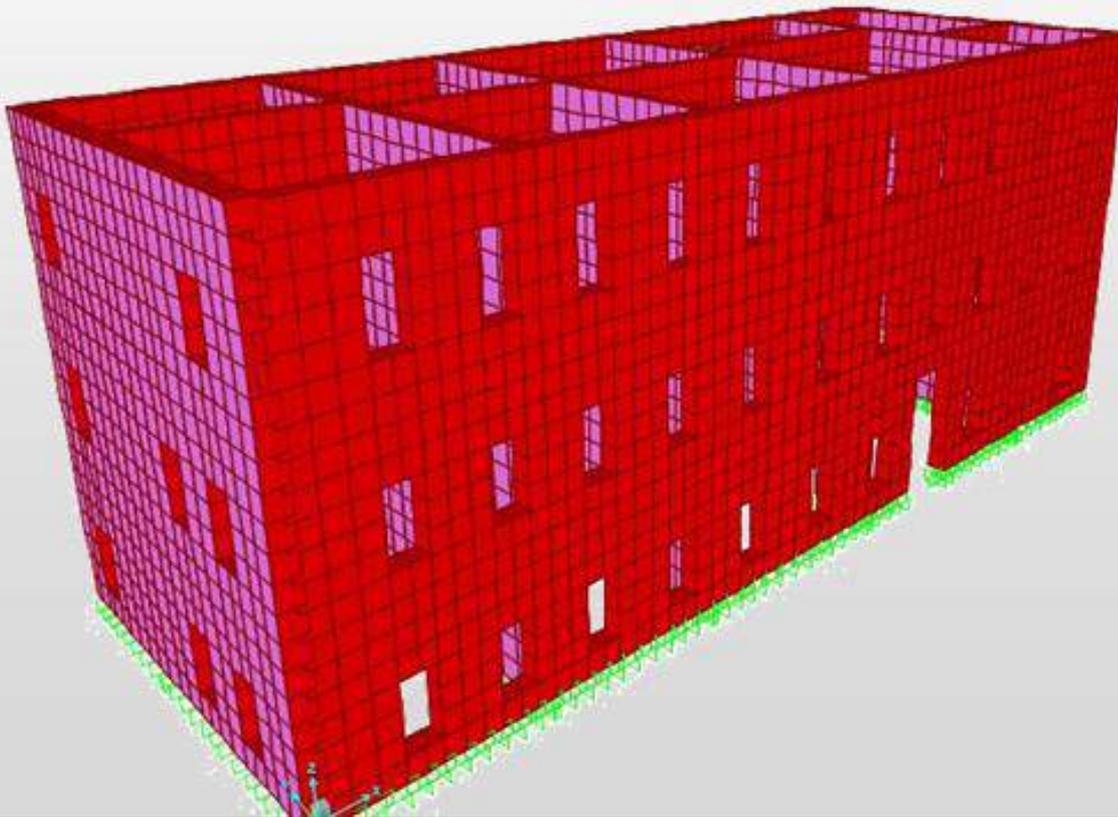
Fase 1) maschi murari accoppiati con fasce di piano reagenti (rottura per taglio – trazione dei traversi)

Fase 2) comportamento a maschi murari indipendenti (rottura dei maschi per pressoflessione)

Le due fasi si susseguono se la rottura delle fasce di piano presenta un ramo plastico che consente alle mensole di assorbire altro carico

Palazzo Spreti - Modello agli elementi finiti

Modello agli Elementi Finiti (FEM)

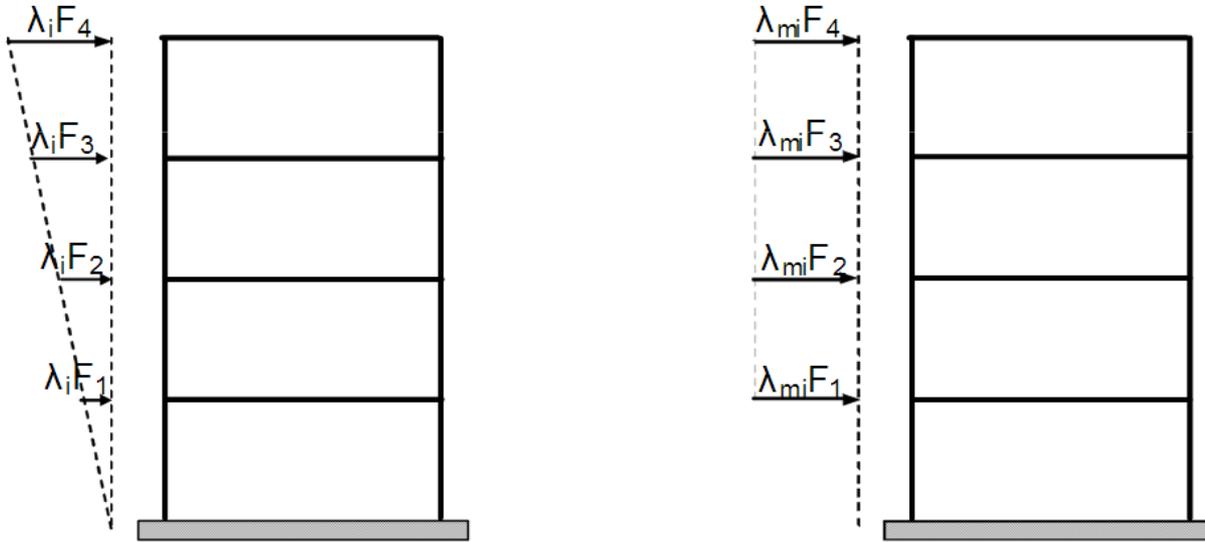


**Modello agli
elementi finiti
tipo shell**

**Leggi
costitutive
non lineari
[τ - γ ; σ - ε]**

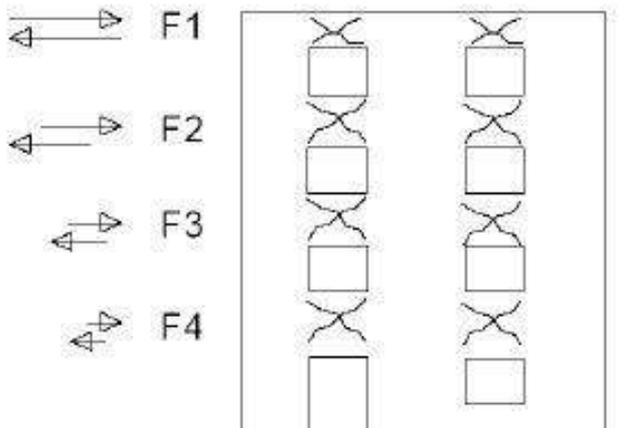
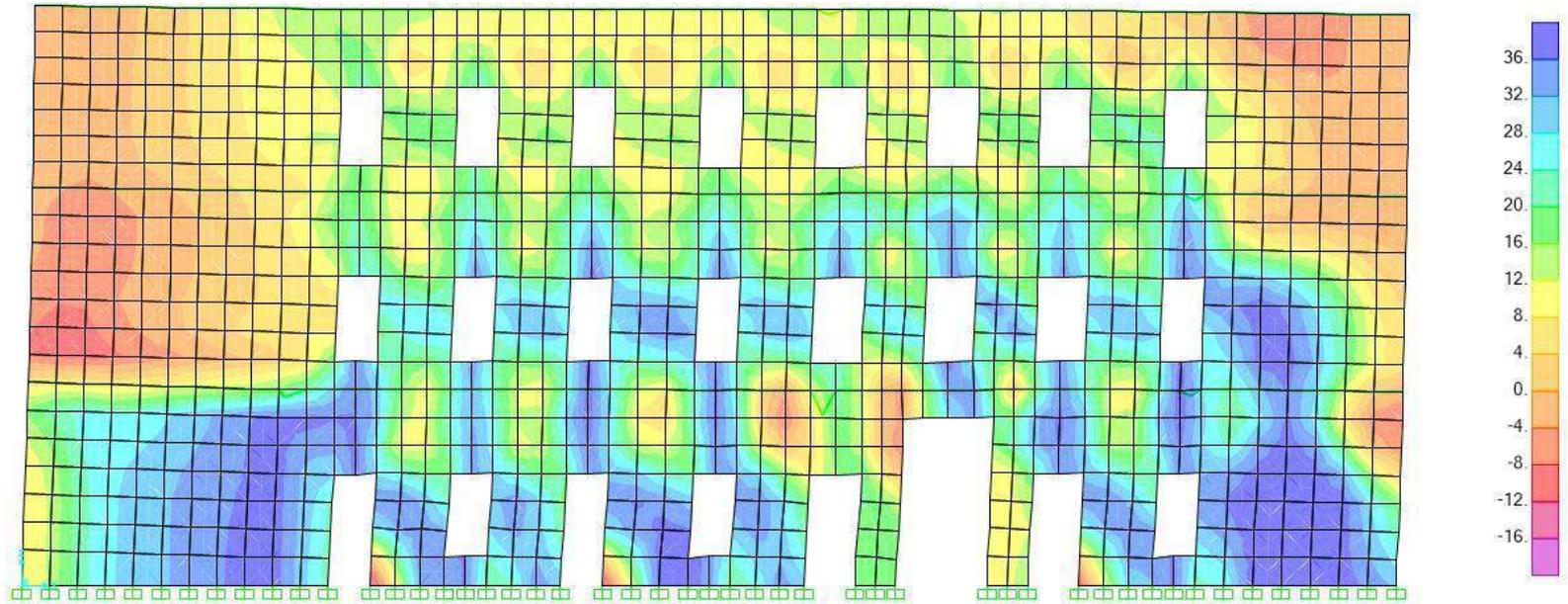
**Materiale non
resistente a
trazione**

Evoluzione della risposta: Capacità Sismica



Per determinare la **capacità sismica** del fabbricato si esegue un'analisi statica non lineare (**push over**). Si assegnano le forze orizzontali di piano (F_p) proporzionali alle masse dei piani oppure alla deformata modale del 1° modo di vibrare. Si incrementano poi tutte le forze orizzontali dello stesso fattore λ sino ad arrivare alla resistenza limite che si attinge quando un maschio murario o la fascia di piano raggiungono lo spostamento ultimo.

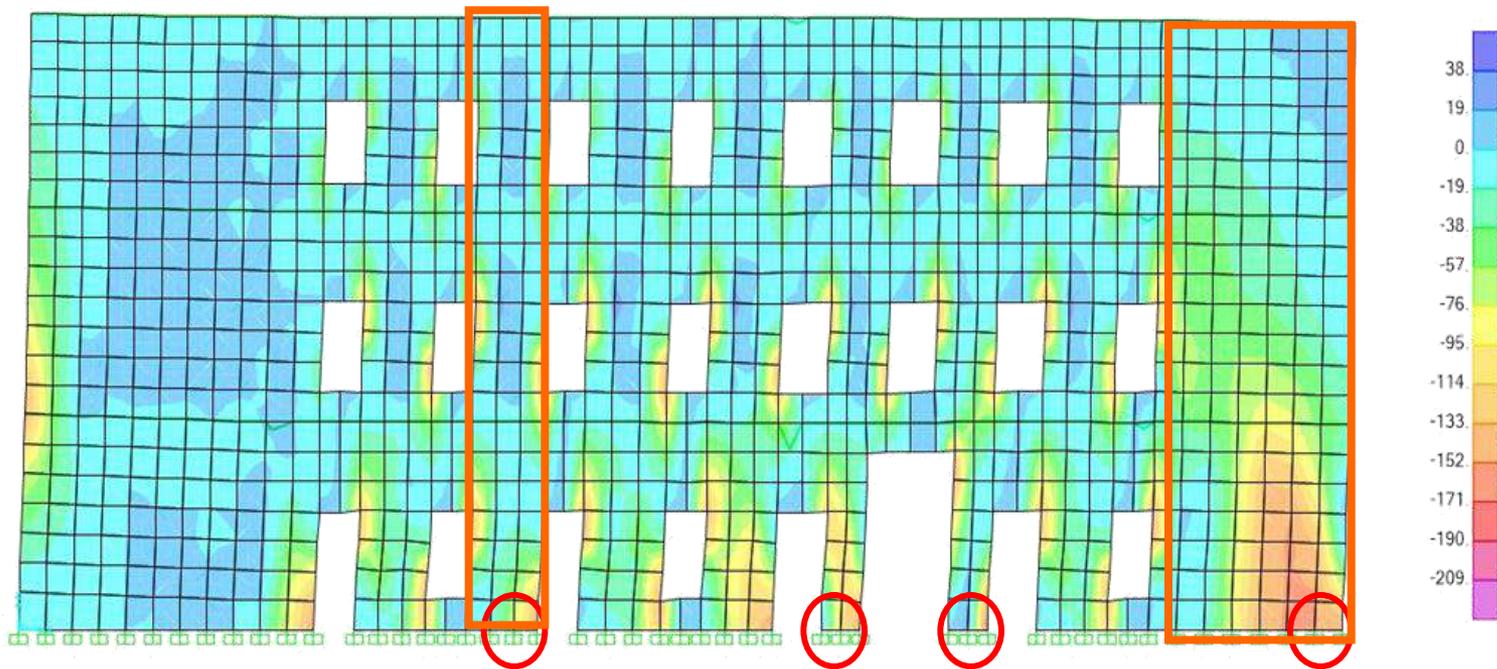
Palazzo Spreti - Modello agli elementi finiti



Distribuzione tensioni tangenziali in parete

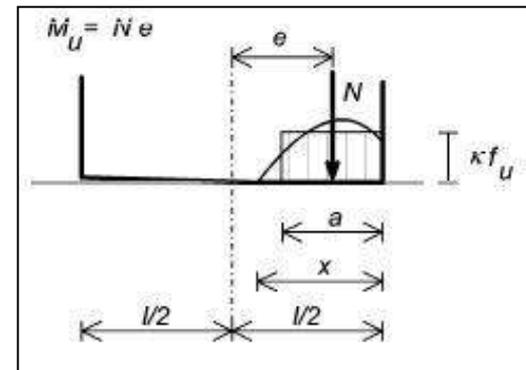
Meccanismo di plasticizzazione
delle
fasce di piano

Palazzo Spreti - Modello agli elementi finiti



Distribuzione tensioni normali in parete

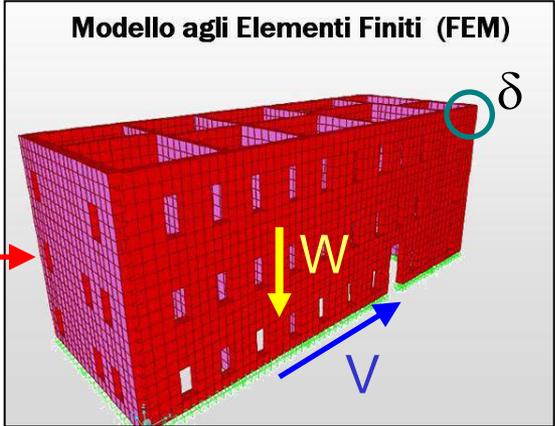
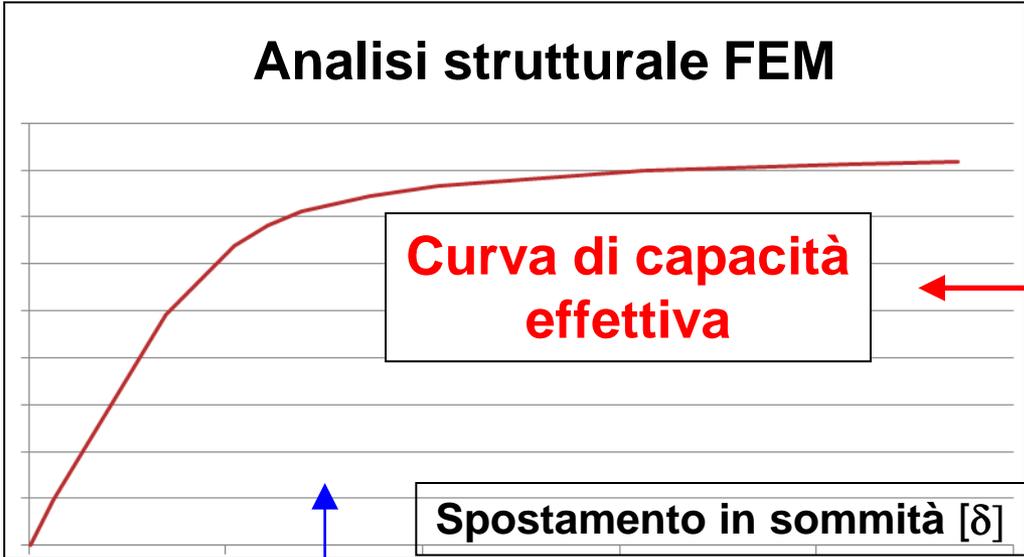
Meccanismo di plasticizzazione
alla base dei
maschi murari



Curva di capacità (push over)

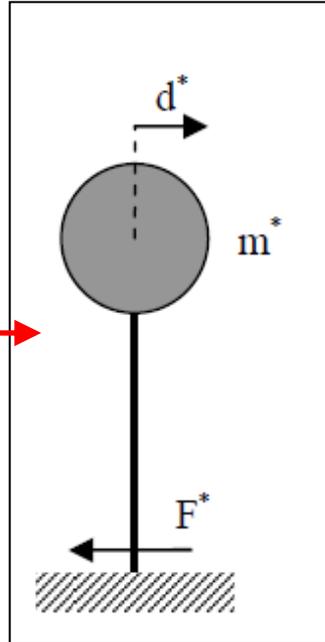
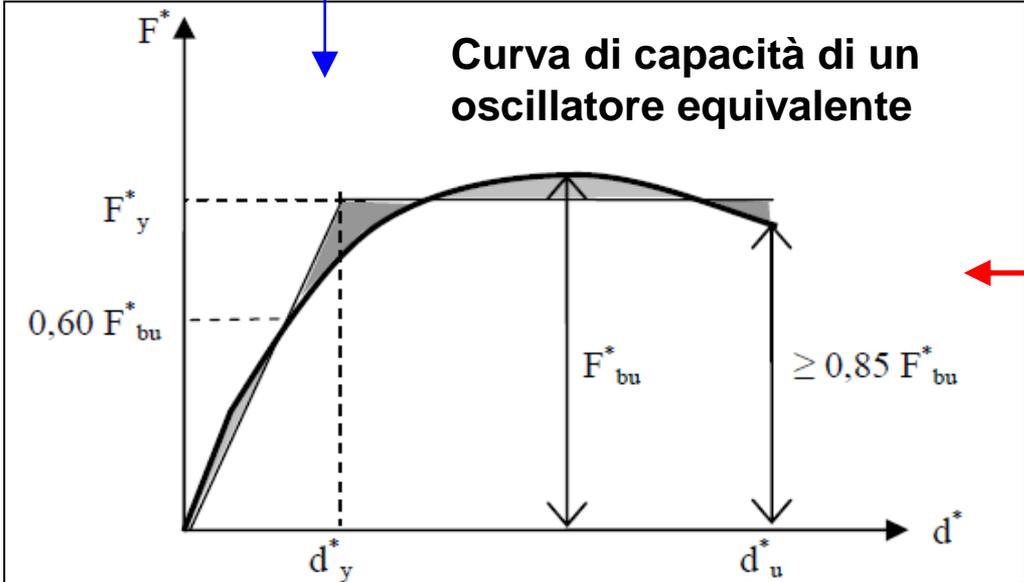
T
a
g
l
i
o

b
a
s
e



T
a
g
l
i
o

b
a
s
e

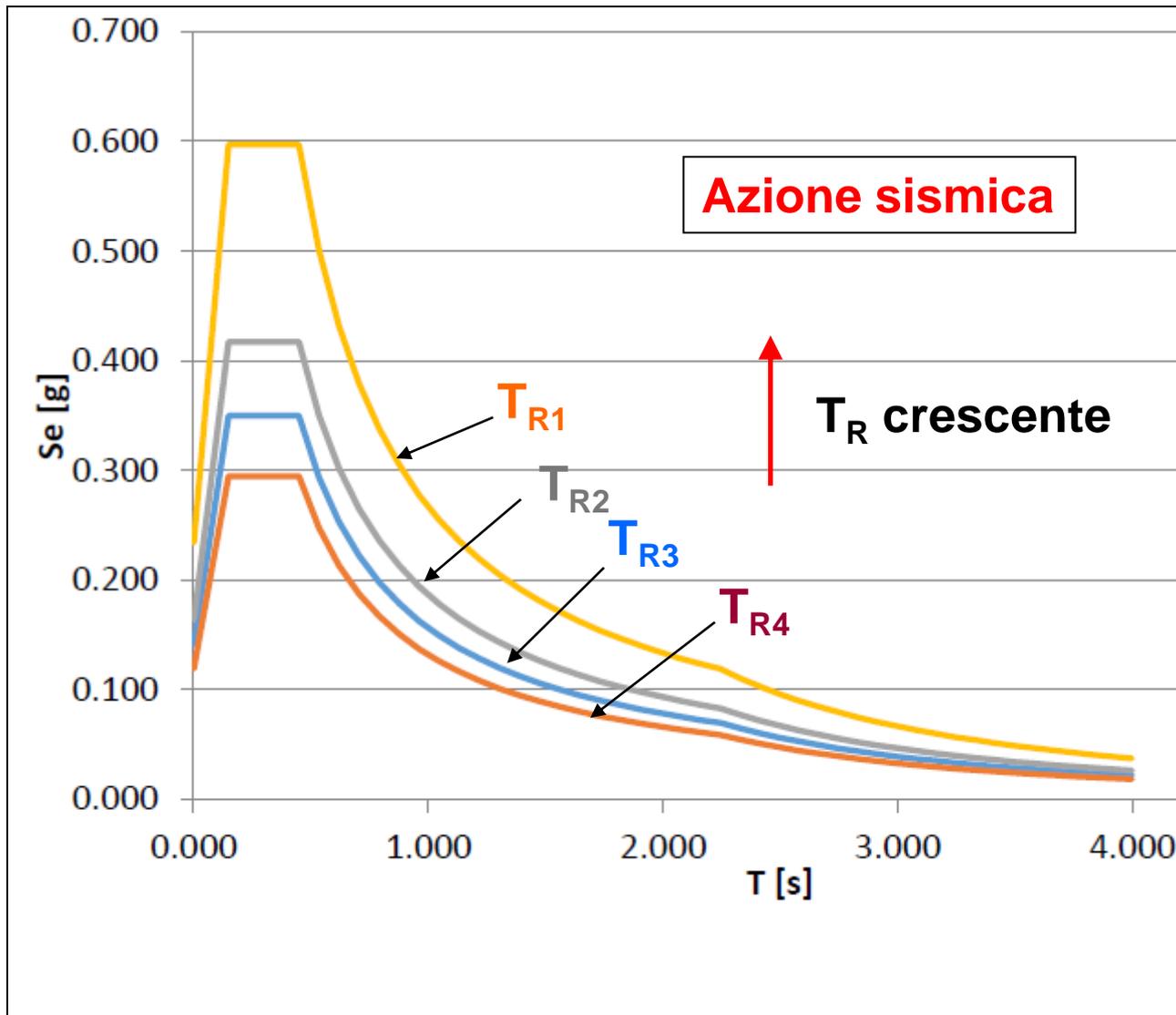


$$d^* = \delta / \Gamma$$

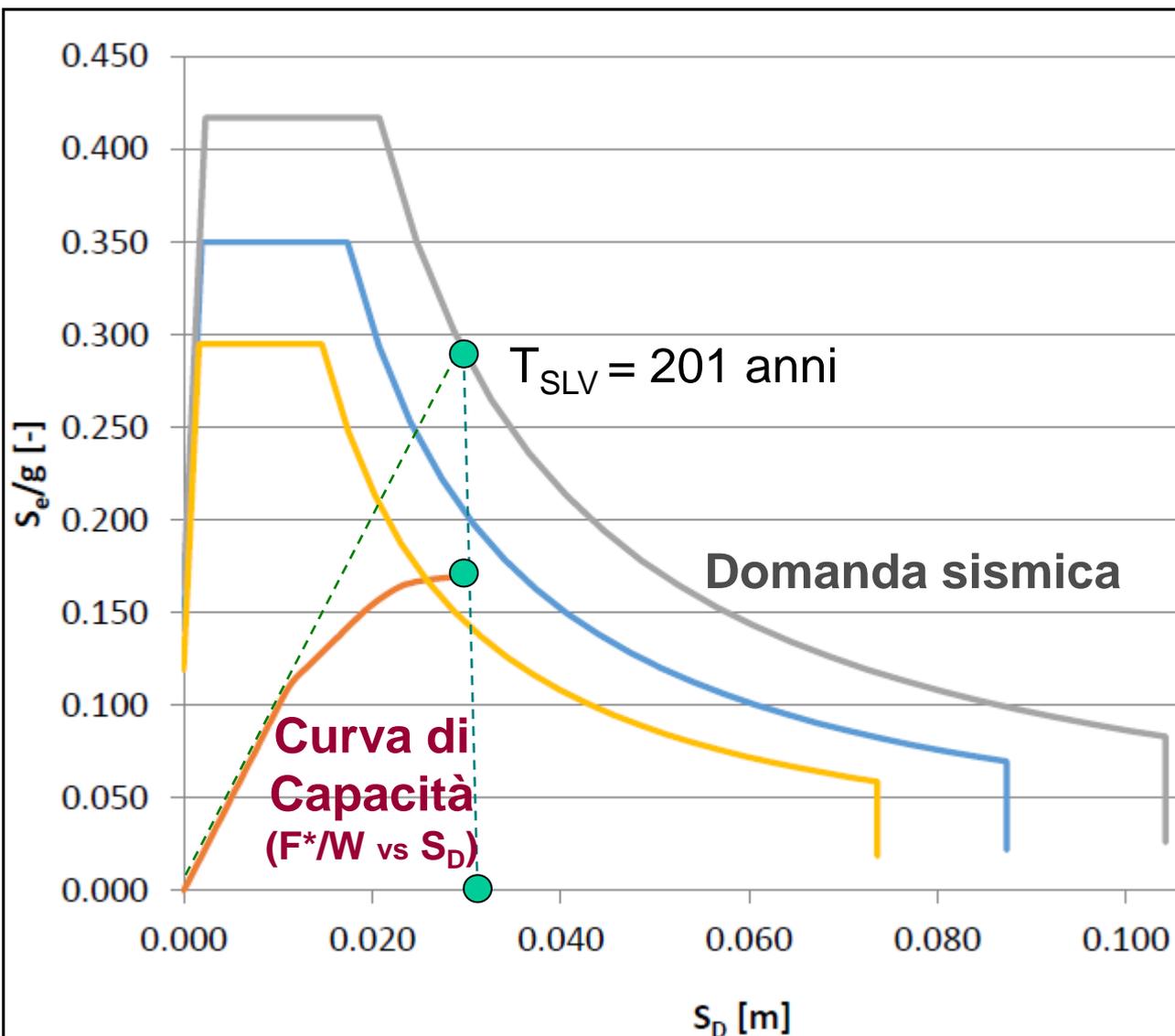
$$F^* = V / \Gamma$$

$[\Gamma]$
coeff.
partic.
del 1°
modo

Spettro elastico al variare del tempo di ritorno del sisma



Confronto Azione e Capacità Sismica



Linee Guida
Min. BB.AA.

Indice di
sicurezza

$$I_s = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

$T_{SLV} = 201$ anni

$T_{R,SLV} = 475$ anni

Equivalent. in spostamento
($T > T_C$)

$$I_s = \frac{201}{475} = 0.426$$

Linee Guida del Ministero BB.AA. 23/7/2010 nr. 92

Sulla scorta dell'**indice di sicurezza** si valuta la **vita nominale** dell'opera ad esso corrispondente, che risulta pari a ($c_U=1.0$):

$$V_N = 50 \cdot I_S / c_U = 21.3 \text{ anni}$$

$$\tau_o = 8 \text{ N/cm}^2$$

Back Analysis
Palazzo Spreti

Muratura di mattoni pieni e malta di calce

Qualora la vita utile nominale risulti:

$$V_N > 20 \cdot \text{anni}$$



VERIFICHE LOCALI

le Linee Guida assumono che il livello di sicurezza globale sia adeguato in relazione ai vincoli di tutela del Bene Architettonico.

Qualora la vita utile nominale risulti invece:

$$V_N < 20 \cdot \text{anni}$$

occorre effettuare **analisi più accurate** (LV3) o prevedere **interventi compatibili** di **miglioramento sismico** in relazione alla destinazione d'uso ($C_U > 1$) entro un periodo pari alla vita nominale se $V_N \ll 20$ anni

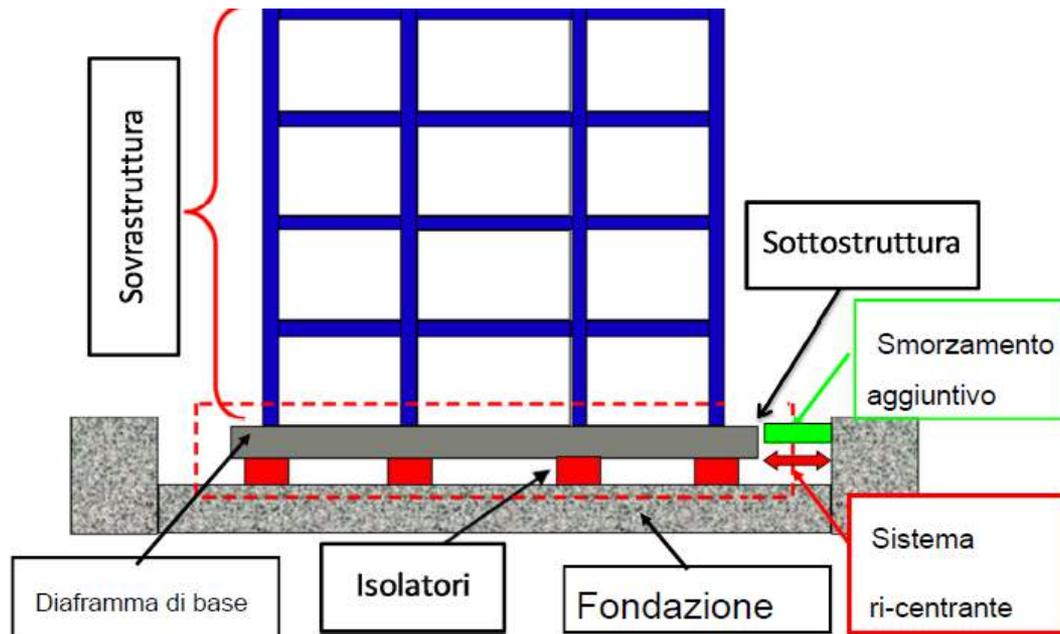
Isolamento Sismico

Isolatori elastomerici

EDIFICIO ISOLATO SISMICAMENTE

ISOLAMENTO SISMICO

Si introduce una **discontinuità strutturale** inserendo dispositivi a **bassa rigidezza a taglio** che consentono di ridurre le forze inerziali sismiche a fronte di ampi spostamenti orizzontali relativi tra struttura e terreno



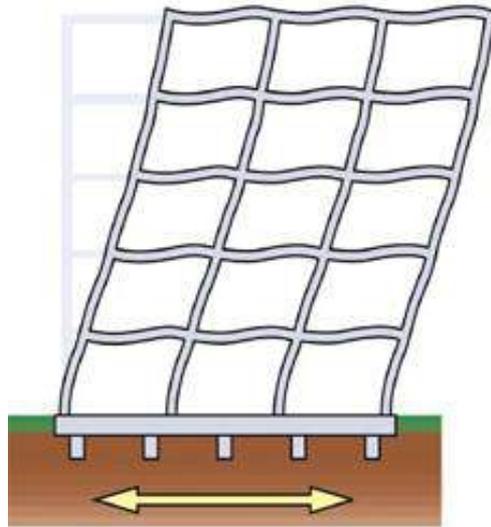
Il disaccoppiamento richiede che il sistema di isolamento abbia una rigidezza orizzontale molto inferiore alla rigidezza orizzontale della sovrastuttura.

CONFRONTO DEFORMATE MODALI EDIFICIO A BASE FISSA - EDIFICIO ISOLATO

Deformate modali associate al 1° modo di vibrare

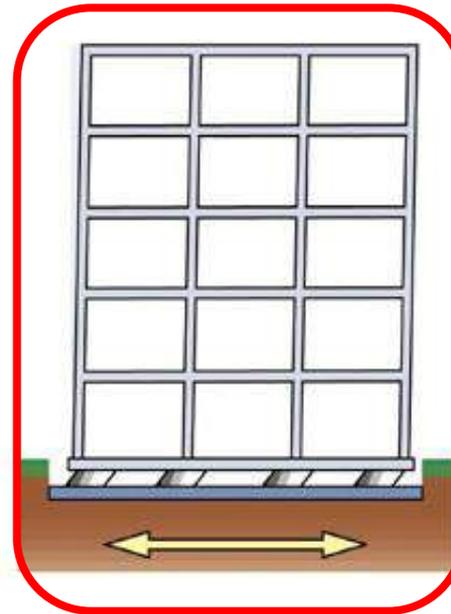
1° Modo di Vibrare

EDIFICIO A
BASE FISSA



1° Modo di Vibrare

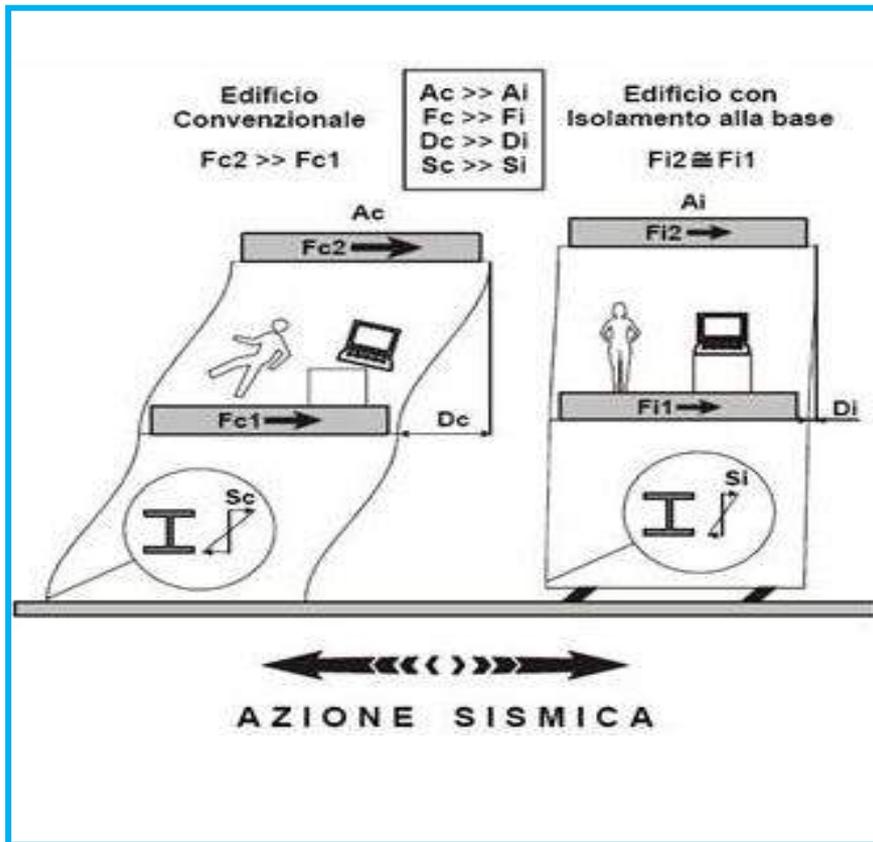
EDIFICIO
ISOLATO
SISMICAMENTE



- Il primo modo di vibrare della struttura isolata è assimilabile a quello di un **corpo rigido** con le deformazioni concentrate nel sistema di isolamento
- Modi di ordine superiore sono ortogonali all'input sismico e la massa partecipante attivata risulta trascurabile

CONFRONTO

EDIFICIO A BASE FISSA - EDIFICIO ISOLATO

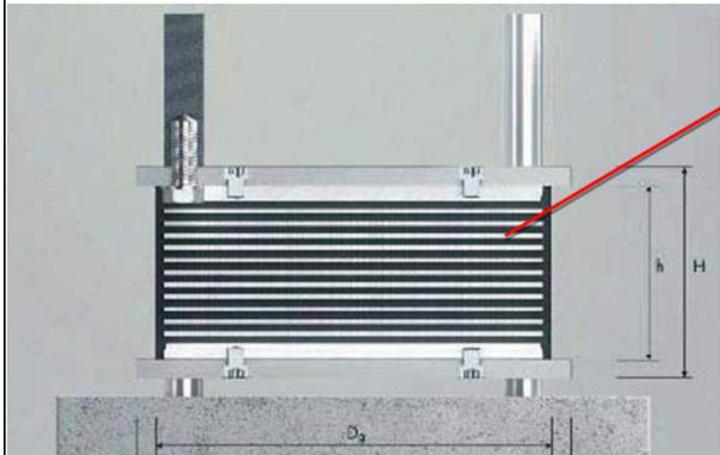


VANTAGGI ISOLAMENTO SISMICO

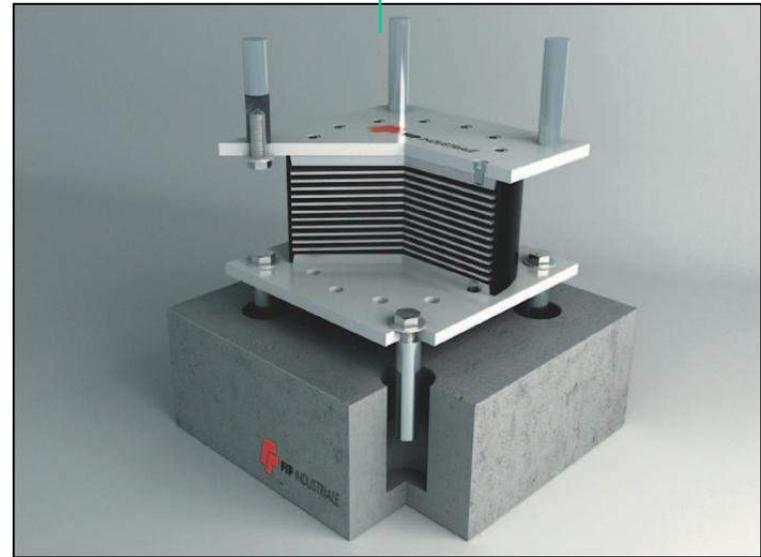
- Abbattimento delle accelerazioni agenti sulle masse strutturali
- Riduzione delle deformazioni di interpiano (drift) che permette di evitare il danneggiamento degli elementi non strutturali e soprattutto degli impianti
- Limitata interruzione temporale delle attività

ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati alternati di elastomero e di acciaio tra loro solidarizzati mediante vulcanizzazione



ISOLATORI ELASTOMERICI

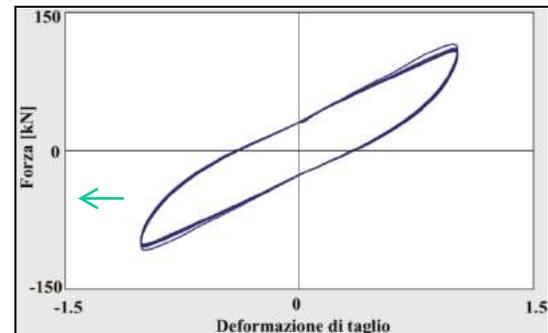


- **Bassa rigidezza orizzontale**

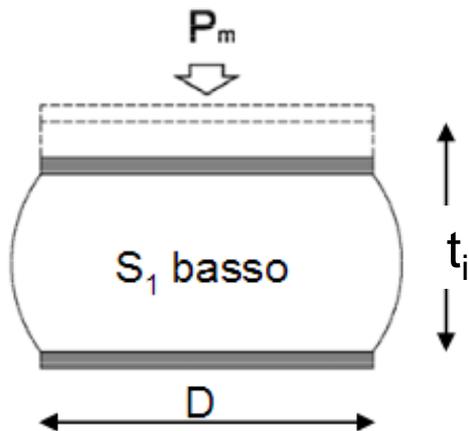
- **Alta rigidezza verticale**

- **Elevata capacità dissipativa**

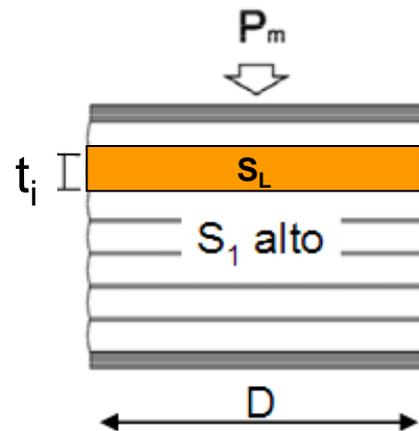
- **Buona capacità ricentrante**



Parametri di forma degli isolatori elastomerici



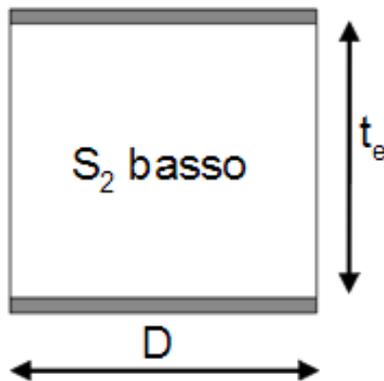
t_i = spessore del singolo strato



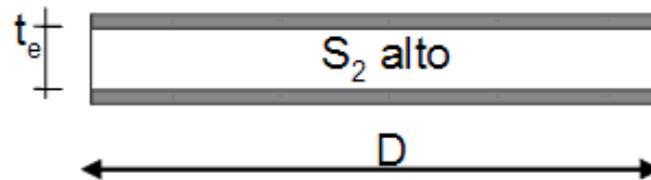
All'aumentare del parametro S_1 aumenta la rigidità verticale

$$S_1 = \frac{A}{S_L} = \frac{D}{4t_i}$$

Parametro di forma primario
($S_1 = 15 \div 20$)



t_e = spessore totale della gomma



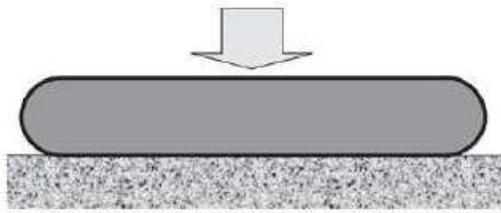
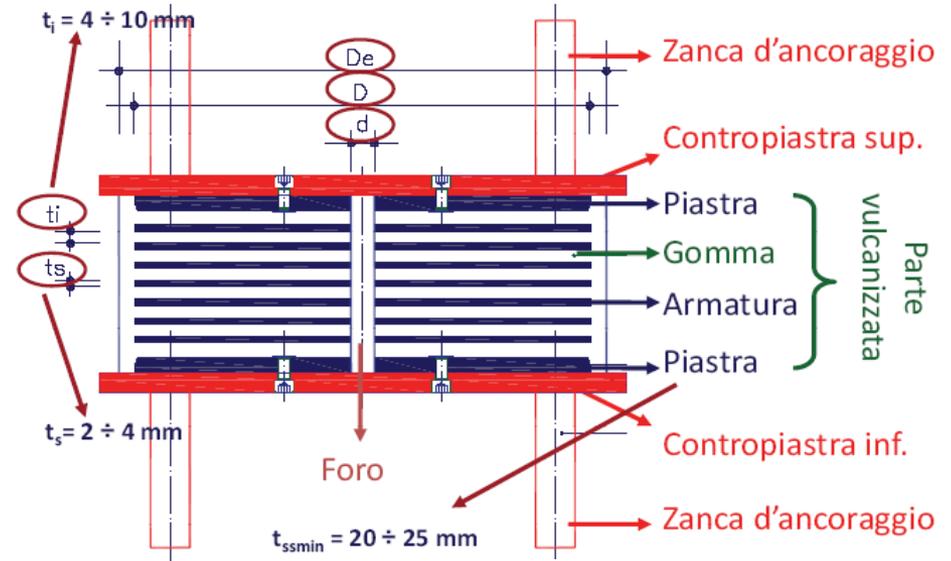
All'aumentare del parametro S_2 aumenta il carico critico verticale

$$S_2 = \frac{D}{t_e}$$

Parametro di forma secondario
($S_2 = 3 \div 5$)

PROPRIETÀ	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale G_{din} a $\gamma = 1$ (MPa) G	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

HDRB: COMPONENTI E DIMENSIONI

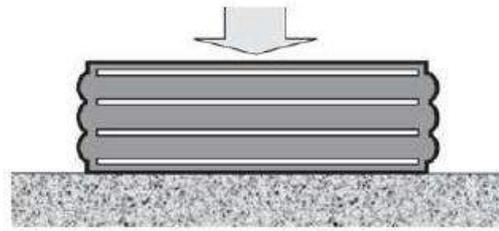


(a)

Appoggio
in neoprene

$$E = 3G$$

(materiale base)

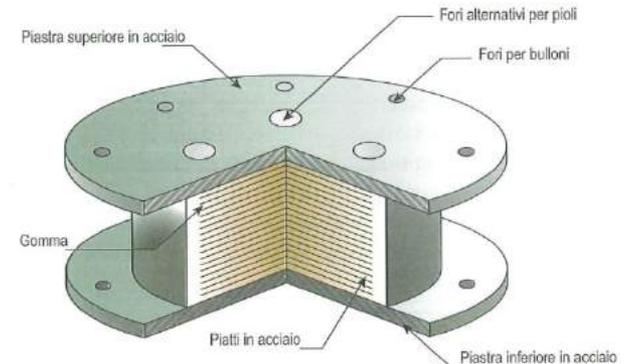


(b)

Appoggio in
neoprene armato

$$E_c = 6GS_1^2$$

(materiale confinato)



Parametri di forma

$$S_1 = \frac{D}{4t_i} \quad S_2 = \frac{D}{t_e}$$

COMPORTAMENTO MECCANICO ISOLATORI ELASTOMERICI



CONFINAMENTO ELASTOMERO

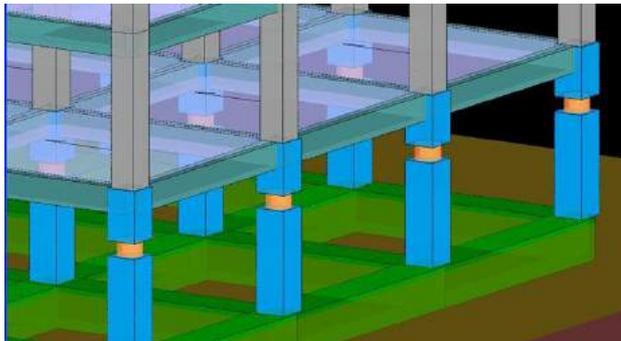


Rigidezza vert.
singolo strato

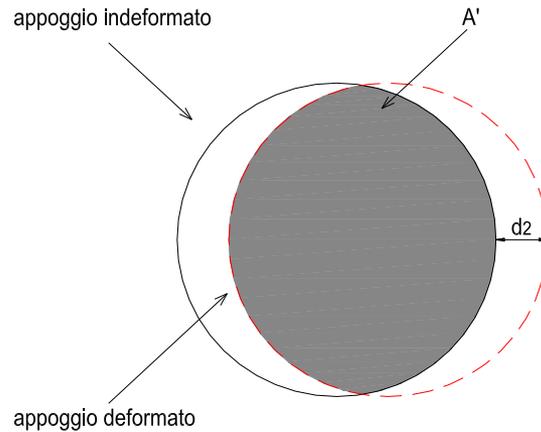
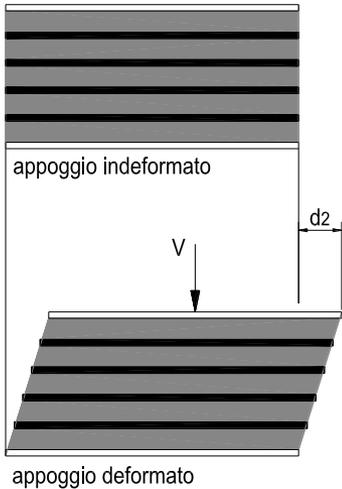
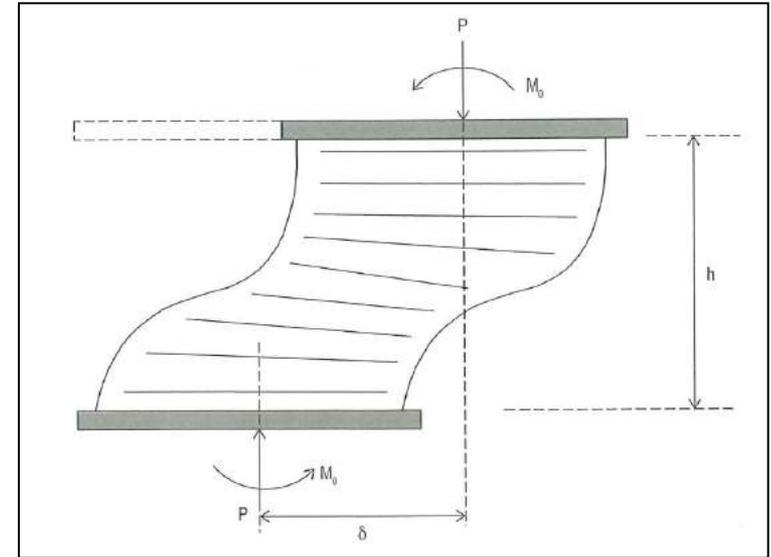
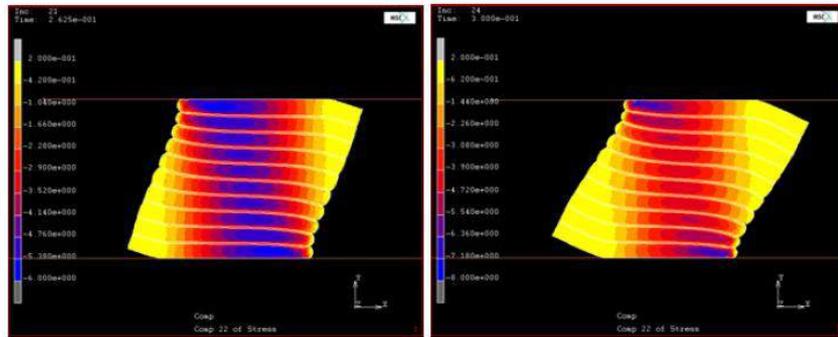
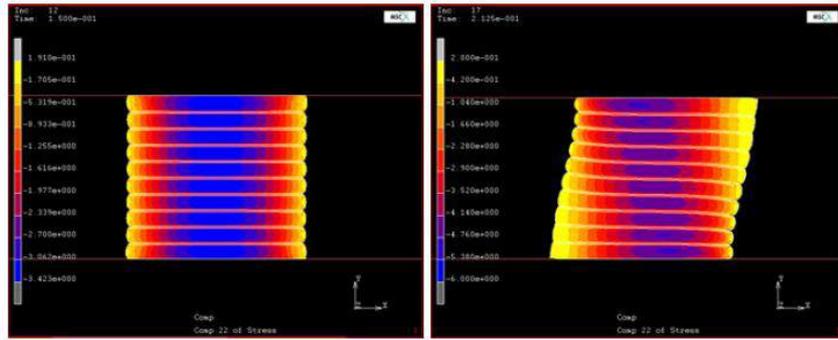
$$K_{Vi} = \frac{E_c A}{t_i}$$

Rigidezza verticale isolatore

$$K_V = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_{Vi}}} \quad K_V \geq 800 \cdot K_{eis}$$



Carico critico per instabilità



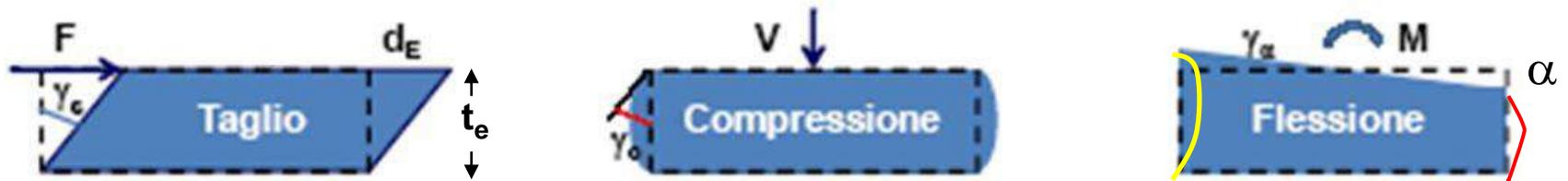
$$V_{cr} = G \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2$$

$$A_r = \text{Area ridotta}$$

$$A_r = \frac{D^2}{4} (\varphi - \sin \varphi)$$

$$\cos \frac{\varphi}{2} = \left(\frac{d_2}{D} \right)$$

Il neoprene degli isolatori elastomerici è un materiale incomprimibile
 Gli effetti di pressioni normali isotrope non produce quindi variazioni di volume né comporta la rottura della gomma.

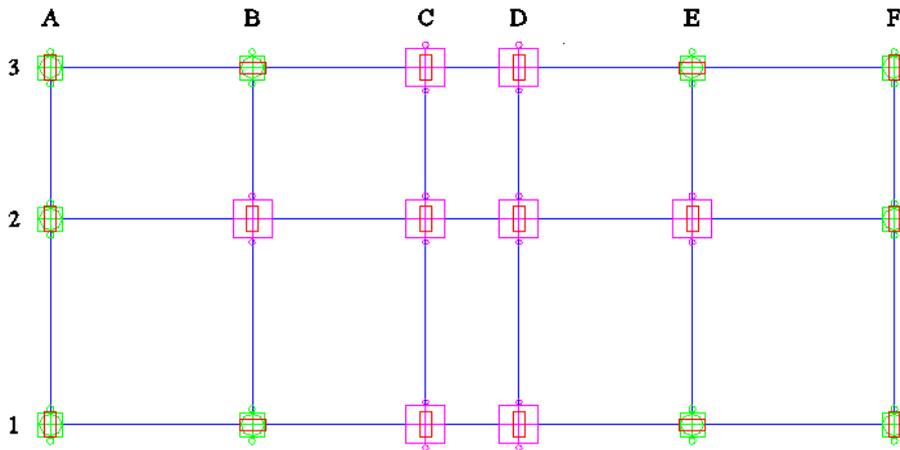


Il neoprene si rompe per **distorsione**, ossia per **variazione di forma** dell'elemento. La **distorsione** viene indotta da:

- sforzi di taglio	elastomero	$\gamma_s = \frac{F}{GA} = \frac{d_E}{t_e} \leq 2$	tensione nel lamierino $\sigma_s = 1.3 \frac{V}{A_r} \cdot \frac{(t_{i,sup} + t_{i,inf})}{t_s}$
- sforzi di compressione		$\gamma_c = 1.5 \frac{V}{G \cdot S_1 \cdot A_r}$	
- rotazioni imposte		$\gamma_\alpha = \frac{3 \cdot \alpha \cdot D^2}{8 \cdot t_i \cdot t_e}$	

- L'acciaio dei lamierini è invece soggetto a rottura per snervamento.
 La tensione normale massima è limitata al valore $\sigma_s < 275$ MPa

VERIFICA ISOLATORI (SLC)



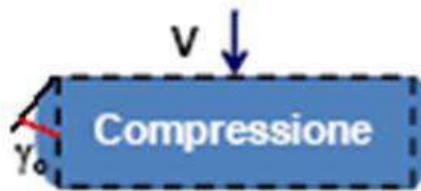
Limiti Normativa:

- $\sigma_s \leq 275 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_s \leq 2$
- $\gamma_t = \gamma_s + \gamma_\alpha + \gamma_c \leq 5$
- $V < V_{cr} / 2$



Scorrimento per
taglio semplice

γ_s



Scorrimento per
compressione assiale

γ_c



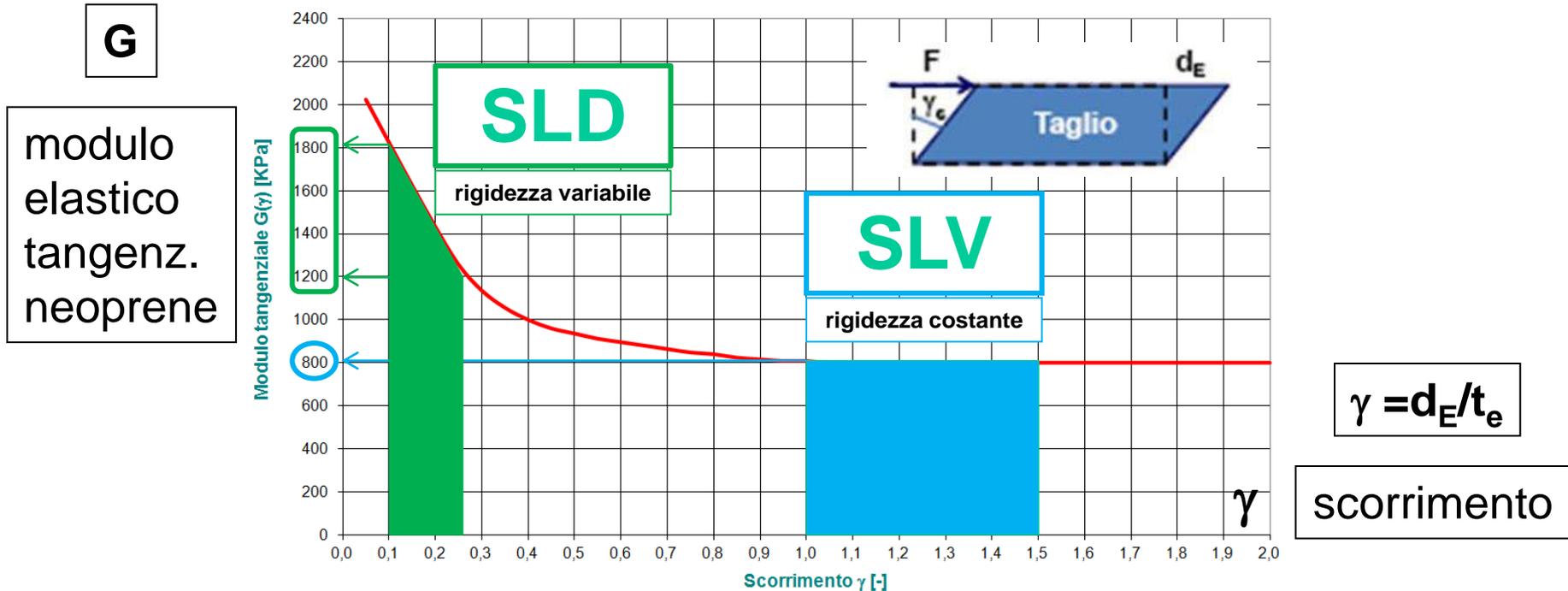
Scorrimento per
flessione

γ_α

COMPORTAMENTO NON LINEARE ISOLATORI

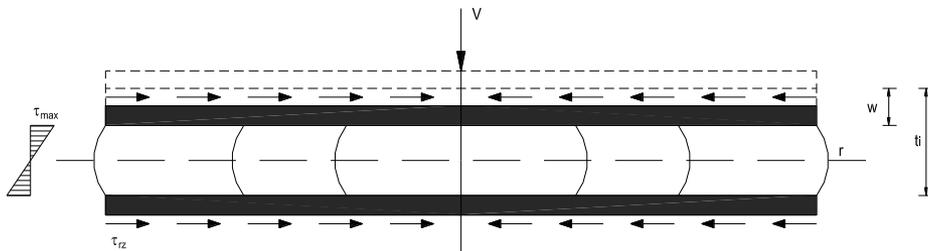
La rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento K_e dipende tramite il modulo di elasticità tagliante G dallo scorrimento γ

DIAGRAMMA MODULO TANGENZIALE ISOLATORI ELASTOMERICI



- Nelle condizioni sismiche di progetto ($\gamma = 100 \div 150\%$) → $G = 800 \text{ kPa}$
- Per bassi livelli della deformazione di taglio ($\gamma < < 100\%$) → $G = G(\gamma)$

Prove sugli isolatori (20% della fornitura)



Prove a carico verticale

$$N_R > N_d \quad ; \quad K_V > 800 K_h$$



Prove di taglio ciclico

$$\gamma = 100\% \quad ; \quad \gamma = 200\%$$

$$\tau = G \quad ; \quad \tau = 2G$$



Prove di aderenza
lamierino - elastomero

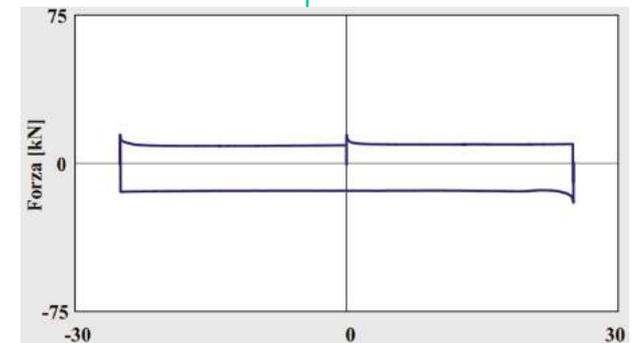
$$\gamma^* = 250\%;$$

APPOGGI SCORREVOLI - SLITTE

APPOGGI MULTIDIREZIONALI A SUPERFICIE PIANA

**Appoggi con superficie di
scorrimento a basso attrito
($\mu = 2 \div 3\%$)**

- Non rincentrante
- Si trascura il contributo alla rigidità orizzontale



Comportamento Rigido-plastico

ISOLAMENTO SISMICO

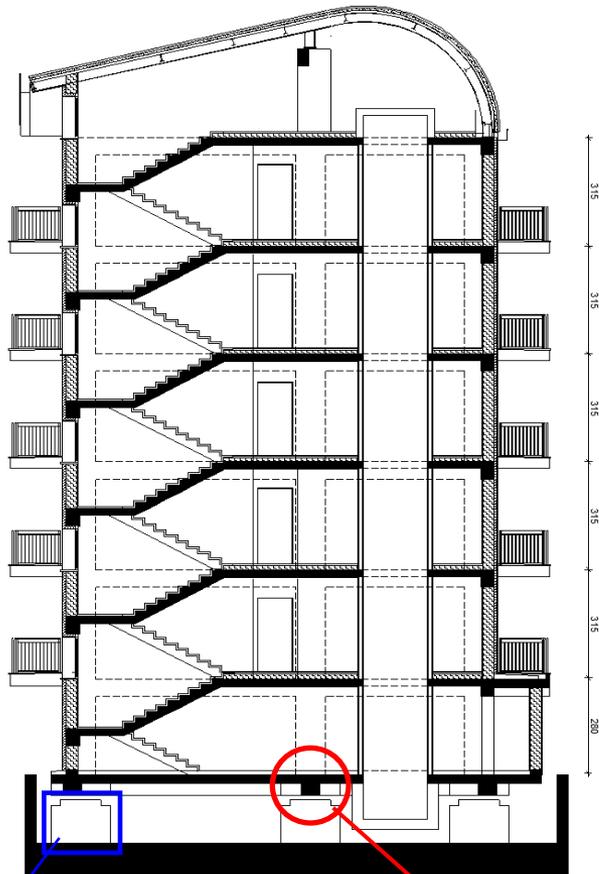
CASO DI STUDIO

EDIFICIO MULTIPIANO ISOLATO



Fabbricato ad uso civile abitazione

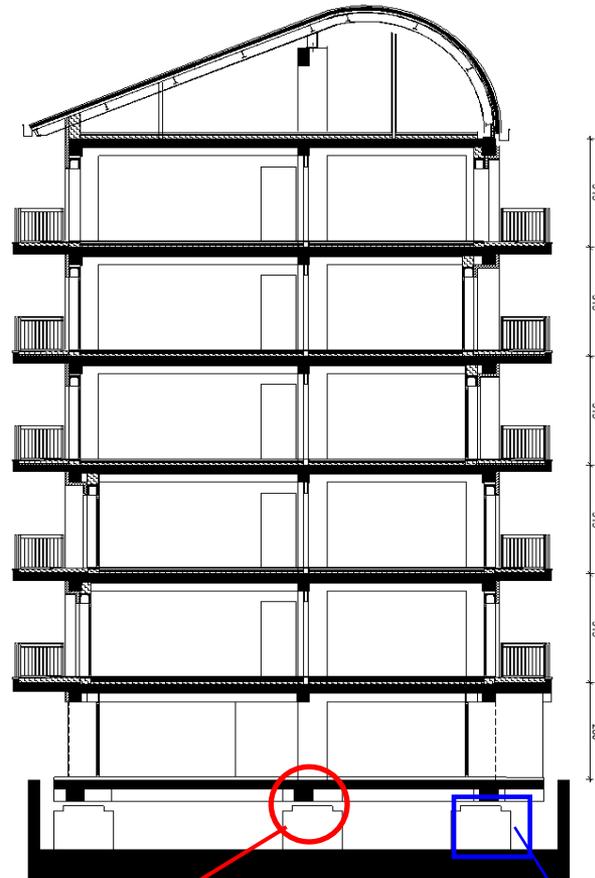
Sezioni verticali



ISOLATORI

BAGGIOLI

Sezione A-A

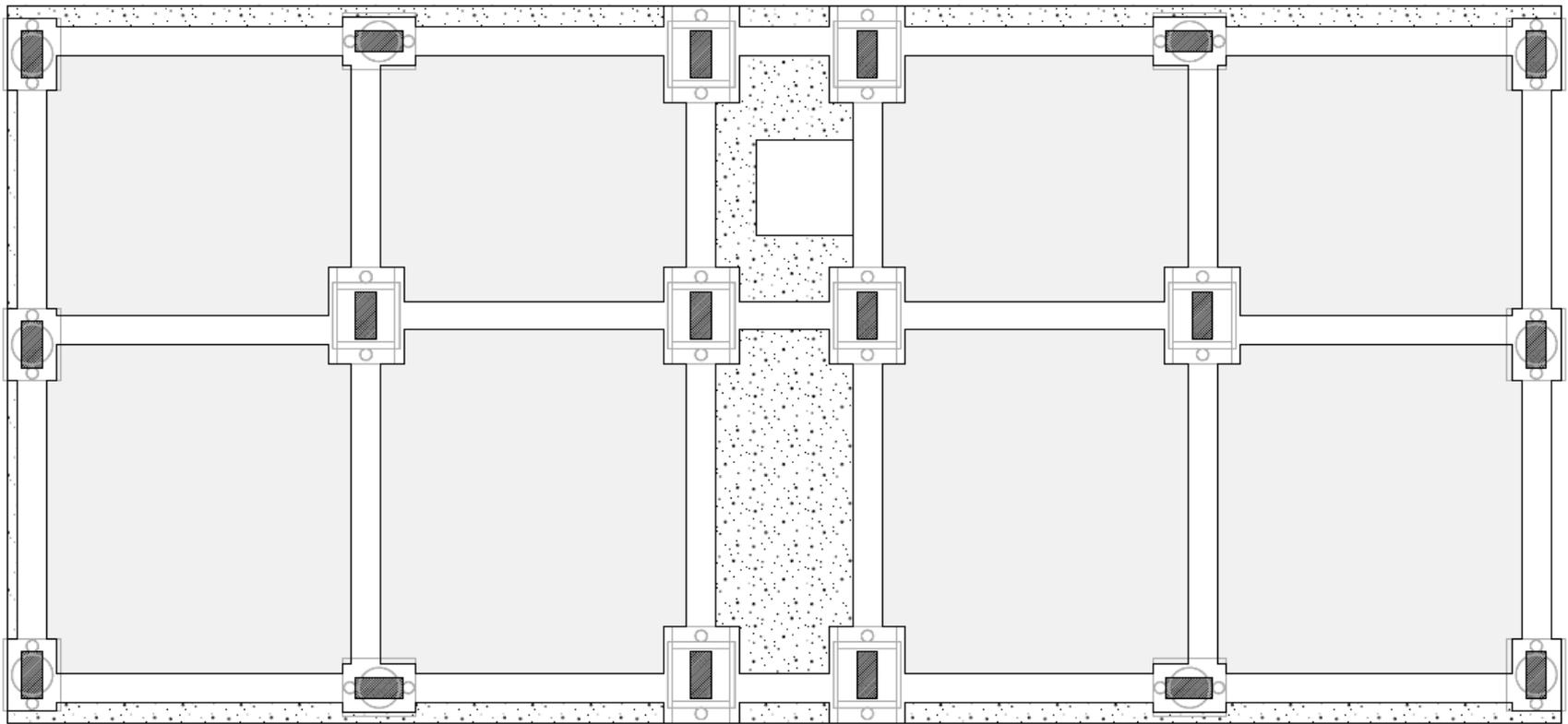


ISOLATORI

BAGGIOLI

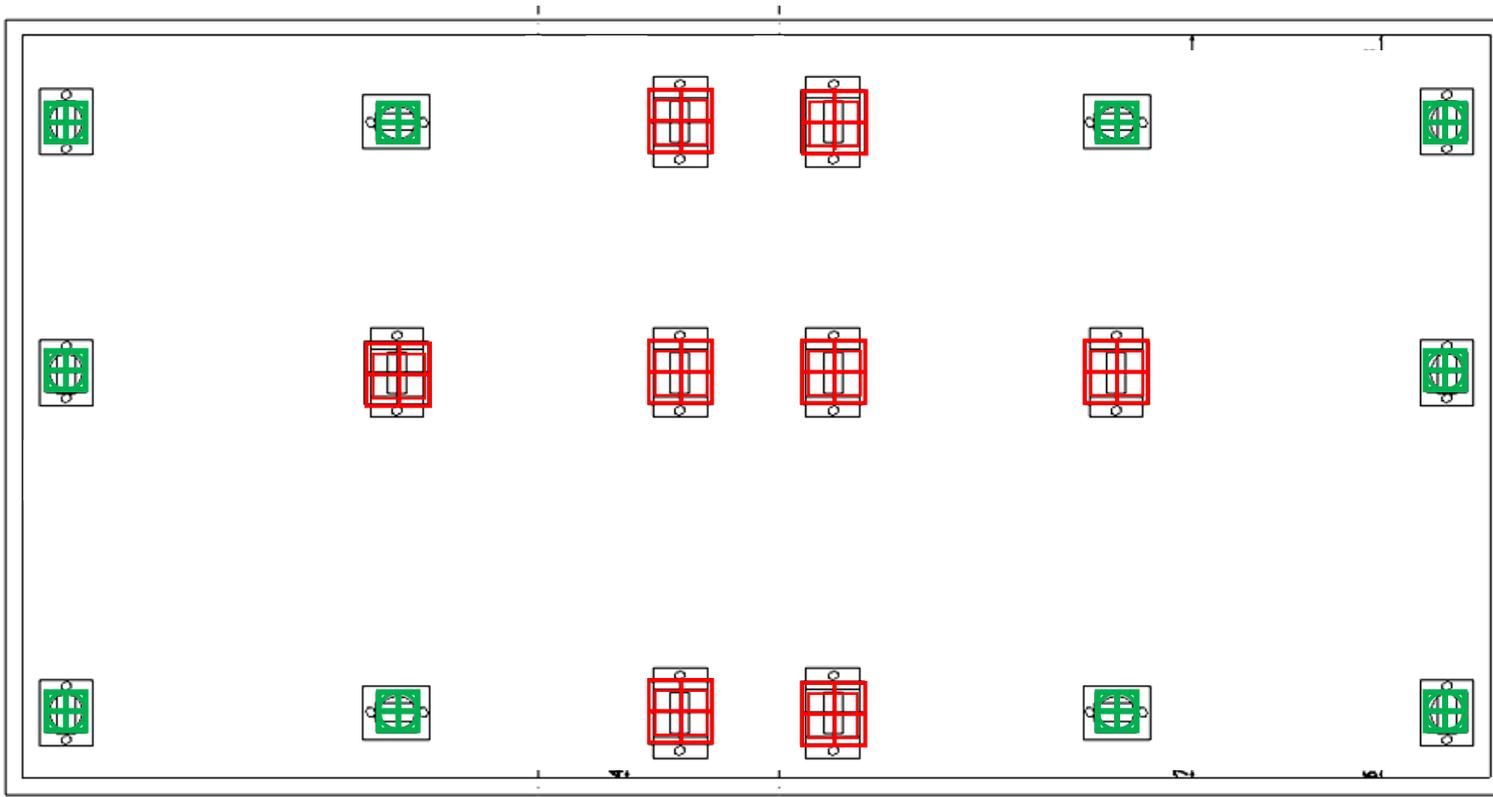
Sezione B-B

PIANTA PIANO TERRA



PILASTRI, TRAVI E BAGGIOLI

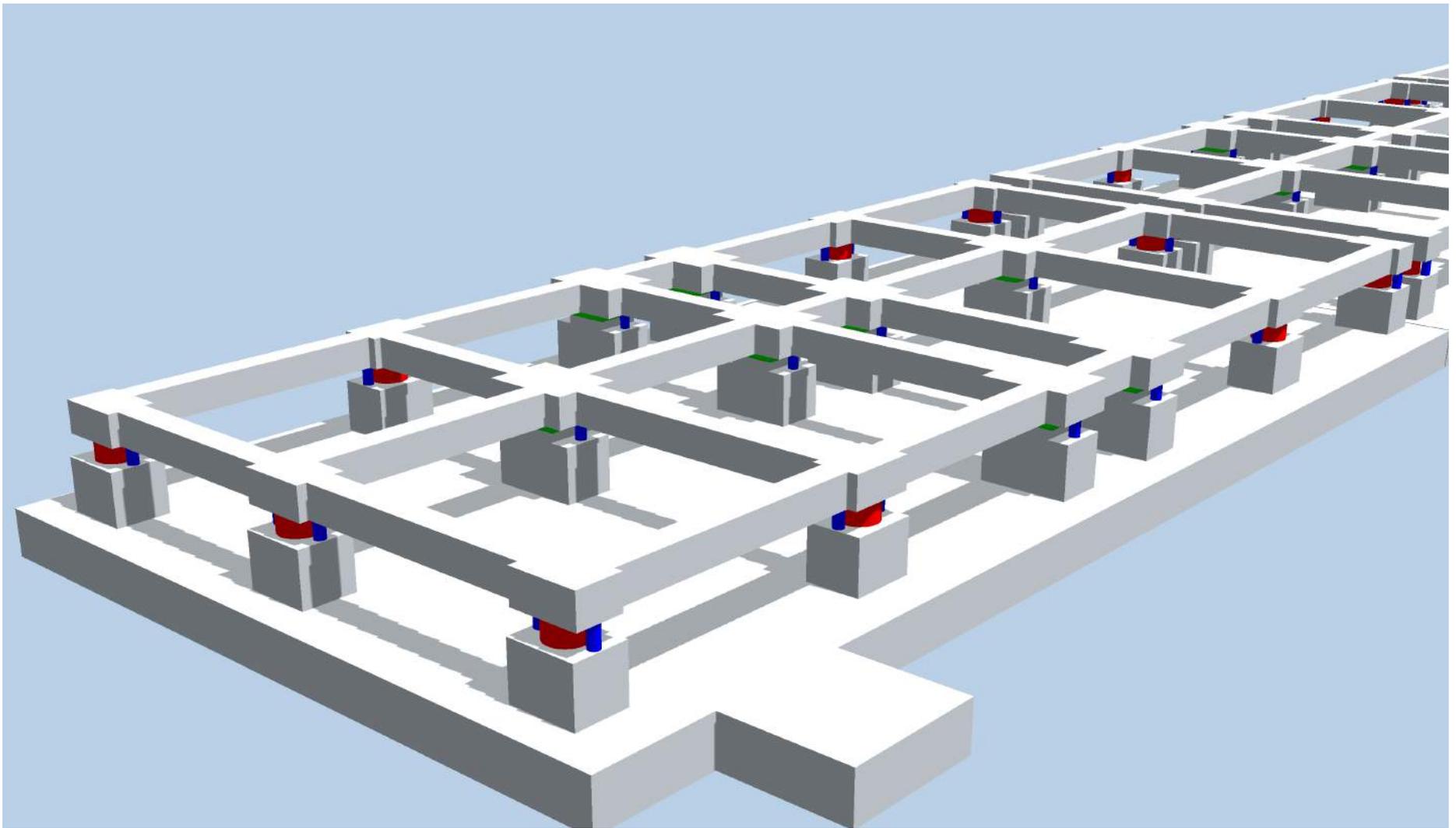
PIANTA DEGLI ISOLATORI



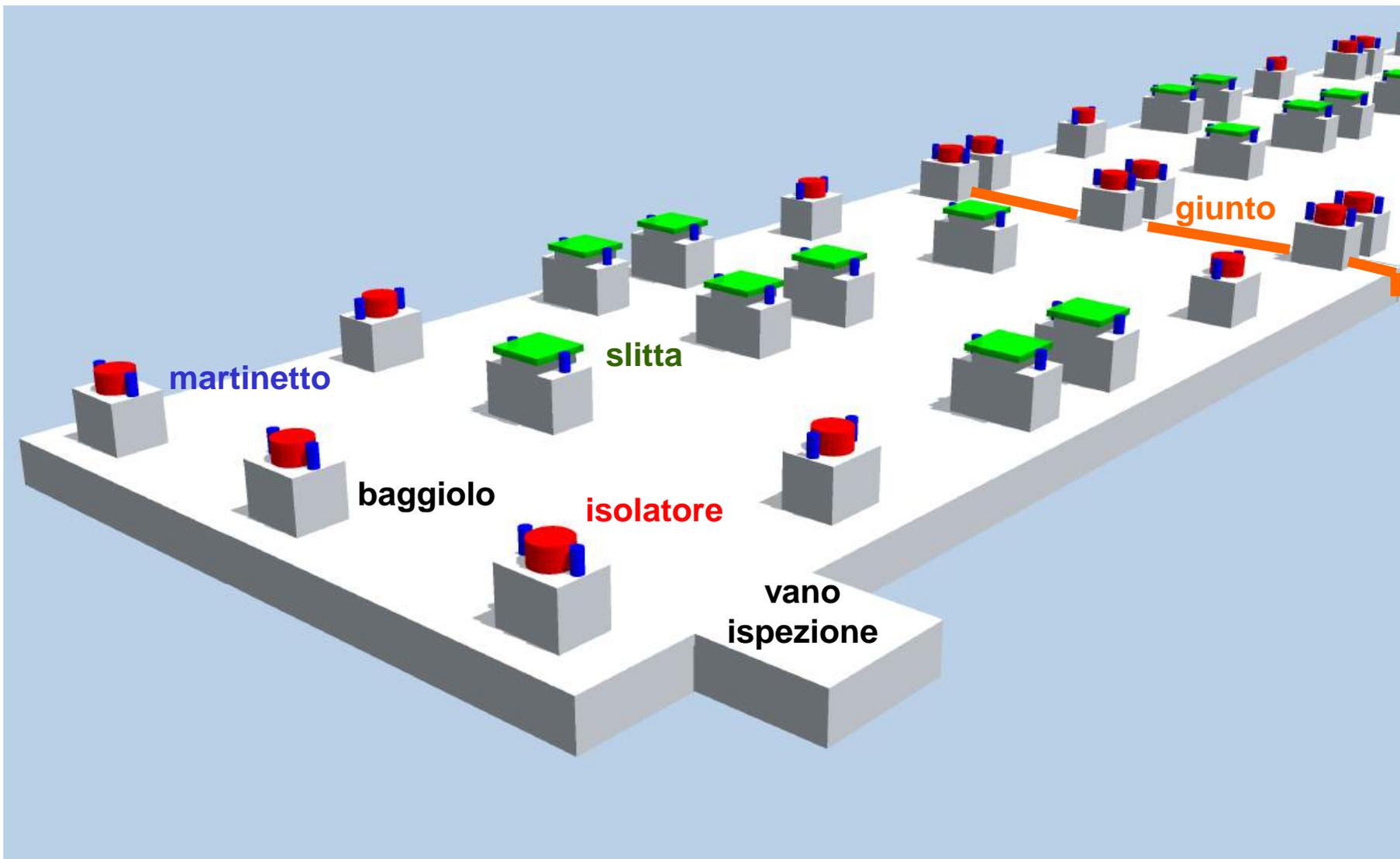
 **ISOLATORI**

 **BAGGIOLI**

 **SLITTE**



VISTA DELLA DISPOSIZIONE DEGLI ISOLATORI



Baggioli, isolatori , slitte e e posizione martinetti per sostituzione



$D=700 \text{ mm}$ $t_e=200 \text{ mm}$

Isolatore elastomerico



Slitta – Appoggio scorrevole



Baggioli degli isolatori



posa
isolatore



isolatore

slitta



Vista d'insieme

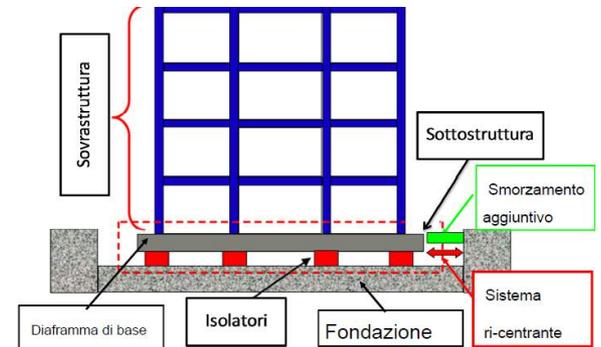
Criteri di progetto degli isolatori

1) Si fissa il periodo di oscillazione della struttura isolata in genere nel range $2.0 < T_{is} < 3.0 \text{ sec}$ ($T_{is} > 3T_{bf}$)

2) Si determina la rigidezza elastica complessiva del sistema di isolamento sismico con la relazione:

$$K_{eis} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 M \longleftarrow T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{e,is}}}$$

essendo **M** la massa totale dell'edificio



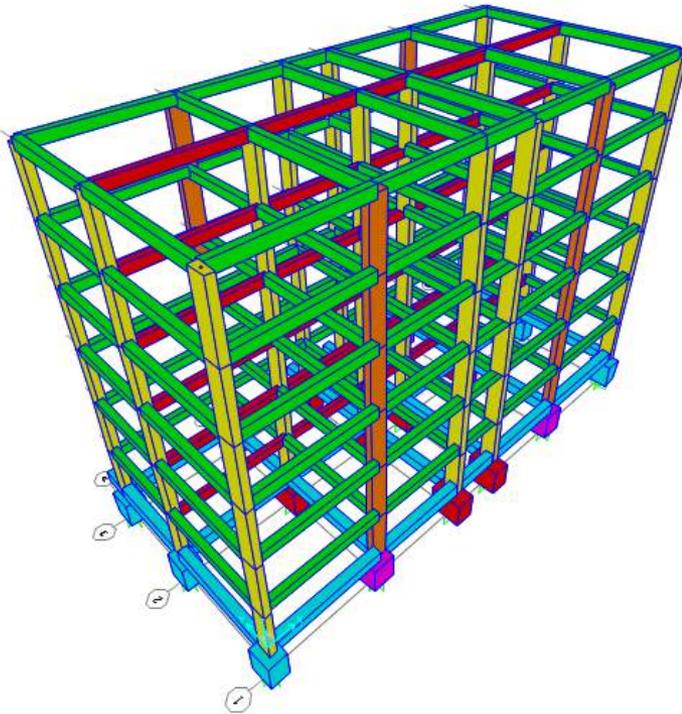
3) Si determina la rigidezza del singolo isolatore:

$$K_e = K_{e,is}/n \longrightarrow (\text{da catalogo}) \longrightarrow K_e = \frac{GA}{t_e}$$

essendo **n** il numero di isolatori.

DIMENSIONAMENTO SISTEMA ISOLAMENTO

$$W = 26600 \text{ KN}$$



$$M = 2660 \text{ KNs}^2/\text{m}$$

PRESCRIZIONI NORMATIVE:

Il periodo proprio della struttura isolata deve rispettare la seguente condizione:

$$3 T_{bf} \leq T_{is} \leq 3,0 \text{ s}$$

PERIODI PROPRI EDIFICIO:

$$T_{bf} = 0,835 \text{ s}$$

Edificio a base fissa



$$T_{is} \geq 2,55 \text{ s}$$

Edificio isolato

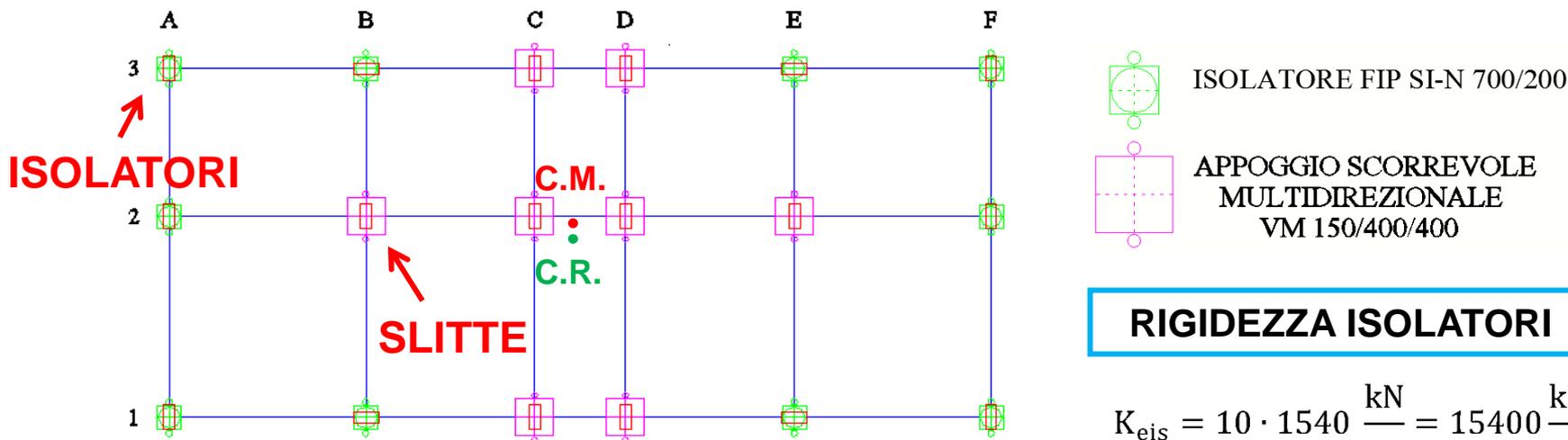
RIGIDEZZA ISOLATORI

$$K_{eis} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 M \leq 16500 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il dimensionamento degli isolatori deve ridurre al minimo l'eccentricità tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze del sistema di isolamento

DIMENSIONAMENTO SISTEMA ISOLAMENTO

10 isolatori elastomerici + **8** appoggi scorrevoli

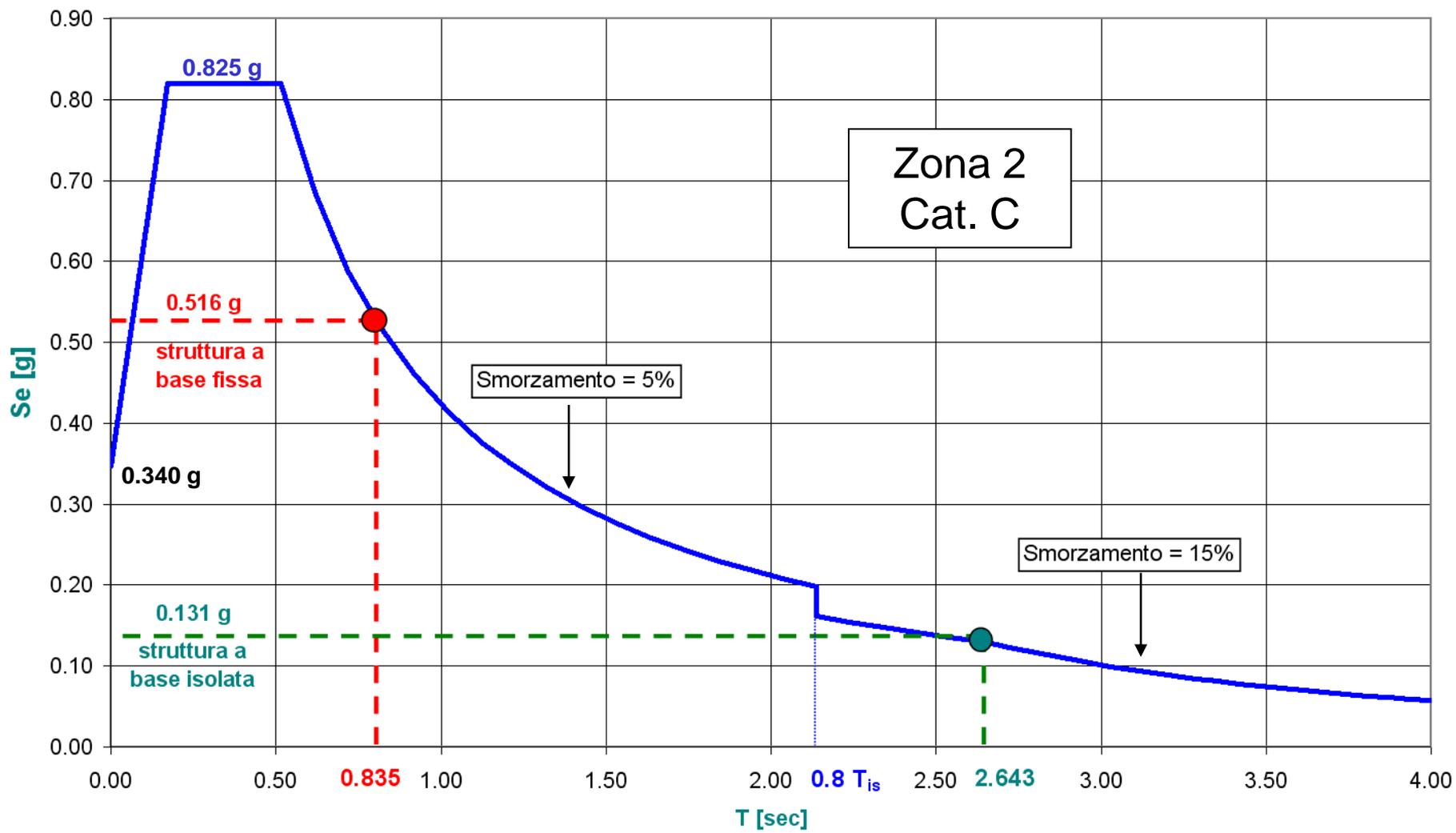


RIGIDEZZA ISOLATORI

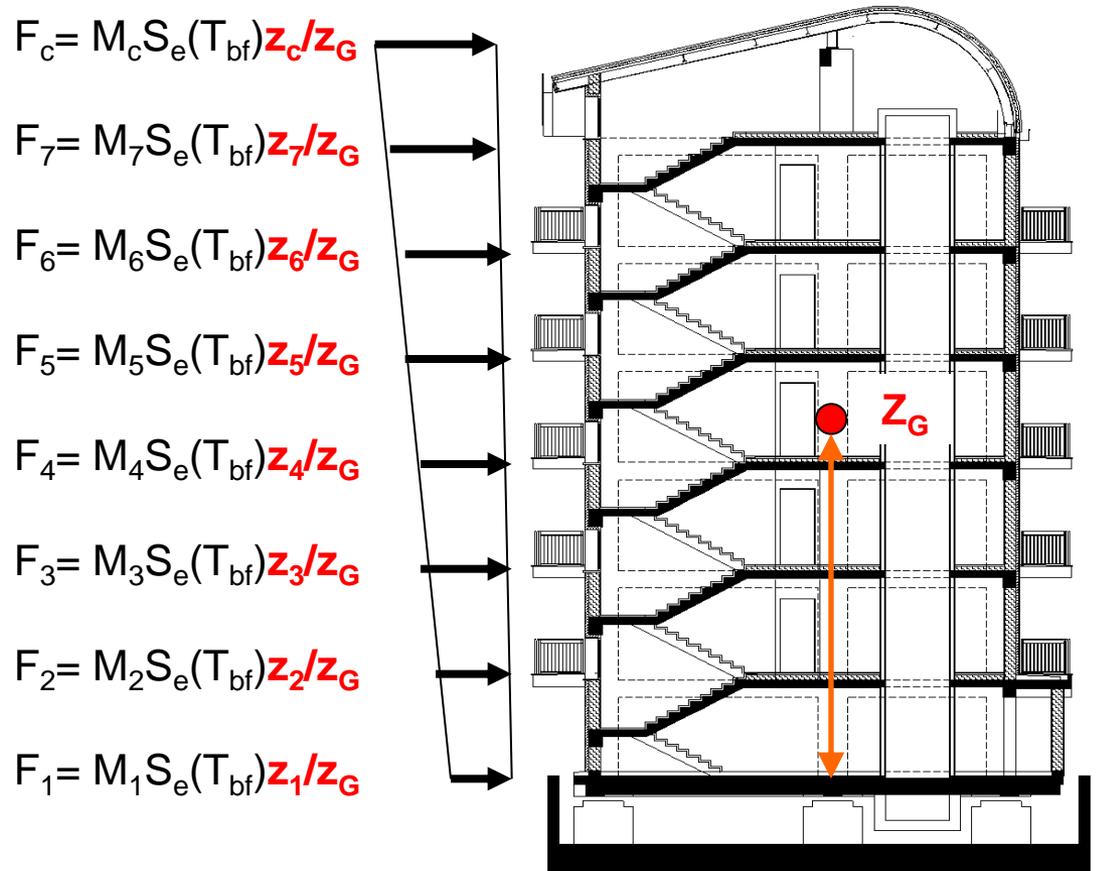
$$K_{eis} = 10 \cdot 1540 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 15400 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 450/204	45	2490	0.62	541	450	204	343	393	500	300
SI-N 500/204	270	3890	0.77	747	500	204	343	393	550	369
SI-N 550/203	610	5790	0.94	871	550	203	327	377	600	419
SI-N 600/200	1090	6360	1.13	1016	600	200	312	362	650	471
SI-N 650/207	1650	7620	1.28	1118	650	207	313	363	700	540
SI-N 700/200	2490	9650	1.54	1309	700	200	307	367	750	669
SI-N 800/200	5470	14990	2.01	1967	800	200	307	367	850	871
SI-N 900/204	7980	21220	2.50	2317	900	204	318	378	950	1136
SI-N 1000/210	10780	22590	2.99	2667	1000	210	326	406	1050	1590
SI-N 1100/210	14930	27460	3.62	3556	1100	210	326	406	1150	1919
SI-N 1200/208	16670	28700	4.35	4109	1200	208	316	396	1250	2207

SPETTRO ELASTICO - SLV



Analisi Statica Lineare – Struttura a base fissa



$$F_c = M_c S_e(T_{bf}) z_c / z_G$$

$$F_7 = M_7 S_e(T_{bf}) z_7 / z_G$$

$$F_6 = M_6 S_e(T_{bf}) z_6 / z_G$$

$$F_5 = M_5 S_e(T_{bf}) z_5 / z_G$$

$$F_4 = M_4 S_e(T_{bf}) z_4 / z_G$$

$$F_3 = M_3 S_e(T_{bf}) z_3 / z_G$$

$$F_2 = M_2 S_e(T_{bf}) z_2 / z_G$$

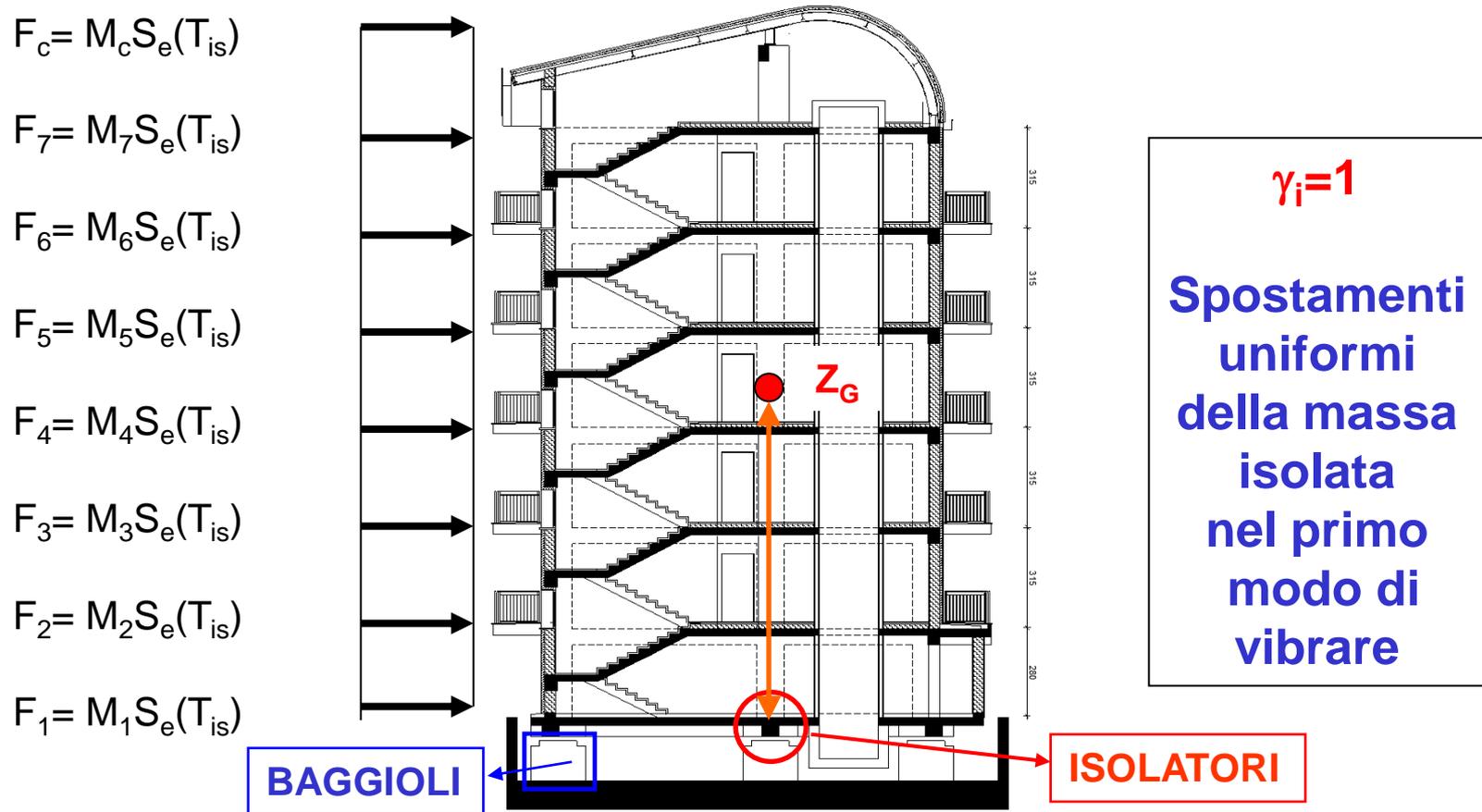
$$F_1 = M_1 S_e(T_{bf}) z_1 / z_G$$

Z_G
Baricentro
delle masse

$\gamma_i = z_i / z_G$
Deformata lineare
primo modo di
vibrare

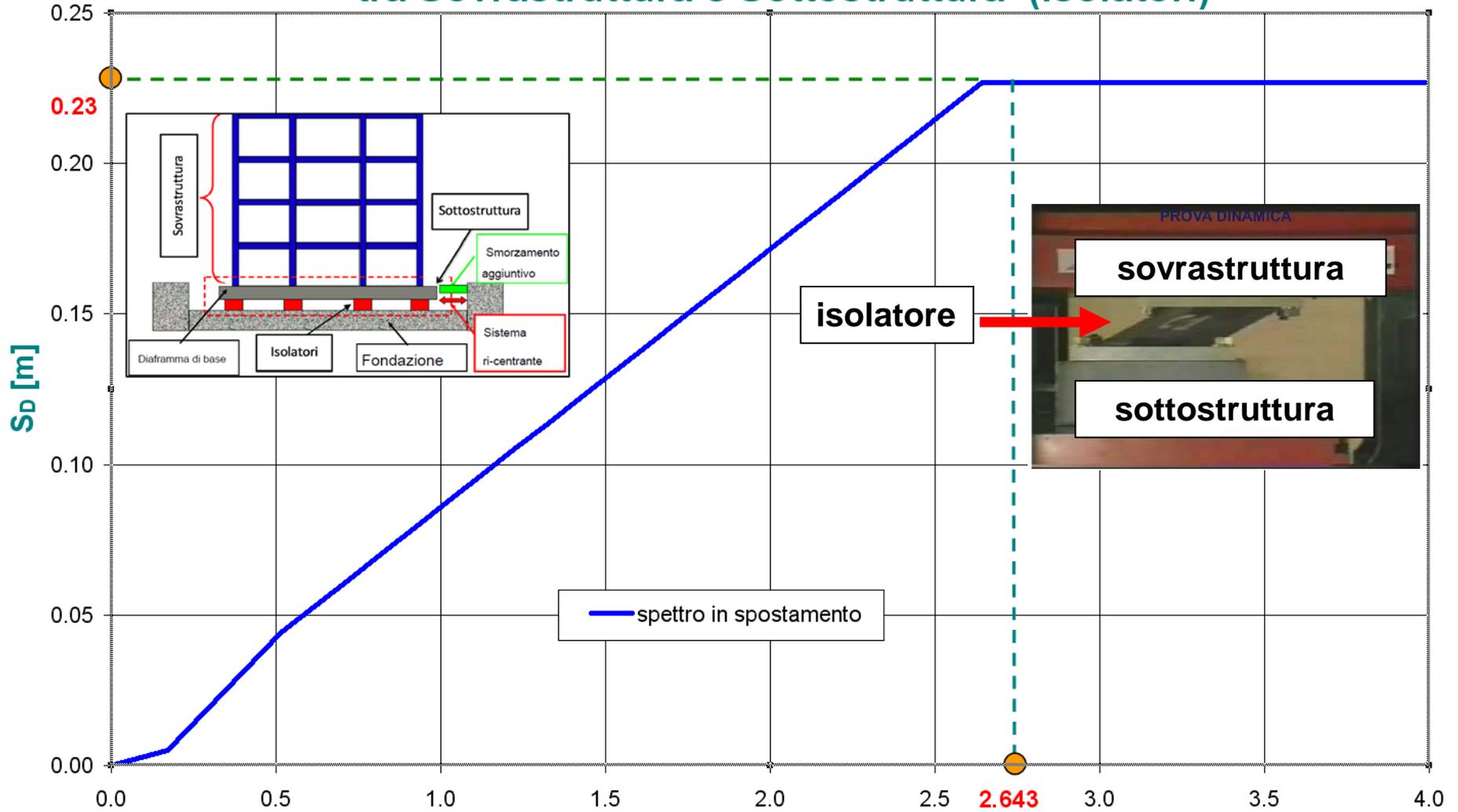
Le forze di inerzia sono maggiori nelle strutture a base fissa perché l'accelerazione è maggiore [$S_e(T_{bf}) \gg S_e(T_{is})$] sia perché aumenta pressoché linearmente in altezza (spostamenti relativi di interpiano)

Analisi Statica Lineare – Struttura Isolata



Le forze di inerzia si riducono nelle strutture isolate sia perché l'accelerazione è minore [$S_e(T_{is}) \ll S_e(T_{bf})$] sia perché si mantiene pressoché uniforme in altezza (spostamenti di interpiano modesti)

Spettro di Risposta - Spostamento Relativo tra Sovrastruttura e Sottostruttura (Isolatori)

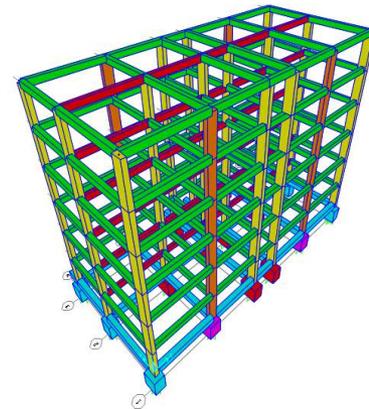
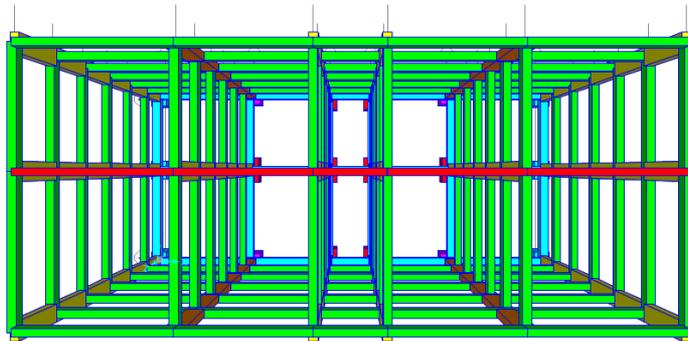
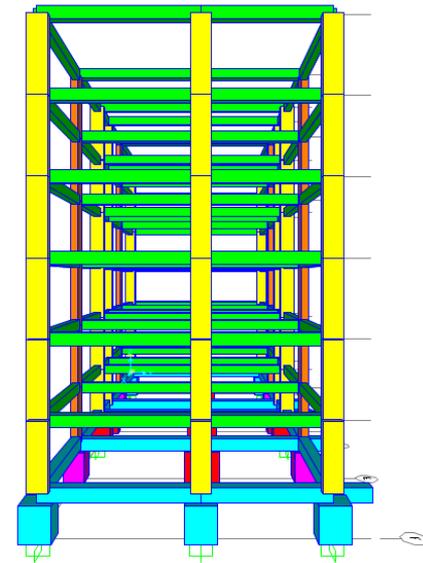
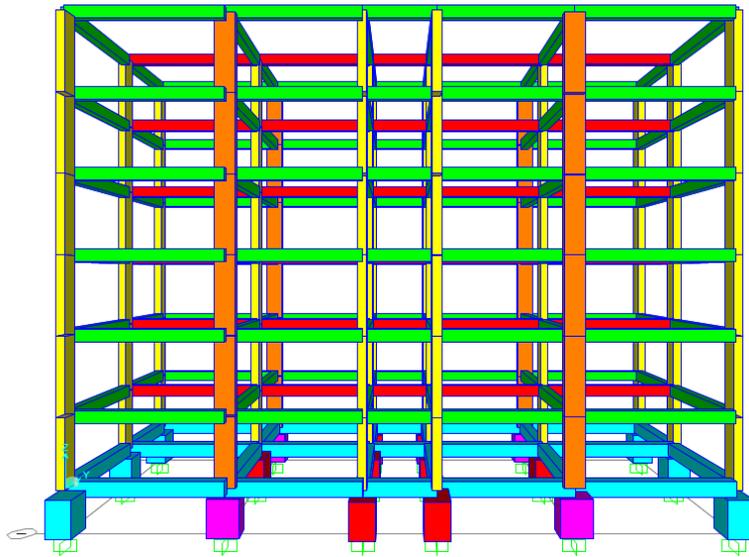


ACCORGIMENTI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE ISOLATE

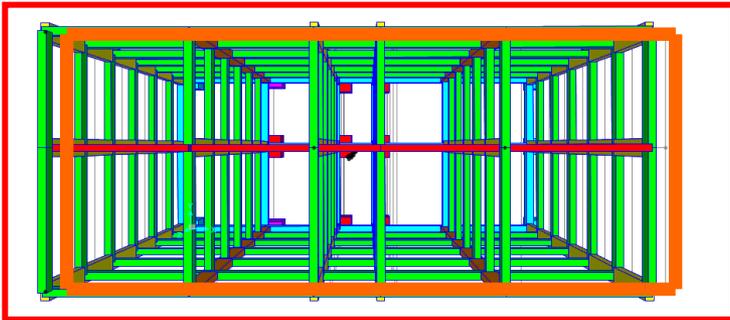
- Sono necessari **giunti sismici** commisurati al valore massimo degli spostamenti di progetto dei fabbricati contigui in modo tale da evitare il **martellamento** con gli edifici adiacenti (luce netta giunti da **60 – 70** cm)
- Sia gli elementi di collegamento orizzontale (coprigiunti) sia gli elementi di collegamento verticale (**scale, rampe, ascensori**) devono essere concepiti e realizzati in modo tale da non ostacolare il moto della sovrastruttura e non creare connessioni rigide.
- Occorre adottare **giunzioni flessibili** per le **connessioni impiantistiche** che siano in grado di assorbire gli spostamenti di progetto senza interruzioni del servizio



MODELLO EDIFICIO – ANALISI MODALE



ANALISI MODALE

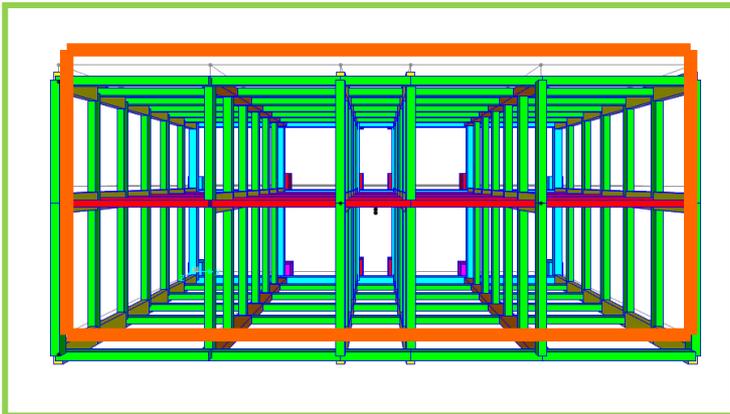


→
trasl. X

1° MODO DI VIBRARE

$$T_1 = 2,703 \text{ s}$$

$$U_x = 98\% \quad U_y = 0\% \quad R_z = 11,8\%$$

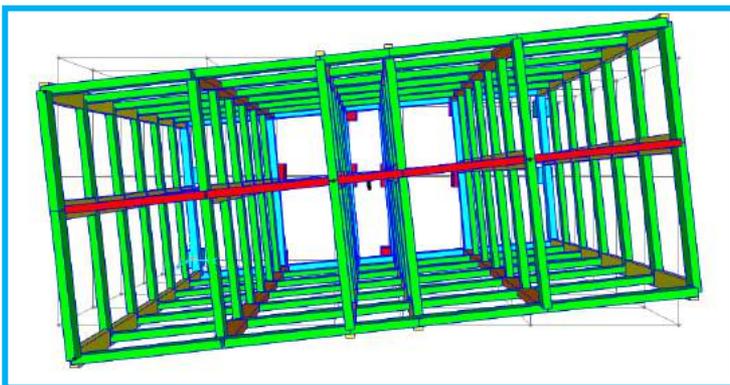


↑
trasl. Y

2° MODO DI VIBRARE

$$T_2 = 2,633 \text{ s}$$

$$U_x = 0\% \quad U_y = 98\% \quad R_z = 57,3\%$$



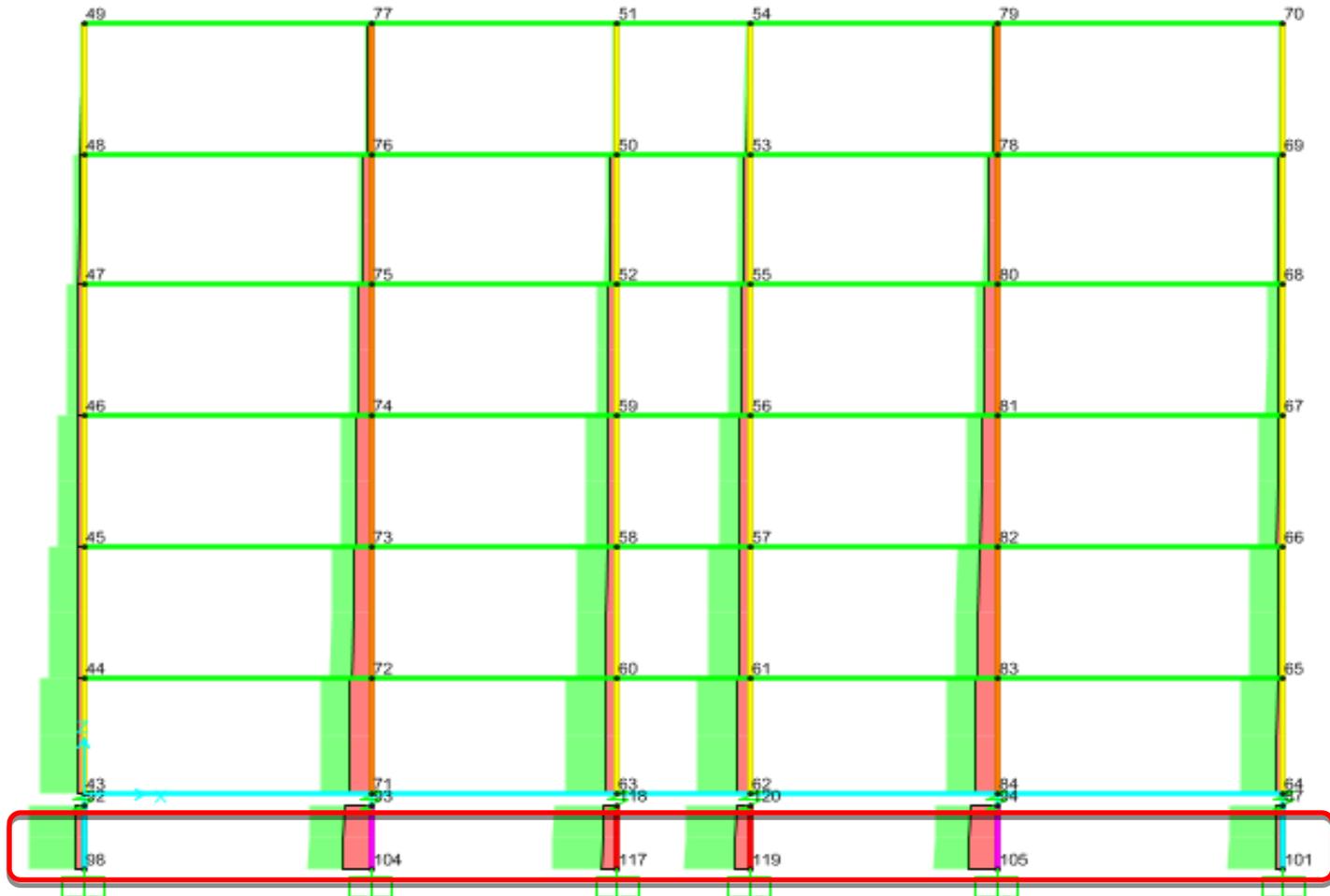
rot. Z

3° MODO DI VIBRARE

$$T_3 = 2,190 \text{ s}$$

$$U_x = 0\% \quad U_y = 0\% \quad R_z = 28,8\%$$

DISTRIBUZIONE DEGLI SFORZI ASSIALI

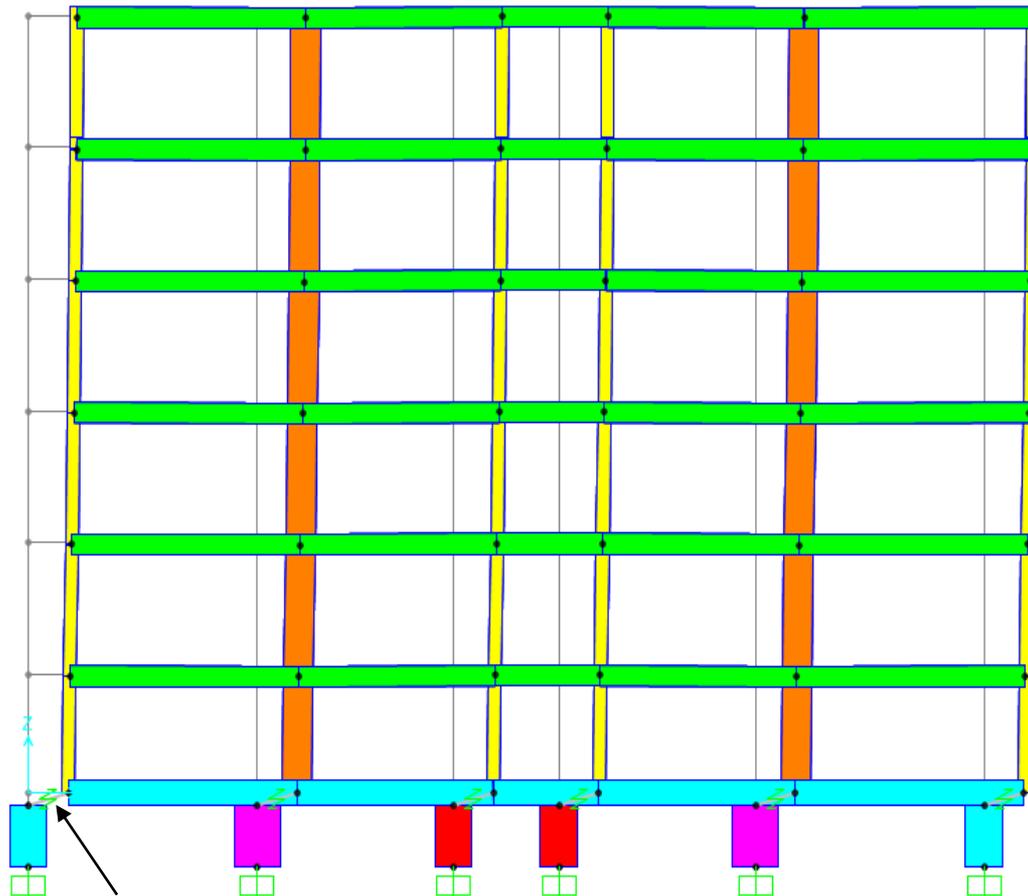


SFORZI ASSIALI ISOLATORI TUTTI DI COMPRESSIONE

SPOSTAMENTI DI INTERPIANO - SLD

$$d_r < \frac{2}{3} (0,005 \cdot h)$$

Gli spostamenti di interpiano sono modesti confermando l'ipotesi che la massa isolata si muove di moto rigido

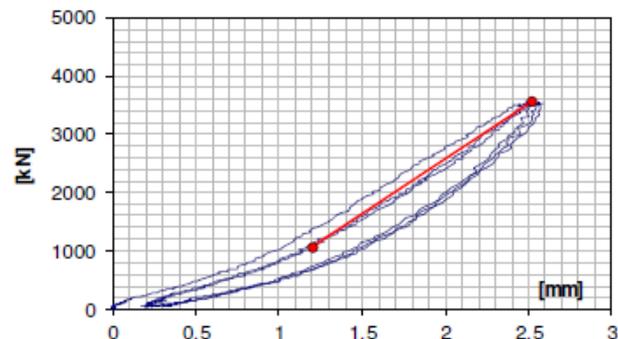
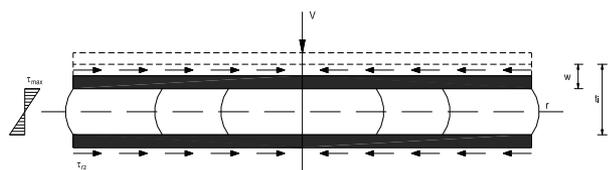


Spostamento isolatori

Prove di Accettazione Isolatori Elastomerici

Risultati: dispositivo SN 01 / Test results: device SN 01

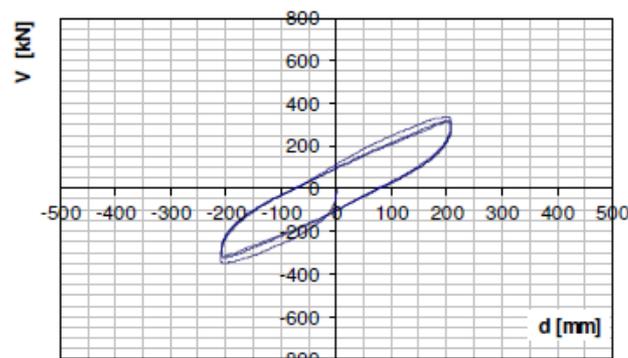
Prova a compressione assiale
($N=3565$ KN, $w=2.5$ mm)



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3568
[N/mm]	1892.1
N. cicli / N. cycles	3

Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.

Prova a taglio ciclico con uno
spostamento impresso **200 mm**
($N = 3678$ KN $V = 306$ KN)

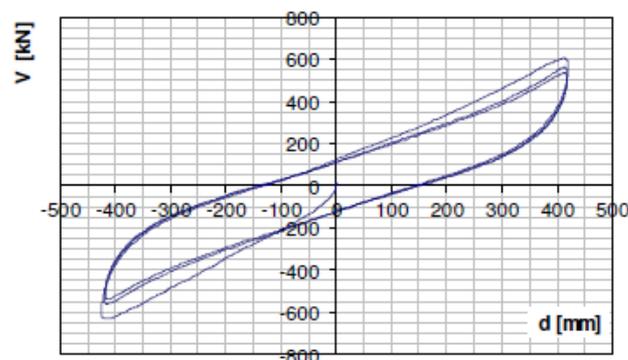


Data / Date	06/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	3678
d_{max} 3°CICLE [mm]	208.27
d_{min} 3°CICLE [mm]	-208.19
V_{max} 3°CICLE [kN]	301.96
V_{min} 3°CICLE [kN]	-306.65
f 3°CICLE [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K_{eff} 3°CICLE [kN/mm]	1.461
ϵ 3°CICLE [%]	16.9%

Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal vs Shear Strain.



Prova a taglio ciclico con uno
spostamento impresso **400 mm**
($N = 3684$ KN $V = 630$ KN)



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 3
N [kN]	3684
d_{max} 3°CICLE [mm]	420.50
d_{min} 3°CICLE [mm]	-425.40
V_{max} 3°CICLE [kN]	606.65
V_{min} 3°CICLE [kN]	-630.81
f 3°CICLE [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	5
K_{eff} 3°CICLE [kN/mm]	1.256
ϵ 3°CICLE [%]	13.6%

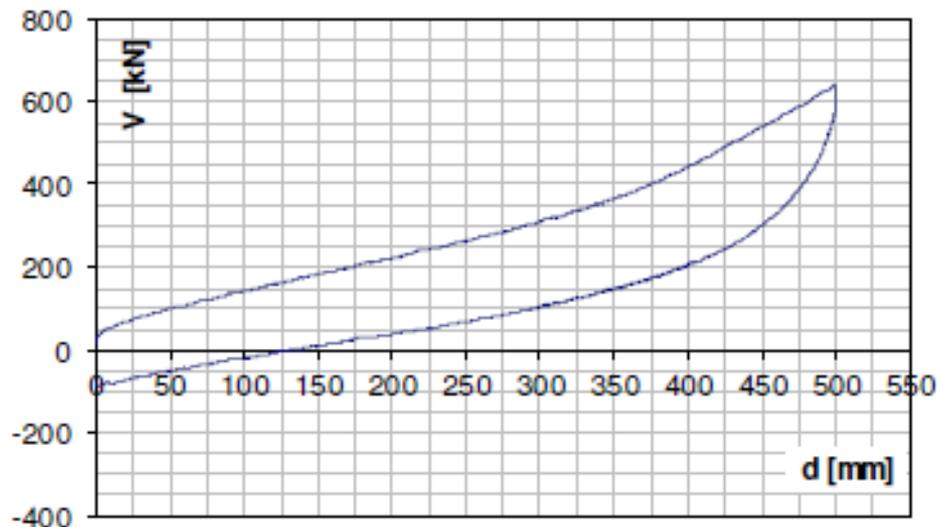
Figura 3: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 3: Horizontal vs Shear Strain.



Prova di Accettazione Isolatori Elastomerici

Prova di aderenza tra
elastomero e lamierino

Risultati: dispositivo SN 01 / Test results: device SN 01



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3682
d_{max} [mm]	500.29
d_{min} [mm]	-0.31
V_{max} [kN]	641.55
V_{min} [kN]	-85.89
v [mm/sec]	1.000
N. cicli / N. cycles	1
K_{eff} [kN/mm]	1.282
ϵ_s [%]	9.0%

Figura t: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure t: Horizontal vs Shear Strain.

Prova a taglio crescente monotonicamente con spostamento massimo impresso di **500 mm** (N= 3682 KN V=642 KN)

GRAZIE PER L'ATTENZIONE