

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

Spoletto
 marzo - settembre 2016

Organizzati da Aurelio Ghersi e APICE s.r.l.

Con il patrocinio di:
 Ordine degli ingegneri della provincia di
 Perugia

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

1. Risposta sismica delle strutture

01 - Terremoti e pericolosità sismica

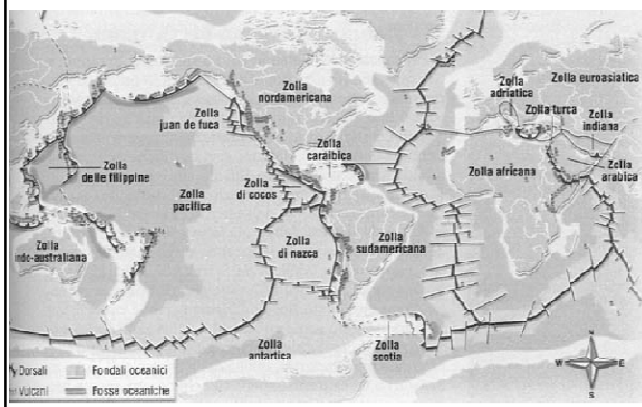
Spoletto
 18-19 marzo 2016
 Aurelio Ghersi

I terremoti

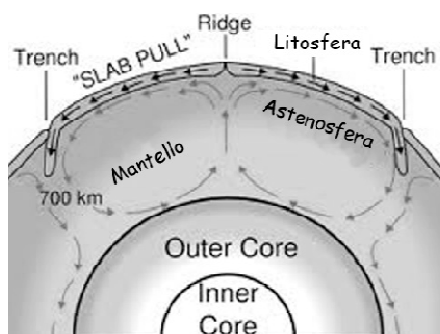
Cosa sono?

Quali terremoti ci
 aspettiamo in un
 determinato sito?

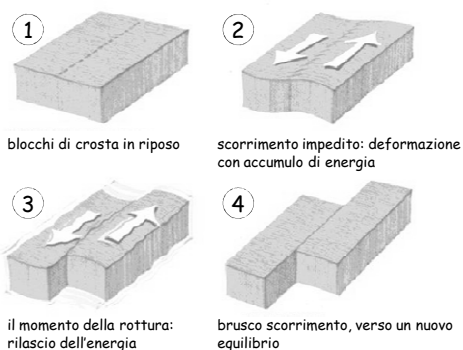
Zolle crostali, vulcani e terremoti

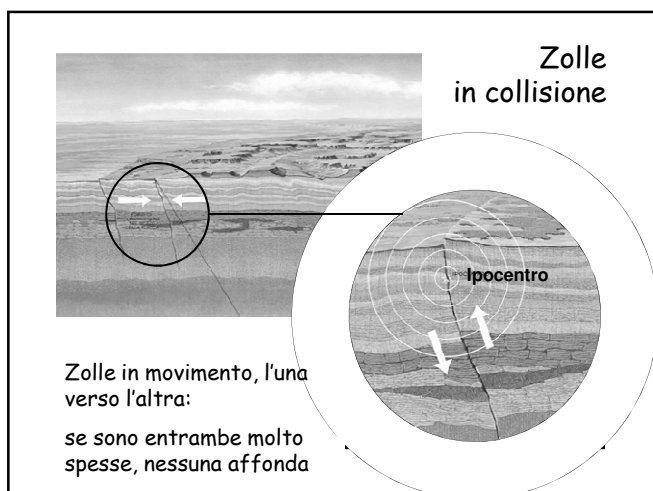
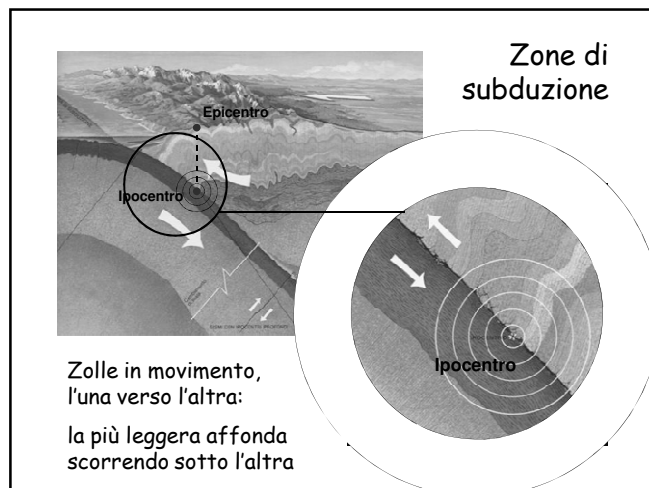
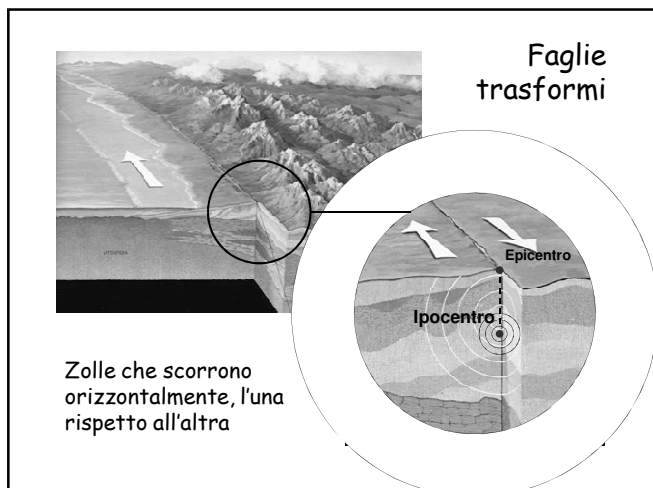


**Moti convettivi nel mantello
 e movimento delle zolle**



**Il meccanismo che scatena un terremoto:
 scorrimento lungo una faglia**



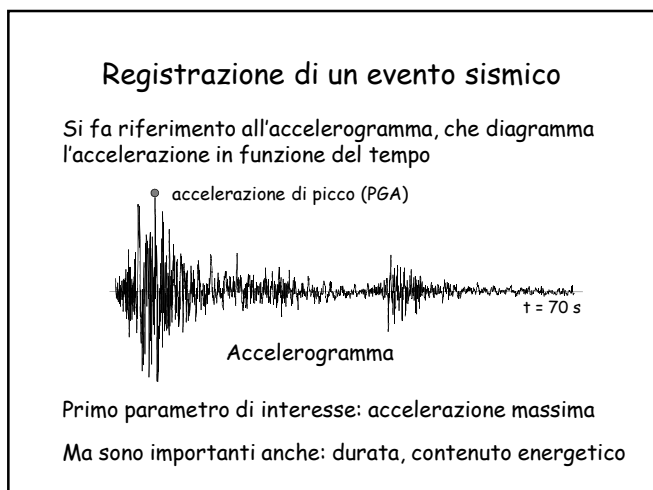


Onde sismiche

L'energia liberata dal sisma si propaga in onde

Esistono più tipi di onda, che si propagano con differente velocità ed hanno un diverso contenuto energetico:

- onde di volume, che si propagano per tutto il volume \pm terrestre (più veloci)
- onde di superficie, che si propagano solo nello strato superficiale (maggior contenuto energetico)



Misura dell'intensità sismica

Magnitudo (Richter, 1935)

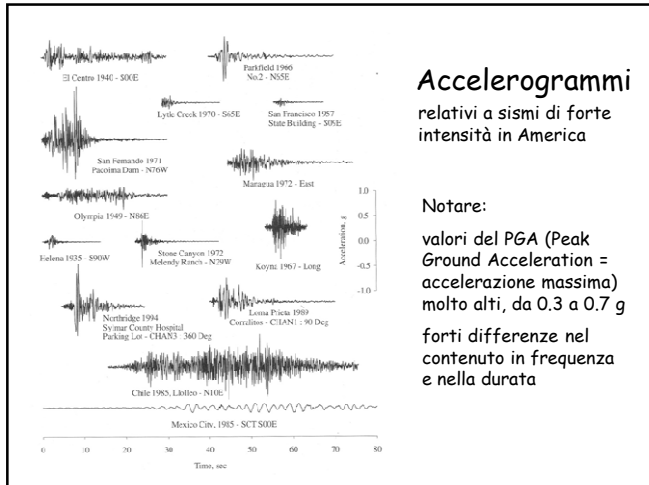
È il logaritmo dell'ampiezza massima di oscillazione (in micron), misurata a 100 km dall'epicentro

Energia rilasciata da un sisma:
è legata alla magnitudo dalla relazione

$$\log E = 4.4 + 1.5 M \quad (E \text{ in joule})$$

Frequenza annua N di terremoti con intensità $\geq M$:

$$\log N = a - b M \quad (a \approx 5.5, b \approx 1.1 \text{ nel Mediterraneo})$$



Dove trovare accelerogrammi?

Sono disponibili vari database:

- European Strong Motion Database (ESD)
<http://esm.mi.ingv.it/>
http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm
- Italian Accelerometric Archive (ITACA)
<http://itaca.mi.ingv.it/>

Si veda anche:

- Selected Input Motions for Displacement-Based Assessment and Design (SIMBAD)
http://wpag.unina.it/iunivervo/SIMBAD_Database_Polimi.pdf

Dove trovare accelerogrammi?

Per selezionare accelerogrammi può essere utile il programma REXEL

- http://www.reluis.it/index.php?option=com_content&view=article&id=118&Itemid=105&lang=it

Questo programma permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri in accelerazione di normativa o definiti dall'utente arbitrariamente. Gli accelerogrammi possono anche rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo, distanza epicentrale e misure d'intensità del terremoto

Visualizzare e usare gli accelerogrammi Il programma Oscill

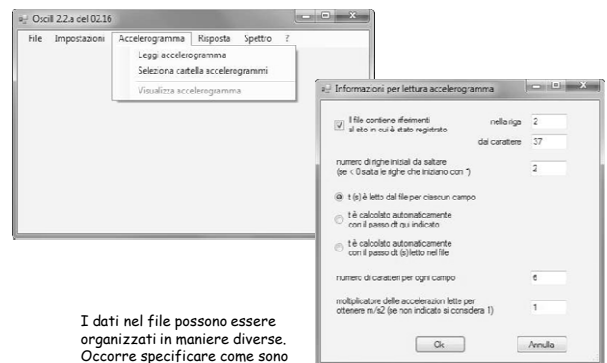
È stato messo a disposizione il file Oscill_22a.zip

- Unzippare il file
- Dalla cartella Installazione di Oscill mandare in esecuzione il file Setup
- Consultare la documentazione di Oscill (in particolare il file Oscill 22a)
- Possono essere utilizzati come esempio gli accelerogrammi contenuti nelle cartelle 5 accelerogrammi, accelerogrammi1, accelerogrammi2

Il programma Oscill

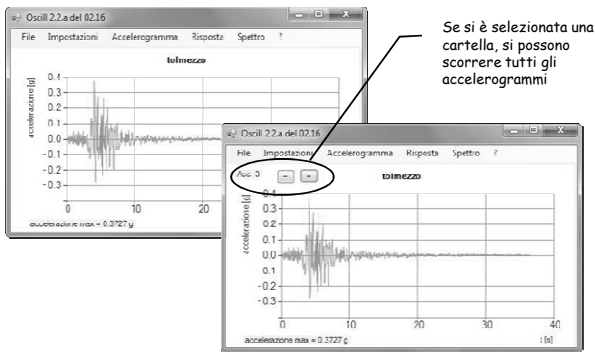


Il programma Oscill Selezionare accelerogrammi



I dati nel file possono essere organizzati in maniere diverse. Occorre specificare come sono

Il programma Oscill Visualizzare accelerogrammi



I terremoti

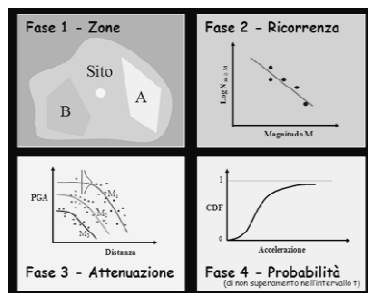
Cosa sono?

Quali terremoti ci aspettiamo in un determinato sito?

Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto del Friuli (1976) parte il Progetto Finalizzato Geodinamica (CNR)

Partendo dallo studio geologico, dall'individuazione delle faglie, dalla ricorrenza degli eventi sismici e dalla attenuazione delle onde sismiche con la distanza si valuta la probabilità di avere assegnate accelerazioni in ciascun sito



Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

- Un evento può accadere in maniera casuale in un qualsiasi istante
- L'occorrenza di un evento in un determinato intervallo di tempo è indipendente da quanto si ha in un qualsiasi altro intervallo
- La probabilità di occorrenza di un evento in un piccolo intervallo Δt è proporzionale a Δt e può essere espressa con $\lambda_s \Delta t$, dove λ_s è la possibilità media di occorrenza dell'evento (assunta costante)

Bibliografia: Alfredo H-S. Ang, Wilson H. Tang, Probability concepts in Engineering Planning and Design, John Wiley & Sons

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

- Si indica con $T_{R,i}$ il periodo di ritorno (in anni) di un terremoto di intensità pari o superiore ad un valore assegnato s_i
- Si ha quindi $\lambda_s(s_i) = \frac{1}{T_{R,i}}$

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

- Per ciascuna struttura può essere definita una "vita di riferimento" V_R ovvero il periodo di tempo per il quale vogliamo che la struttura si mantenga idonea allo scopo per il quale è stata progettata
- È quindi importante conoscere che probabilità vi sia di avere, durante tale periodo, eventi sismici di intensità pari o superiore ad un certo valore (ovvero quale accelerazione sismica ha una determinata probabilità di essere superata)

Vita di riferimento V_R

La vita di riferimento è definita dalla normativa (Norme Tecniche per le costruzioni 2008, NTC08) e dipende da:

- Vita nominale V_N
- Classe d'uso

Vita nominale V_N

- Vita nominale: numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale V_N
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10 anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100 anni

NTC08, punto 2.4.1

NTC15, punto 2.4.1

Classe d'uso

- Classe d'uso: è legata alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche

TIPI DI COSTRUZIONE	Classe d'uso
Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli	I
Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali	II
Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi	III
Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità	IV

NTC08, punto 2.4.2

NTC15, punto 2.4.2

Vita di riferimento V_R

Dipende da:

- Vita nominale V_N
- Classe d'uso

$$V_R = V_N \times C_U \geq 35 \text{ anni}$$

Il coefficiente d'uso C_U dipende dalla classe d'uso

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

Periodo di riferimento V_R per l'azione sismica

Classe d'uso Vita nominale	I	II	III	IV
10	35	35	35	35
50	35	50	75	100
100	70	100	150	200

Esempio: edificio per abitazione di nuova realizzazione

Opera ordinaria

Normale affollamento

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Per una distribuzione di Poisson, la probabilità P di avere x eventi in un intervallo di tempo t , indicata con $P(X_i = x)$, è data da:

$$P(X_i = x) = \frac{(\lambda_s t)^x}{x!} e^{-\lambda_s t}$$

La probabilità $P(X_i=0)$ che non vi sia alcun evento sismico in un intervallo di tempo V_R è

$$P(X_i = 0) = \frac{(\lambda_s V_R)^0}{0!} e^{-\lambda_s V_R} = e^{-V_R / T_R}$$

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

La "probabilità di superamento" P_{VR} , cioè la probabilità che vi sia almeno un evento sismico di intensità pari o superiore ad un valore assegnato s_i in un intervallo di tempo V_R , è

$$P_{VR} = 1 - P(X_i = 0) = 1 - e^{-V_R / T_R}$$

Si ha quindi la seguente relazione tra T_R e P_{VR}

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Livelli di intensità sismica

Sono legati alla "vita di riferimento" V_R della struttura

Livello	Probabilità di superamento
Frequente	81% in V_R anni
Occasionale	63% in V_R anni
Raro	10% in V_R anni
Estremamente raro	5% in V_R anni

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

Relazione tra periodo di ritorno T_R e probabilità di superamento P_{VR}

È fornita dalla relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong \frac{V_R}{P_{VR}}$$

Esempio:
probabilità di superamento del 10% in 50 anni

Il periodo di ritorno è:

$$T_R = -\frac{50}{\ln(1 - 0.10)} = 474.6 \cong 475 \text{ anni}$$

Livelli di intensità sismica

Sono legati alla "vita di riferimento" V_R della struttura

Livello	Probabilità di superamento	Periodo di ritorno *
Frequente	81% in V_R anni	30 anni
Occasionale	63% in V_R anni	50 anni
Raro	10% in V_R anni	475 anni
Estremamente raro	5% in V_R anni	975 anni

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

* Per $V_R = 50$ anni

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Prime normative

Unico obiettivo

- Evitare perdite di vite umane
- nel caso di terremoto con periodo di ritorno molto alto
↓
ovvero terremoto "raro"

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Normative più recenti

Doppio livello di protezione

- Evitare perdite di vite umane
 - Limitare i danni
- nel caso di terremoto con periodo di ritorno molto alto
↓
ovvero terremoto "raro"
- nel caso di terremoto con periodo di ritorno più basso
↓
ovvero terremoto "occasionale"

Normativa italiana, a partire dal 1996 - Normativa europea (Eurocodice 8)

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Performance based design

Tendenza della normativa:

Più livelli di prestazione

- Evitare il crollo
- Evitare perdite di vite umane
- Consentire un rapido ripristino dell'operatività
- Mantenere l'operatività

associati a diversi livelli di intensità sismica

Normativa americana FEMA - Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Livelli di prestazione Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite di Esercizio

Stato Limite di Operatività - SLO

Danni ad elementi strutturali, non strutturali e impianti talmente modesti da non creare interruzioni d'uso significative

Stato Limite di Danno - SLD

Danni ad elementi strutturali, non strutturali e impianti modesti, tali da non compromettere significativamente resistenza e rigidità. L'opera dopo il sisma deve rimanere utilizzabile, pur se con limitazione d'uso di attrezzature

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

Livelli di prestazione Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite Ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV

Rottura di elementi non strutturali e impianti, danni significativi agli elementi strutturali con perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. Esiste ancora un margine di sicurezza nei confronti del collasso.

Stato Limite di prevenzione del Collasso - SLC

Rottura di elementi non strutturali e impianti, danni molto gravi agli elementi strutturali. Esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso.

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

Intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento

Dove troviamo, per un qualsiasi sito, l'intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento?

- Deriva dal Progetto Finalizzato Geodinamica
- È riportata in dettaglio nel sito INGV, suddivisa in più fogli di calcolo Excel
- È sintetizzata nelle NTC08, Tabella 1 e 2

Intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento

- In realtà il valore dell'accelerazione corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento non è definito in maniera certa ma mediante una distribuzione probabilistica lognormale

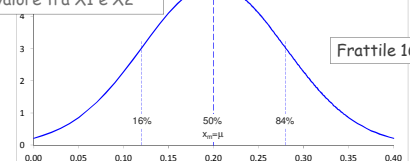
Distribuzione normale o Gaussiana

- Definita con l'equazione $f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$

Curva "densità di probabilità"

L'area sottesa da un tratto compreso tra i valori X_1 e X_2 rappresenta la probabilità di avere un valore tra X_1 e X_2

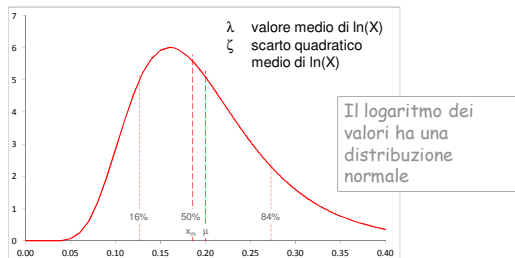
μ valore medio
 σ scarto quadratico medio



Distribuzione simmetrica rispetto al valore medio $\mu = \text{mediano } x_m$

Distribuzione lognormale

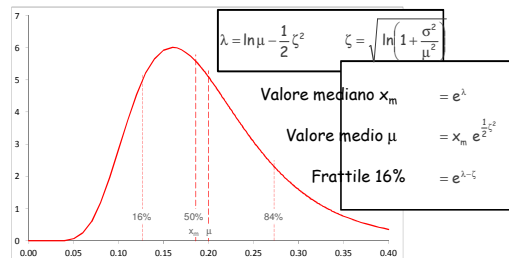
- Definita con l'equazione $f_X(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta} \right)^2}$



Distribuzione non simmetrica; valore medio $\mu \neq$ mediano x_m

Distribuzione lognormale

- Definita con l'equazione $f_X(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta} \right)^2}$



Distribuzione non simmetrica; valore medio $\mu \neq$ mediano x_m

Intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento

Dal sito
INGV

I valori sono forniti per diverse probabilità di superamento

in 50 anni	T_R	$\lambda_{50} = 1/T_R$
81%	30	0.033215
63%	50	0.019885
50%	72	0.013863
39%	101	0.009896
30%	140	0.007133
22%	201	0.004969
10%	475	0.002107
5%	975	0.001026
2%	2475	0.000404

Foglio 10%

punto di riferimento
(Spoleto)

id	lon	lat	ag	01perc	10perc
24735	12.2649	42.7284	0.1534	0.1734	0.1561
24736	12.3330	42.7291	0.1627	0.1761	0.1584
24737	12.4010	42.7298	0.1552	0.1765	0.1400
24738	12.4651	42.7384	0.1530	0.1777	0.1427
24739	12.5372	42.7310	0.1654	0.1790	0.1483
24740	12.6059	42.7315	0.1750	0.1802	0.1506
24741	12.6733	42.7320	0.1808	0.2068	0.1744
24742	12.7414	42.7325	0.2155	0.2344	0.1929
24743	12.8098	42.7329	0.2177	0.2547	0.2101
24744	12.8775	42.7333	0.2531	0.2743	0.2345
24745	12.9455	42.7336	0.2531	0.2792	0.2308
24746	13.0136	42.7339	0.2555	0.2820	0.2332
24747	13.0817	42.7342	0.2572	0.2835	0.2346
24748	13.1497	42.7344	0.2576	0.2837	0.2350
24749	13.2178	42.7345	0.2569	0.2837	0.2341
24750	13.2859	42.7348	0.2511	0.2797	0.2310
24751	13.3540	42.7349	0.2472	0.2696	0.2242

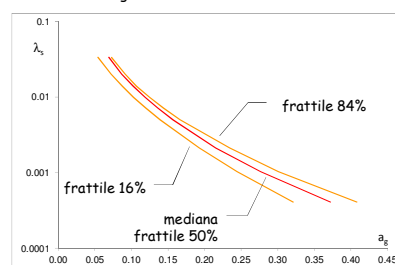
valore di a_g
mediano

frattili
84% e 16%

Foglio Excel spettri e pericolosità

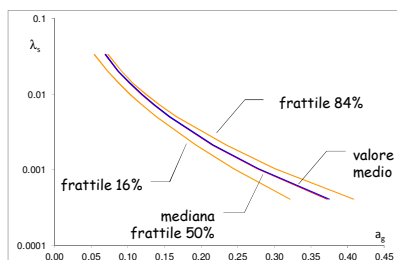
Curva di pericolosità

- La curva di pericolosità mostra la relazione tra la possibilità media di occorrenza $\lambda_s = 1/T_R$ e l'accelerazione a_g (mediana, frattili 16% e 84%)



Curva di pericolosità

- È possibile calcolare e diagrammare anche il valore medio, ma questo non differisce in maniera rilevante dal valore mediano



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

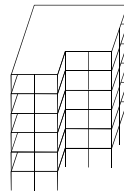
1. Risposta sismica delle strutture

02 - Risposta elastica e spettri di risposta elastica

Spoletto
 18-19 marzo 2016
 Aurelio Ghersi

Le strutture: gradi di libertà statici

Le strutture, pur essendo in realtà continue, sono in genere viste come discretizzate, ovvero come:



- Insieme di nodi (liberi o vincolati)
- Collegati da elementi mono dimensionali (aste) o anche bi o tri-dimensionali

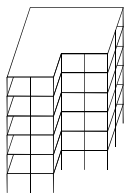
Gradi di libertà (statici):

- Le componenti di movimento consentite ai nodi

Nello spazio, un nodo non vincolato ha 6 gradi di libertà
 Impalcati indeformabili riducono i gradi di libertà

Le strutture: gradi di libertà dinamici

Con il movimento nascono forze d'inerzia, prodotto di massa per accelerazione:



- Le masse sono in realtà continue
- Vengono però considerate concentrate (nei nodi, negli impalcati)

Gradi di libertà dinamici:

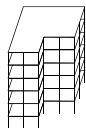
- Le componenti di movimento consentite alle masse

Usualmente si ipotizzano impalcati indeformabili e masse solo a livello dell'impalcato. Vi sono in tal caso $3n$ gradi di libertà (se gli impalcati sono n ed il movimento è orizzontale)

Le strutture: gradi di libertà statici e dinamici

Edifici (tridimensionali) con n impalcati

- Gradi di libertà statici: centinaia o migliaia
- Gradi di libertà dinamici: $3n$



Telai piani con n traversi

- Gradi di libertà statici: centinaia
- Gradi di libertà dinamici: n



Telai monopiano

- Gradi di libertà statici: decine
- Gradi di libertà dinamici: 1



In che modo valutiamo
 l'effetto del sisma su una struttura?

Risposta sismica di strutture

Occorre distinguere:

- Risposta sismica di strutture in campo elastico
- Risposta sismica di strutture con comportamento che va oltre il limite elastico

Parole chiave:

- Massa il sisma provoca accelerazioni sulle masse
- Rigidezza condiziona in maniera sostanziale la risposta in campo elastico
- Smorzamento influisce sulla risposta in campo elastico
- Resistenza condiziona in maniera sostanziale la risposta oltre il limite elastico
- Duttilità determina la capacità della struttura di sopportare il sisma oltre il limite elastico

Risposta sismica di strutture

Ordine che seguiremo:

- Risposta sismica di strutture in campo elastico
 - Strutture a un solo grado di libertà
concetti base: periodo di oscillazione libera, spettro di risposta
 - Strutture a più gradi di libertà
modalità operative: analisi modale, analisi statica

Risposta sismica di strutture

Ordine che seguiremo:

- Risposta sismica di strutture in campo elastico
 - Strutture a un solo grado di libertà
 - Strutture a più gradi di libertà
- Risposta sismica di strutture con comportamento che va oltre il limite elastico
 - Strutture a un solo grado di libertà
concetti base: influenza della duttilità, spettro di progetto
 - Strutture a un più gradi di libertà
modalità operative: progetto con uso del fattore di struttura, verifica con analisi non lineari

Risposta sismica

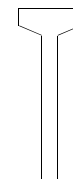
Schemi a un grado di libertà in campo elastico

Struttura a un grado di libertà

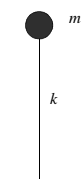
Serbatoio pensile



Foto



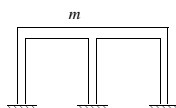
Disegno schematico



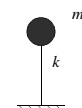
Modello di calcolo

Struttura a un grado di libertà

Telaio monopiano



Disegno schematico



Modello di calcolo

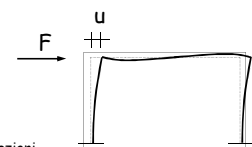
Rigidezza telaio monopiano

- Rigidezza (laterale) k = forza necessaria per ottenere uno spostamento unitario

Equilibrio statico
 $F = k u$

$$k = \frac{3EI}{l^3} \text{ mensola}$$

$$k = \frac{12EI}{l^3} \text{ rotazioni impedita}$$



- Nota: oggi si parla di matrice di rigidezza dell'asta e matrice di rigidezza di una struttura. La rigidezza laterale (o la matrice di rigidezza laterale, nel caso di schemi a più piani) si ottiene per condensazione statica della matrice di rigidezza della struttura

Oscillazioni libere

Esempio: altalena



Spostando il sedile dell'altalena e poi lasciandolo libero, esso oscilla con un periodo T ben preciso



Oscillazioni libere

Esempio: altalena



Spostando il sedile dell'altalena e poi lasciandolo libero, esso oscilla con un periodo T ben preciso

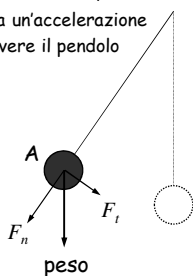


Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

F_n assorbita dall'asta del pendolo

F_t che provoca un'accelerazione che fa muovere il pendolo

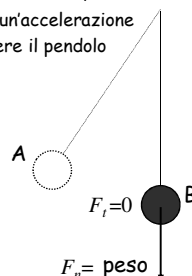


Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

F_n assorbita dall'asta del pendolo

F_t che provoca un'accelerazione che fa muovere il pendolo

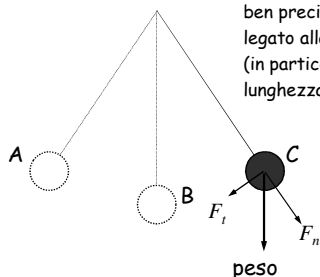


B) In questa posizione la velocità è massima (quando inizia a risalire rallenta) ma l'accelerazione è nulla perché $F_t = 0$



Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

Il pendolo oscilla con un periodo T ben preciso, legato alla geometria (in particolare, alla lunghezza dell'asta)



Oscillazioni libere telaio monopiano

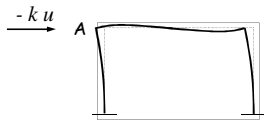


A) Per deformare il telaio in questa posizione occorre applicare una forza F , uguale ed opposta alla forza elastica che tende a riportare il telaio alla posizione indeformata (forza di richiamo elastico).

Equilibrio statico
 $F = k u$



Oscillazioni libere telaio monopiano



Quando si lascia libero il telaio, agisce solo la forza di richiamo elastico, che provoca un'accelerazione.

Equilibrio dinamico

$$-k u = m a$$

$$m \ddot{u} + k u = 0$$



Oscillazioni libere telaio monopiano

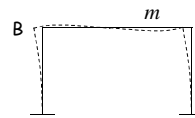
Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + k u = 0$$

equilibrio dinamico

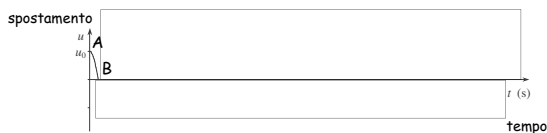
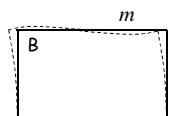
L'equazione differenziale può essere risolta analiticamente.

La soluzione è una funzione trigonometrica (seno, coseno)



Oscillazioni libere telaio monopiano

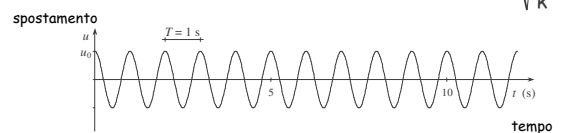
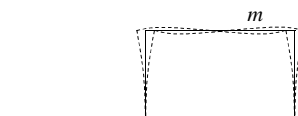
B) Tornato nella posizione indeformata, la velocità è massima e l'accelerazione nulla (come la forza di richiamo elastico).



Oscillazioni libere telaio monopiano

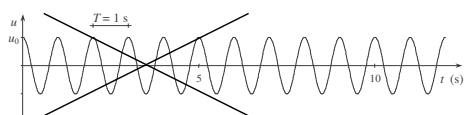
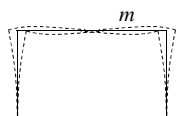
Il telaio oscilla con un periodo ben preciso, legato alla massa ed alla rigidità del telaio

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$



Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

In realtà il moto non continua così, a causa della dissipazione di energia (smorzamento)

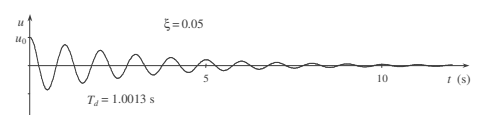
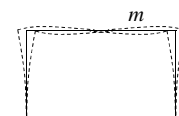


Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

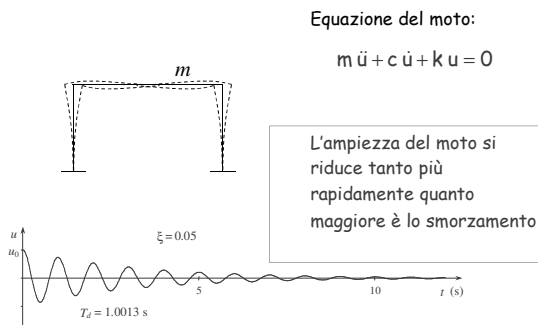
Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0$$

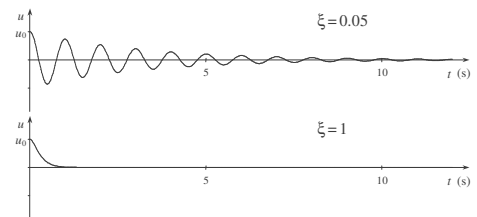
Lo smorzamento è legato alla variazione di spostamento (velocità)



Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



Si indica col termine "smorzamento critico" quel valore per il quale il sistema raggiunge lo stato di quiete senza oscillare

Lo smorzamento viene di solito indicato come percentuale ξ dello smorzamento critico

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{k m}}$$

Smorzamento - negli edifici

Dipende da:

- Elementi non strutturali (tramezzi, rompagn) molto
- Non linearità del materiale poco

Edifici in cemento armato, con tramezzi in muratura:

- Si può assumere un valore di smorzamento percentuale $\xi = 0.05$

Edifici in acciaio, con tramezzatura leggera:

- È consigliabile usare un valore minore di $\xi = 0.05$

Edifici isolati alla base, con isolatori in gomma:

- Si può usare un valore maggiore di $\xi = 0.05$

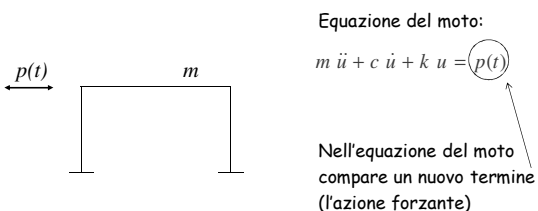
Oscillazioni forzate

Esempio: altalena



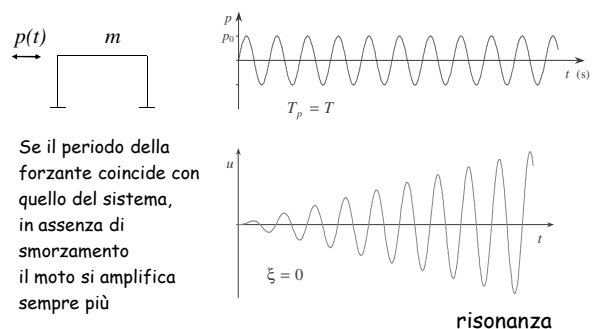
Dando (in maniera periodica) una piccola spinta al sedile dell'altalena, le oscillazioni si amplificano sempre di più

Oscillazioni forzate telaio monopiano

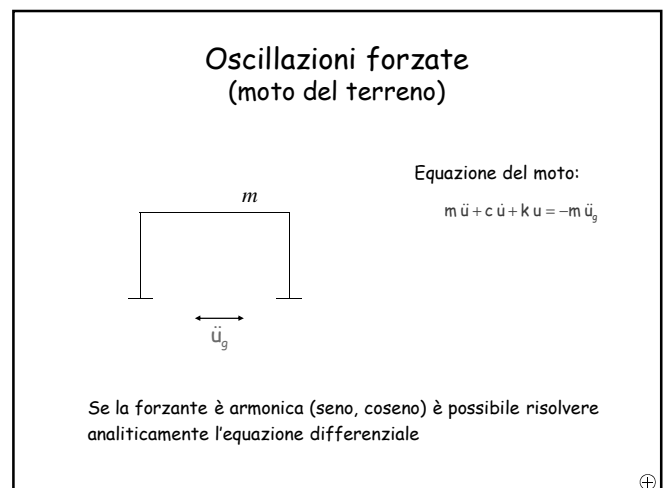
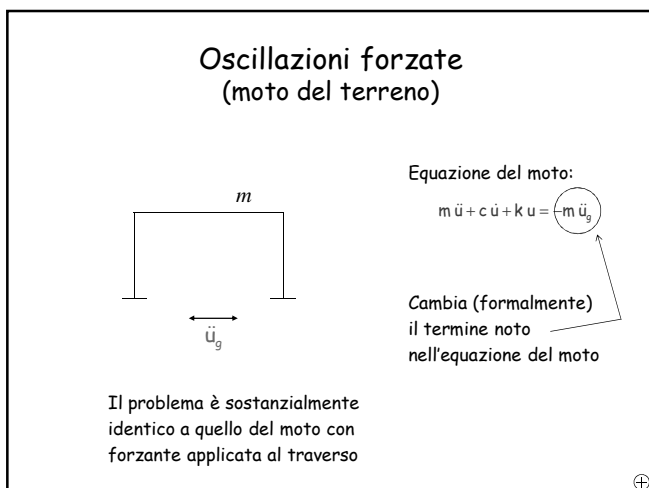
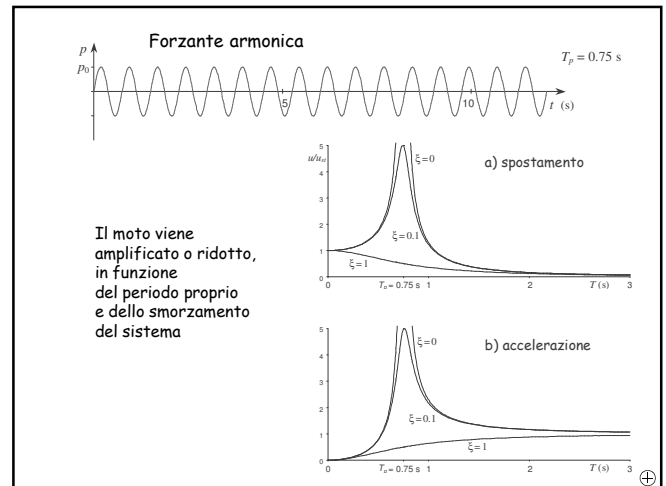
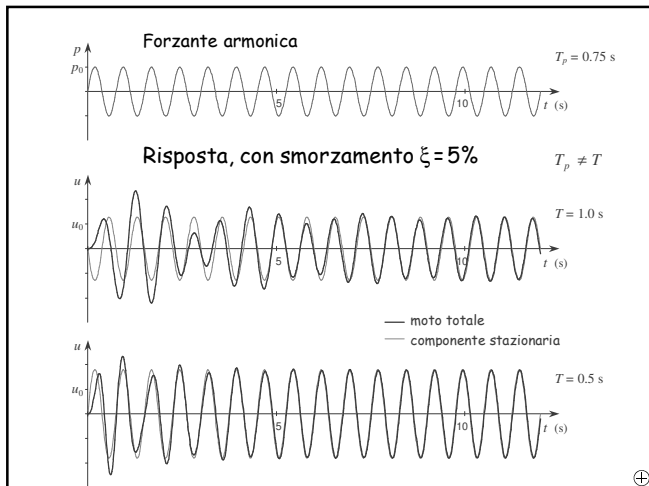
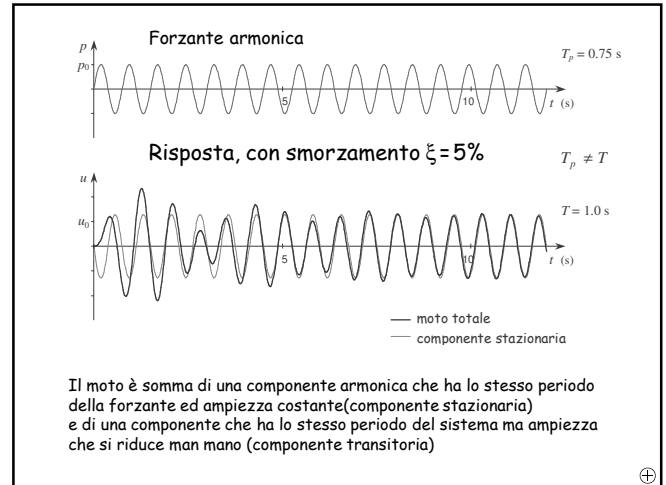
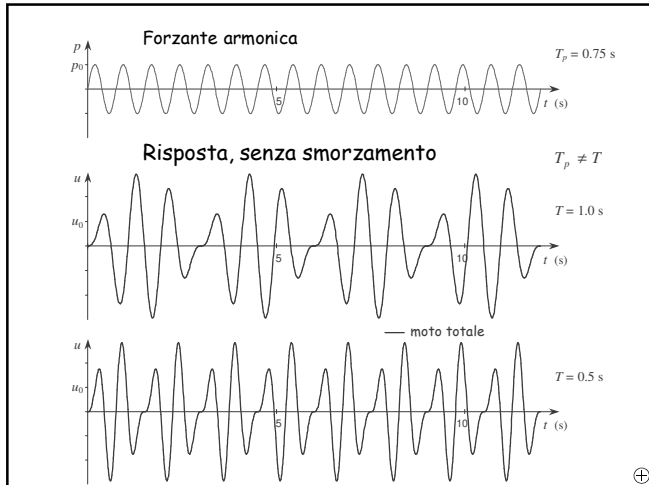


Se la forzante è armonica (seno, coseno) è possibile risolvere analiticamente l'equazione differenziale

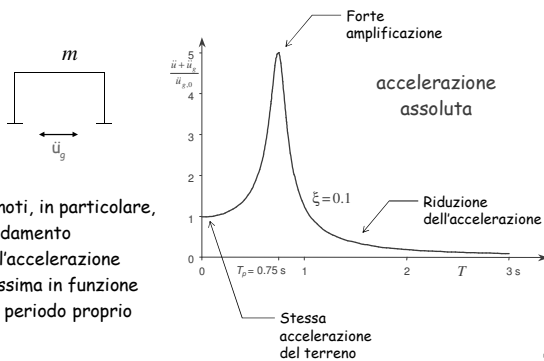
Oscillazioni forzate telaio monopiano, forzante armonica (periodica)



risonanza

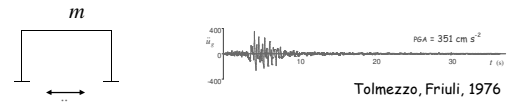


Oscillazioni forzate (moto del terreno - armonico)



Si noti, in particolare, l'andamento dell'accelerazione massima in funzione del periodo proprio

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

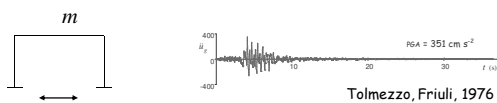


Input sismico: accelerogramma

Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g$$

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



È possibile determinare numericamente la risposta ad un accelerogramma

Noti i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} in un certo istante t_1 ed il valore di \ddot{u}_g tra t_1 e $t_1 + \Delta t$ si possono ricavare i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} nell'istante $t_1 + \Delta t$

Si ottiene la risposta nel tempo (time history)

Determinazione della time history Metodo di Newmark

Intervallo di tempo $\Delta t = t_1 - t_2$

- Si usa il pedice 1 per indicare l'istante iniziale, 2 per quello finale
- Sono noti $u_1, \dot{u}_1, \ddot{u}_1$ e l'accelerazione del suolo $\ddot{u}_{g,1}$ a t_1
- Si ipotizza che l'accelerazione sia costante nel passo $\ddot{u} = \ddot{u}_g$ (o variabile linearmente)
- Si esprimono u_2, \dot{u}_2 in funzione di \ddot{u}_g (incognito)
- O meglio in termini variazionali

$$\Delta u = \Delta t \dot{u}_1 + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_1 + \frac{\Delta t^2}{4} \Delta \ddot{u}$$

$$\Delta \dot{u} = \Delta t \ddot{u}_1 + \frac{\Delta t}{2} \Delta \ddot{u}$$

Determinazione della time history Metodo di Newmark

- Invertendole, si esprimono $\Delta \dot{u}, \Delta \ddot{u}$ in funzione di Δu

$$\Delta \ddot{u} = \frac{4}{\Delta t^2} \Delta u - \frac{4}{\Delta t} \dot{u}_1 - 2\ddot{u}_1$$

$$\Delta \dot{u} = \frac{2}{\Delta t} \Delta u - 2\dot{u}_1$$

- Si utilizza l'equazione di equilibrio dinamico (in termini variazionali)

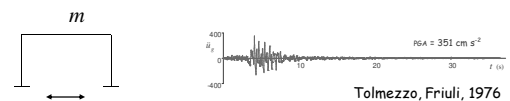
$$m \Delta \ddot{u} + c \Delta \dot{u} + k \Delta u = -m \Delta \ddot{u}_g$$

per calcolare Δu

$$\Delta u = \frac{-m \Delta \ddot{u}_g + 2m \dot{u}_1 + (2c + 4m/\Delta t) \dot{u}_1}{k + 2c/\Delta t + 4m/\Delta t^2}$$

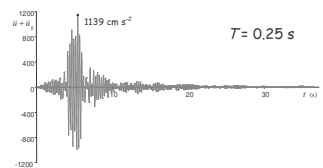
Bibliografia: Anil K. Chopra, Dynamics of structures, Prentice Hall International, cap. 5.4

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

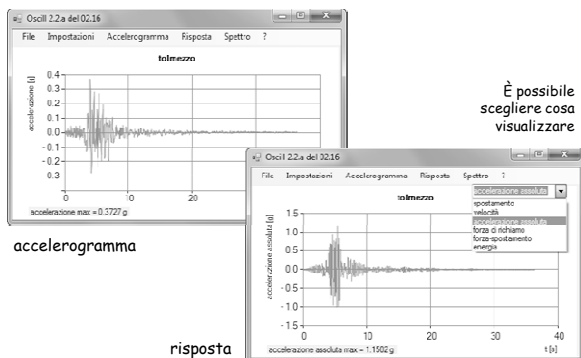


È possibile determinare numericamente la risposta ad un accelerogramma

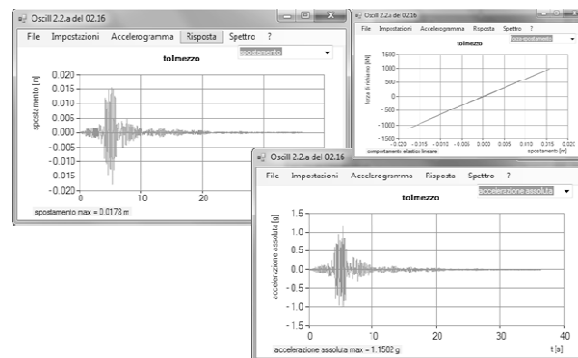
la risposta dipende dal periodo T dell'oscillatore



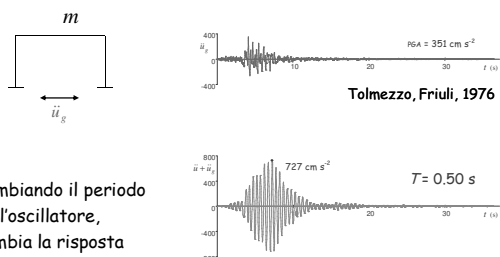
Risposta dell'oscillatore programma Oscill



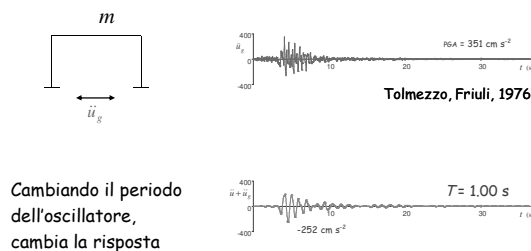
Risposta dell'oscillatore programma Oscill



Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

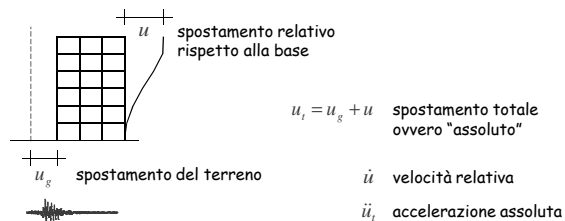


Oscillazioni forzate (in termini di energia)

Si può esaminare l'effetto di un sisma anche in termini energetici

- Il terremoto è trasmissione di energia
- Quanta energia "entra" nella struttura? (dipende dalle sue caratteristiche dinamiche)
- In che modo viene dissipata questa energia?

Equazione del moto (equilibrio dinamico)



Equilibrio dinamico:

$$m \ddot{u}_t + c \dot{u} + f_s = 0$$

forza d'inerzia forza di richiamo
smorzamento viscoso

Equazione di bilancio energetico (in termini relativi)

- Energia = lavoro = forza per spostamento

$$m \ddot{u}_t + c \dot{u} + f_s = 0$$

$$\int_0^{t_0} m \ddot{u}_t du + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du = 0$$

$$\ddot{u}_t = \ddot{u} + \ddot{u}_g$$

$$\int_0^{t_0} m \ddot{u}_t du = \int_0^{t_0} m (\ddot{u} + \ddot{u}_g) du = \int_0^{t_0} m \ddot{u} du + \int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du$$

$$\int_0^{t_0} m \ddot{u} du = \int_0^{t_0} m \frac{du}{dt} du = \int_0^{t_0} m \dot{u} du = \frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0)$$

Equazione di bilancio energetico (in termini relativi)

- Energia = lavoro = forza per spostamento

$$m \ddot{u}_t + c \dot{u} + f_s = 0$$

$$\int_0^{t_0} m \ddot{u}_t du + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du = 0$$

$$\frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0) + \int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du = 0$$

$$-\int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du = \frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0) + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du$$

Equazione di bilancio energetico (in termini relativi)

- Energia = lavoro = forza per spostamento

$$-\int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du = \frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0) + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du$$

$E_{i,r}$ energia di ingresso relativa

lavoro della forza d'inerzia (massa per accelerazione del terreno) per lo spostamento relativo

Equazione di bilancio energetico (in termini relativi)

- Energia = lavoro = forza per spostamento

$$-\int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du = \frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0) + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du$$

$E_{k,r}$ energia cinetica relativa

al termine dell'evento sismico la struttura si ferma e la sua energia cinetica si annulla

Equazione di bilancio energetico (in termini relativi)

- Energia = lavoro = forza per spostamento

$$-\int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du = \frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0) + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du$$

E_v energia viscosa

Equazione di bilancio energetico (in termini relativi)

- Energia = lavoro = forza per spostamento

$$-\int_0^{t_0} m \ddot{u}_g du = \frac{1}{2} m \dot{u}^2(t_0) + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du$$

E_s energia di richiamo

se il comportamento della struttura è elastico lineare ($f_s = k u$) al termine dell'evento sismico lo spostamento è nullo l'energia di richiamo si annulla se il comportamento non è lineare questa energia è dissipata per comportamento isteretico (si indica con E_h)

Equazione di bilancio energetico (in termini assoluti)

- È possibile scrivere le equazioni anche in termini assoluti, anziché relativi

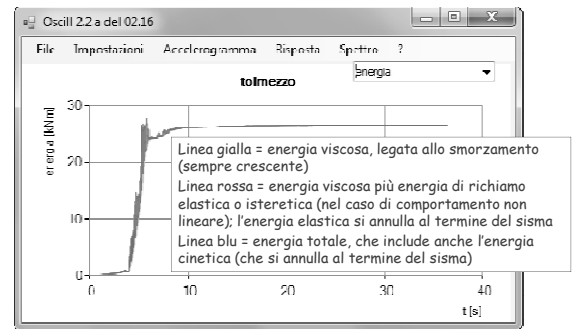
$$\int_0^{t_0} m \ddot{u}_t du_s = \frac{1}{2} m \dot{u}_t^2 (t_0) + \int_0^{t_0} c \dot{u} du + \int_0^{t_0} f_s du$$

$E_{i,a}$ energia di ingresso assoluta

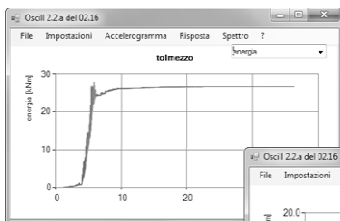
$E_{k,a}$ energia cinetica assoluta

ma si preferisce lavorare numericamente in termini relativi anziché assoluti per evitare problemi connessi alla valutazione di spostamento e velocità del terreno

Risposta dell'oscillatore programma Oscill

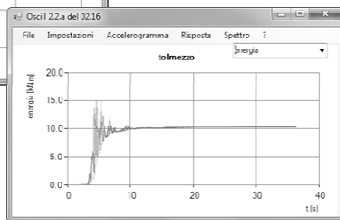


Risposta dell'oscillatore programma Oscill



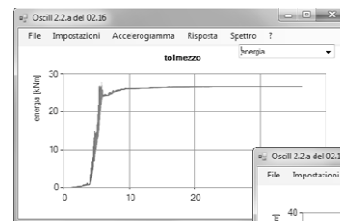
Oscillatore con
T=0.25 s - ξ=0.05

L'energia
dipende dalle
caratteristiche
dell'oscillatore



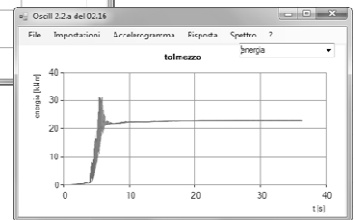
Oscillatore con
T=1.00 s - ξ=0.05

Risposta dell'oscillatore programma Oscill



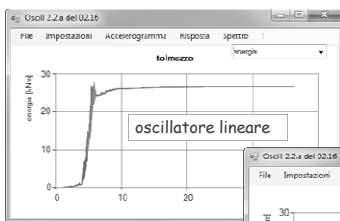
Oscillatore con
T=0.25 s - ξ=0.02

L'energia
dipende dalle
caratteristiche
dell'oscillatore



Oscillatore con
T=0.25 s - ξ=0.02

Risposta dell'oscillatore programma Oscill



Oscillatore con
T=0.25 s - ξ=0.05

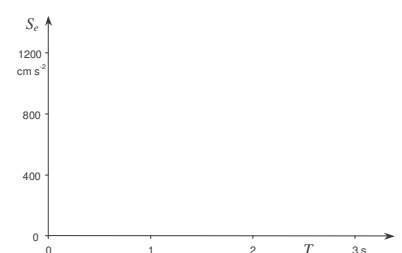
L'energia
dipende dalle
caratteristiche
dell'oscillatore



Oscillatore con
T=0.25 s - ξ=0.05

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

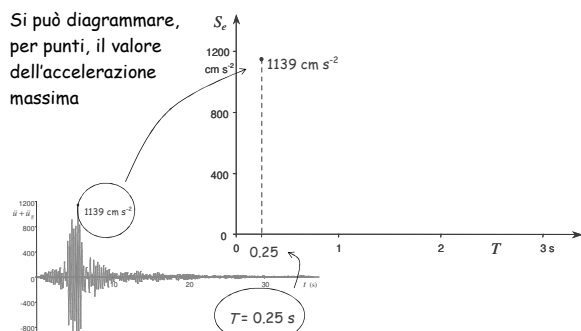
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima per schemi con periodo diverso



In genere ci interessa la risposta massima, non quello che succede istante per istante

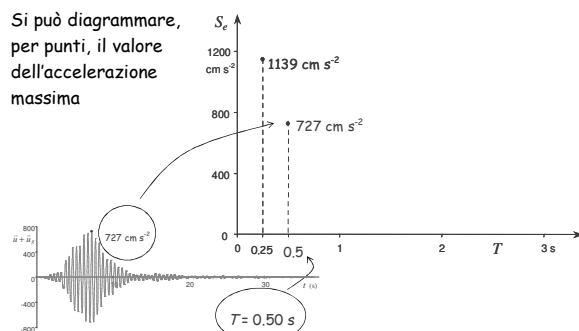
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



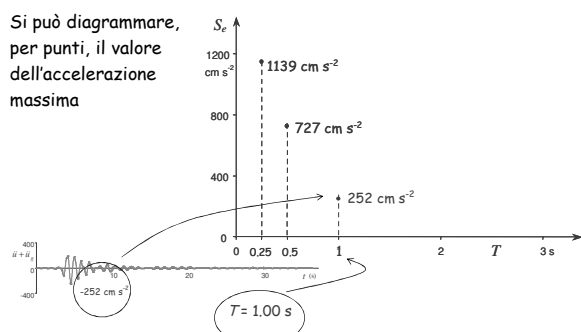
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



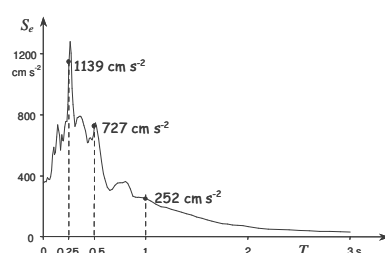
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



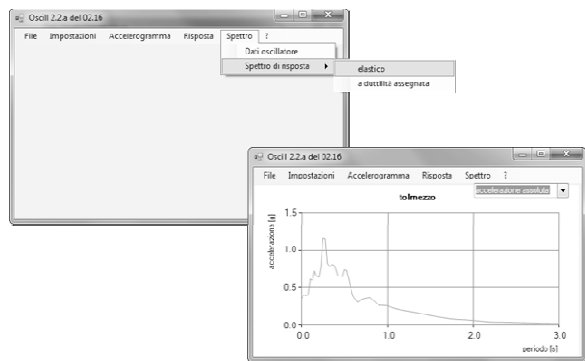
Oscillazioni forzate Spettro di risposta

Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



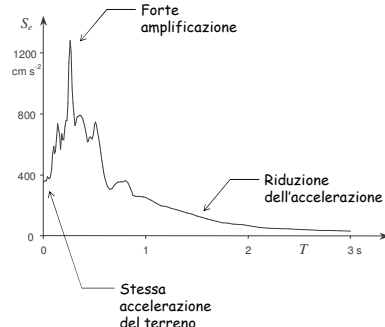
Il diagramma ottenuto unendo i vari punti viene detto "spettro di risposta" (in termini di accelerazione)

Spettro di risposta programma Oscill



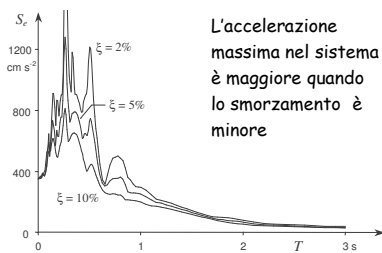
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

L'andamento dell'accelerazione massima in funzione del periodo proprio ha un andamento ben preciso



Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

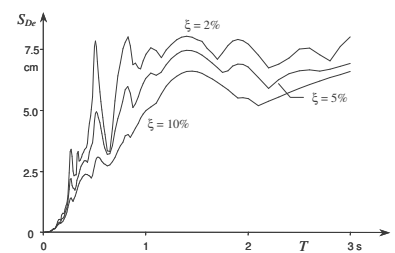
Al variare dello smorzamento si ottengono diverse curve



L'accelerazione massima nel sistema è maggiore quando lo smorzamento è minore

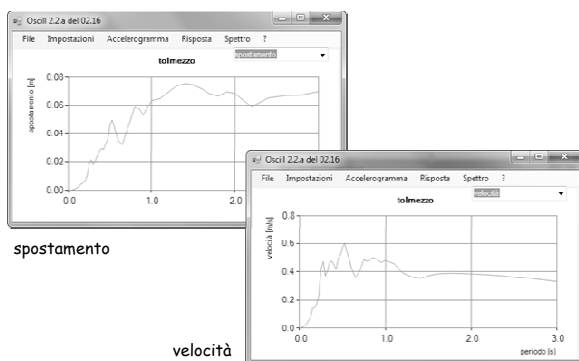
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

Allo stesso modo si può diagrammare lo spostamento relativo massimo in funzione del periodo



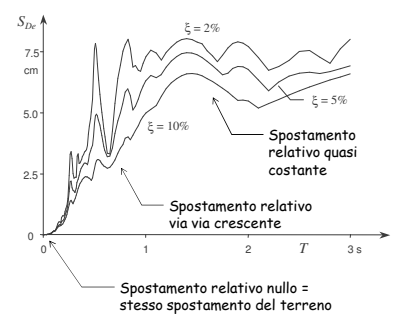
Il diagramma così ottenuto viene detto "spettro di risposta" (in termini di spostamento)

Spettro di risposta programma Oscill



Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

Si noti l'andamento dello spostamento relativo massimo in funzione del periodo proprio



Lo spostamento massimo nel sistema è maggiore quando lo smorzamento è minore

Oscillazioni forzate Spettri di risposta (accelerazione-spostamento)

Nota:

- Se lo smorzamento fosse nullo, accelerazione massima e spostamento massimo si raggiungerebbero nello stesso istante
- Con i reali smorzamenti il valore massimo dell'accelerazione assoluta è vicino ma non identico al valore che si ha nell'istante in cui si ha lo spostamento massimo (questo è detto pseudo-accelerazione massima). La differenza è comunque trascurabile
- I valori dello spettro in termini di spostamento e pseudo-accelerazione sono legati analiticamente dalla relazione

$$|\ddot{u} + \ddot{u}_g| = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u$$

Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g$$

Quando lo spostamento relativo u è massimo la sua derivata è nulla

$$u = u_{\max} \Rightarrow \dot{u} = 0$$

Si ha allora:

$$m \ddot{u} + k u_{\max} = -m \ddot{u}_g$$

$$k u_{\max} = -m (\ddot{u} + \ddot{u}_g)$$

$$|\ddot{u} + \ddot{u}_g| = \frac{k}{m} u_{\max} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u_{\max}$$

$$\text{perché } T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

La quantità $\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u$ viene detta pseudoaccelerazione

Essa coincide con l'accelerazione assoluta quando lo smorzamento è nullo

L'accelerazione assoluta massima e la pseudoaccelerazione massima a rigore sono diverse, ma in sostanza sono praticamente coincidenti

La relazione $|\ddot{u} + \ddot{u}_g| = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u$

consente di passare dai valori massimi dello spostamento a quelli massimi dell'accelerazione assoluta, e viceversa



A cosa servono gli spettri?

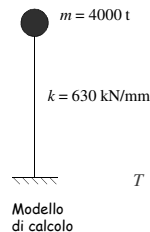
Per una valutazione "a posteriori" dell'effetto provocato da un evento sismico ben definito:

- Se si vuole determinare la time history occorre usare il procedimento numerico descritto
 - Se basta conoscere la risposta massima si può utilizzare lo spettro di risposta dell'accelerogramma
- In tal modo è possibile determinare:
- Sollecitazioni massime
 - Spostamenti massimi

A cosa servono gli spettri?



Foto



Modello di calcolo

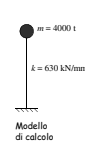
Conoscendo massa e rigidità possiamo determinare il periodo proprio

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{4000 \times 10^3}{630 \times 10^6}} = 0.5 \text{ s}$$

A cosa servono gli spettri?

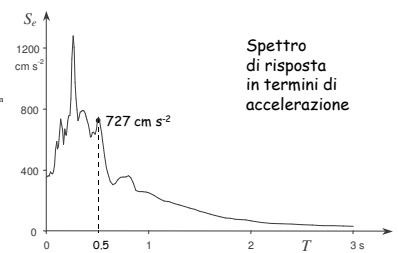


Foto



Modello di calcolo

$T = 0.5 \text{ s}$



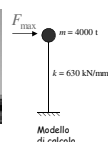
Spettro di risposta in termini di accelerazione

Noto il periodo proprio, possiamo leggere dallo spettro l'accelerazione assoluta massima $a_{\max} = 7.27 \text{ m/s}^2 = 0.74 \text{ g}$

A cosa servono gli spettri?



$T = 0.5 \text{ s}$



Modello di calcolo

Ma dall'accelerazione possiamo ricavare anche la massima forza d'inerzia

$$F_{\max} = m a_{\max} = 4000 \times 7.27 = 29000 \text{ kN}$$

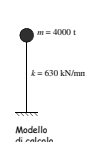
e quindi le massime sollecitazioni nella struttura, i massimi spostamenti, ecc.

Idea base del calcolo sismico: valutare il comportamento dinamico applicando forze statiche

A cosa servono gli spettri?

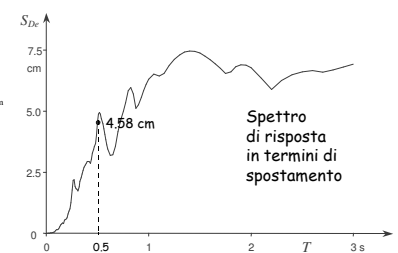


Foto



Modello di calcolo

$T = 0.5 \text{ s}$



Spettro di risposta in termini di spostamento

Lo spostamento relativo massimo può essere calcolato risolvendo lo schema strutturale con le forze orizzontali applicate oppure dallo spettro di risposta in termini di spostamento $u_{\max} = 4.58 \text{ cm}$

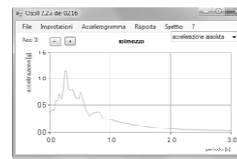
A cosa servono gli spettri?

Conoscere l'accelerogramma corrispondente ad un evento sismico ben definito ed il relativo spettro di risposta consente di valutare "a posteriori" l'effetto provocato da quel sisma

Ma come prevedere cosa succederà per terremoti non ancora avvenuti?

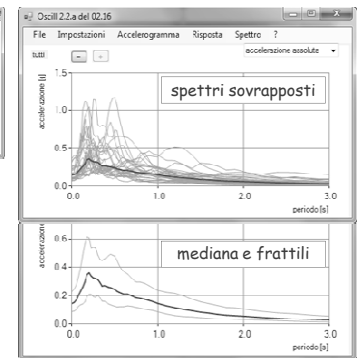
- Si può analizzare dal punto di vista probabilistico l'effetto di un insieme di terremoti già avvenuti in quel sito nel passato

Risposta a più terremoti programma Oscill

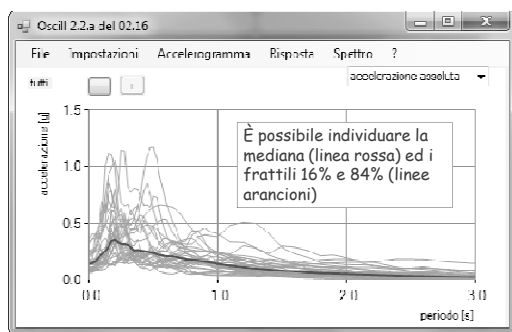


singolo evento

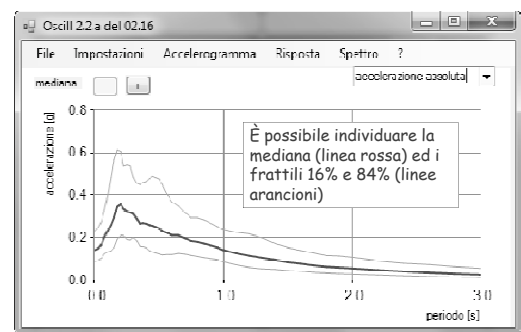
selezionando una cartella, si calcolano gli spettri di tutti i terremoti



Risposta a più terremoti programma Oscill



Risposta a più terremoti programma Oscill



Risposta a più terremoti

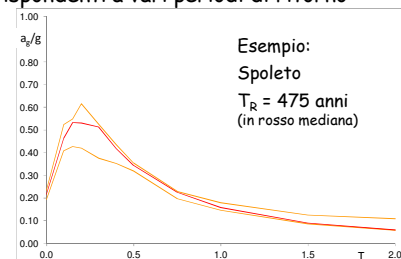
- Le analisi svolte nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica hanno consentito di individuare, per ogni sito, gli spettri mediano e frattili 16%, 84% corrispondenti a vari periodi di ritorno

ID	Lon	Lat	SA 0.15	SA 0.20	SA 0.30	SA 0.40	SA 0.50	SA 0.75	SA 1.00	SA 1.50	SA 2.00
24735	12.9549	42.7784	0.3427	0.3628	0.3780	0.3943	0.4106	0.4270	0.4434	0.4598	0.4762
24736	12.3530	42.7291	0.3467	0.3618	0.3841	0.3924	0.3918	0.3321	0.1434	0.0673	0.0399
24737	12.4010	42.7298	0.3505	0.4045	0.3917	0.3725	0.2997	0.2410	0.1504	0.1352	0.0597
24738	12.4001	42.7304	0.3539	0.4136	0.4011	0.3801	0.3125	0.2519	0.1504	0.1352	0.0597
24739	12.5372	42.7318	0.3601	0.4305	0.4197	0.4045	0.3290	0.2556	0.1504	0.1352	0.0597
24740	12.6052	42.7315	0.3748	0.4540	0.4487	0.4372	0.3612	0.2842	0.1504	0.1352	0.0597
24741	12.6723	42.7326	0.4127	0.4907	0.4866	0.4695	0.3822	0.3038	0.1504	0.1352	0.0597
24742	12.7444	42.7325	0.4041	0.5200	0.5011	0.5123	0.4177	0.3437	0.1504	0.1352	0.0597
24743	12.8054	42.7323	0.5017	0.5752	0.5721	0.5459	0.4541	0.3636	0.1504	0.1352	0.0597
24744	12.8723	42.7326	0.4127	0.4907	0.4866	0.4695	0.3822	0.3038	0.1504	0.1352	0.0597
24745	12.9444	42.7325	0.4041	0.5200	0.5011	0.5123	0.4177	0.3437	0.1504	0.1352	0.0597
24746	12.9549	42.7784	0.3427	0.3628	0.3780	0.3943	0.4106	0.4270	0.4434	0.4598	0.4762
24747	13.0269	42.7345	0.5226	0.5155	0.5292	0.5812	0.5079	0.4158	0.2681	0.1383	0.0733
24748	13.1410	42.7345	0.5226	0.5155	0.5292	0.5812	0.5079	0.4158	0.2681	0.1383	0.0733
24749	13.2110	42.7345	0.5226	0.5155	0.5292	0.5812	0.5079	0.4158	0.2681	0.1383	0.0733
24750	13.2809	42.7345	0.5226	0.5155	0.5292	0.5812	0.5079	0.4158	0.2681	0.1383	0.0733
24751	13.3540	42.7345	0.5027	0.5998	0.6051	0.5764	0.4911	0.4038	0.2681	0.1383	0.0733

Foglio Excel spettri e pericolosità

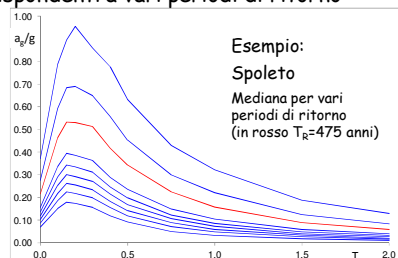
Risposta a più terremoti

- Le analisi svolte nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica hanno consentito di individuare, per ogni sito, gli spettri mediano e frattili 16%, 84% corrispondenti a vari periodi di ritorno



Risposta a più terremoti

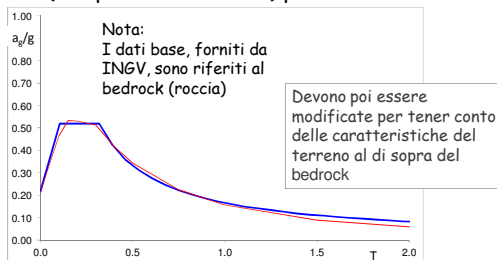
- Le analisi svolte nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica hanno consentito di individuare, per ogni sito, gli spettri mediano e frattili 16%, 84% corrispondenti a vari periodi di ritorno



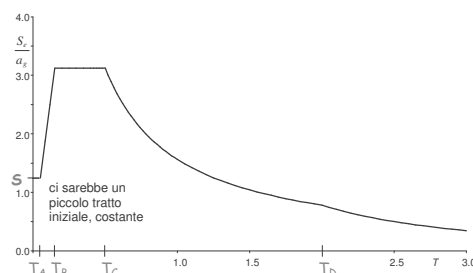
Spettri di risposta elastica NTC 08 (D.M. 14/1/2008)

Spettri di risposta elastica di normativa

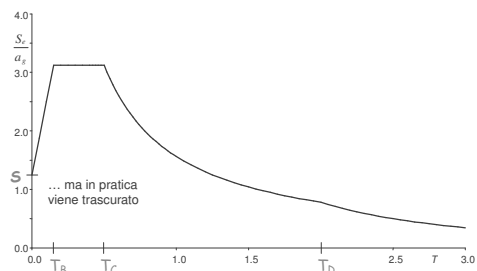
- La forma degli spettri mediani (linea rossa) è stata semplificata (linea blu) in modo da usare le stesse formule (con parametri diversi) per tutti i siti



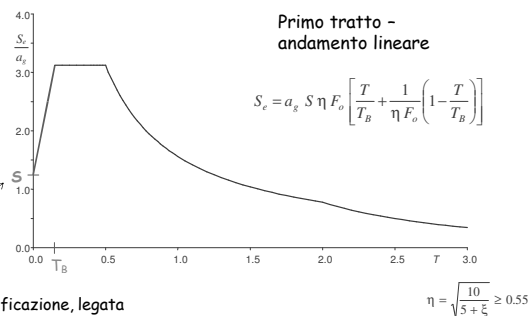
Forma generale degli spettri di risposta elastica



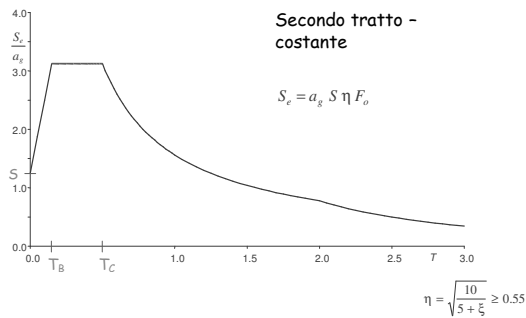
Forma generale degli spettri di risposta elastica



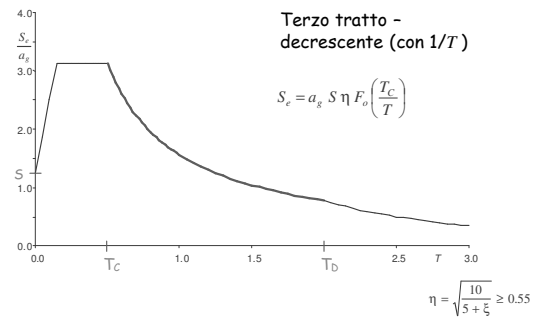
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



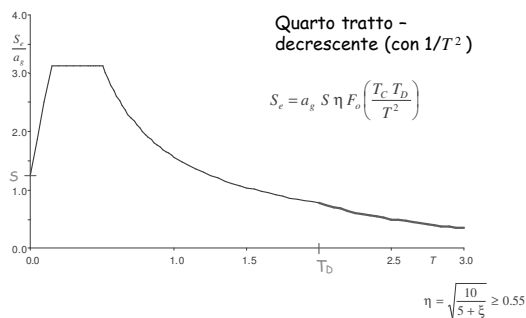
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali

Per definire uno spettro di risposta elastico occorre indicare i parametri

- a_g accelerazione del terreno (su roccia)
- S amplificazione dovuta al tipo di terreno
- T_B T_C T_D periodi che separano i diversi tratti
- ξ smorzamento della struttura

S T_B T_C T_D si ricavano a partire dai tre parametri

$$a_g F_o T_C^*$$

(che sono legati al sito e al periodo di ritorno T_r) e dipendono anche dalle caratteristiche del terreno

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

NTC08

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III)

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori di $N_{SP,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e di $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

NTC08, punto 3.2.2

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

NTC08

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III)

NTC15

Unico parametro da usare è la velocità delle onde di taglio V_s ma tali valori "sono ottenuti mediante specifiche prove ovvero, con giustificata motivazione ..., sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche"

NTC08, punto 3.2.2

NTC15, punto 3.2.2

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

Confronto NTC08 - NTC15

- In NTC15 scompare il riferimento a N_{SPT} e c_u
- In NTC15 scompare la tabella 3.2.III che descriveva le categorie aggiuntive S1 e S2
- In NTC15 si parla di $V_{s,eq}$ valutata nella profondità H del substrato roccioso, ovvero con $V_s \geq 800$ m/s (ma se $H > 30$ m si fa riferimento a 30 m)

$V_{s,eq}$

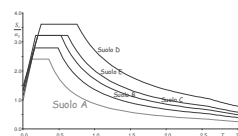
Velocità media di propagazione delle onde di taglio negli H m superiori del suolo

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}}$$

NTC08, punto 3.2.2

NTC15, punto 3.2.2

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo A

Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

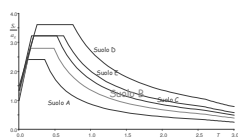
$V_{s30} > 800$ m/s

eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

$S = 1$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.4$ s $T_D = 2.5$ s

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo B

Rocce tenere, depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità

360 m/s $< V_{s30} < 800$ m/s

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

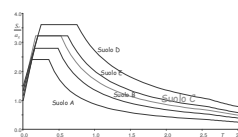
$S = 1.20$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.5$ s

Per NTC08 anche:

Resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$

Coesione non drenata $c_u > 250$ kPa

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo C

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità

180 m/s $< V_{s30} < 360$ m/s

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

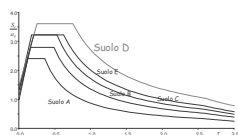
$S = 1.30$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.5$ s

Per NTC08 anche:

Resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$

Coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo D

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità

$V_{s30} < 180$ m/s

$S = 1.45$ $T_B = 0.25$ s $T_C = 0.8$ s

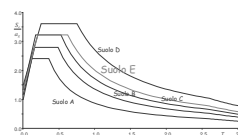
Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

Per NTC08 anche:

Resistenza penetrometrica $N_{SPT} < 15$

Coesione non drenata $c_u < 70$ kPa

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo E

Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 20 m

NTC15
profondità del substrato non superiore a 30 m

$S = 1.30$ $T_B = 0.2$ s $T_C = 0.6$ s

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

V_{s30}

Velocità media di propagazione delle onde di taglio nei 30 m superiori del suolo

**Classificazione dei suoli
e spettri di risposta**

Suolo S1	Suolo S2
Depositi con strato di almeno 10 m di argille di bassa consistenza ed elevato indice di plasticità e contenuto di acqua	Depositi di terreni soggetti a liquefazione
$V_{S30} < 100$ m/s	
Coesione non drenata $10 < c_u < 20$ kPa	

I suoli S1 e S2 non esistono più nelle NTC15

Per questi tipi di terreno occorrono studi speciali

Considerazione sugli spettri

- Esaminare lo spettro di risposta nel sito, per il terreno su cui è costruito l'edificio, è fondamentale per capire quale sia l'intensità del sisma

The graph illustrates the response spectrum S_g (Y-axis, ranging from 0.00 to 1.00) versus the period T (X-axis, ranging from 0.0 to 3.0). Five curves represent different soil types (Suolo A, Suolo B, Suolo C, Suolo D, Suolo E). The curves show that the spectral intensity decreases as the period increases. Suolo A exhibits the highest peak intensity, while Suolo E exhibits the lowest peak intensity. A dashed vertical line is drawn at $T = 0.5$, and a small rectangular box is shown on the X-axis between approximately 0.3 and 0.5.

Considerazione sugli spettri

- Esaminare lo spettro di risposta nel sito, per il terreno su cui è costruito l'edificio, è fondamentale per capire quale sia l'intensità del sisma

The graph illustrates the relationship between the normalized spectral acceleration $\frac{S_a}{g}$ (Y-axis, ranging from 0.00 to 1.00) and the period T in seconds (X-axis, ranging from 0.0 to 3.0). Five curves are shown, representing different soil types (Suolo A, Suolo B, Suolo C, Suolo D, Suolo E). The curves show that the spectral acceleration decreases as the period increases and as the soil type number increases (from A to E). A vertical dashed line is drawn at $T = 0.8$ s, and a horizontal dashed line is drawn at $\frac{S_a}{g} = 0.5$.

Classificazione sismica oggi (NTC 08)

La normativa fornisce a_g, F_o, T_C^*

A che servono?

- consentono di definire lo spettro di risposta

I valori sono forniti per ogni punto e per qualsiasi periodo di ritorno

Serve veramente tutta questa precisione?

The screenshot displays the Edilus-MS software interface. At the top, the title "Determinazione dei dati sismici" is centered. Below it, the "Periodo di riferimento V_R" is set to "17/4/2011". The interface includes a search bar with "Napoli" entered, a "Cerca" button, and a "Classe" dropdown menu. A map of Naples is shown, with a red dot indicating the location of "Vita Ioniana S. Stefano". To the right of the map, a table displays seismic parameters for the selected location. The table has columns for "Classe", "Intensità", "Danni", "Svalutazione Vita", and "Previsione C.d'Alluv." with corresponding numerical values. The bottom of the interface shows the "ACCA software S.p.A." logo and contact information.

Determinazione dei dati sismici

Periodo di riferimento V_R 17/4/2011

Edilus-MS

Mappe Sismiche

indirizzo

classe

vita nominale

Edilus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane derivante dalle mappe Sismiche e da ogni altro dato a disposizione sul sito e in base a criteri diversamente definiti (LUT) o parametri di pericolosità sismica.

via diVita Federata, Spoleto (PG)

Cerca

Classe

Intensità

Danni

Svalutazione Vita

Previsione C.d'Alluv.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Parametri di pericolosità sismica

"Classe" Intesa"	I ₀ [mm]	I ₁ [2]	I ₂ [3]	I ₃ [4]	I ₄ [5]
Classe sismica	0.0	0.071	0.2	0.422	0.820
Danni	0.0	0.089	0.216	0.420	0.820
Svalutazione Vita	4%	0.222	0.395	0.590	0.820
Previsione C.d'Alluv.	6%	0.394	0.700	0.810	0.810

ACCA software S.p.A.

Software per la valutazione della pericolosità sismica

Tel. +3907393 1004 - Fax +3907394 11736
P. 0115 3185374047 - E-mail: info@acca.it

Determinazione dei dati sismici

Periodo di riferimento V_R

EdiLus-MS
Mappe Sismiche

indirizzo

classe

vita nominale

EdiLus-MS è il software ACCA per calcolare la pericolosità sismica di tutte le località italiane derivante dalle mappe. Con esso è possibile rilevare il sismico ad alto che si intende e ottenere dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

via di Villa Reduta, Spoleto (PG)

latitudine
43.000000

longitudine
12.741280

Il software EdiLus-MS prevede normali allineamenti

Nome della Struttura

Nome dell'edificatorio per l'azione sismica

Dati corrispondenti

Stato limite e periodo di ritorno

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_F [anni]	a_g [g]	Γ_A [-]	T^*_r [s]
Operatività	20	0.071	2.472	1.370
Danno	50	0.089	2.416	1.280
Salvaguardia Vita	475	0.222	2.385	1.320
Prevenzione Collasso	975	0.264	2.392	1.332

Scopo e Conferma di calcolo: EdLus-MS v.2011

12.7402845

Spettri di risposta NTC08 S - amplificazione dovuta al terreno

- Dipende da

S_S - Categoria di sottosuolo

S_T - Categoria topografica

$$S = S_S \times S_T$$

Categoria sottosuolo	S_S
A	1.00
B	$1.00 \leq 1.4 - 0.4 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.7 - 0.6 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.4 - 1.5 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.0 - 1.1 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.60$

Intervengono
anche F_o e a_g

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

Spettri di risposta NTC08 S - amplificazione dovuta al terreno

- Dipende da

S_S - Categoria di sottosuolo

S_T - Categoria topografica

$$S = S_S \times S_T$$

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 $i > 30^\circ$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	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

Spettri di risposta NTC08 T_B , T_C , T_D - periodi

- T_C dipende dal suolo e da T_C^*

Categoria sottosuolo	C_C
A	1.00
B	$1.10 (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.05 (T_C^*)^{-0.33}$
D	$1.25 (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.15 (T_C^*)^{-0.40}$

$$T_C = C_C \times T_C^*$$

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

Spettri di risposta NTC08 T_B , T_C , T_D - periodi

- T_C dipende dal suolo e da T_C^*

- T_B dipende da T_C

$$T_B = T_C / 3$$

- T_D dipende da a_g

$$T_D = 4.0 \times \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

Spettri di risposta NTC 08 Esempio: Messina (sito di riferimento per l'esempio)

Per $T_r=475$ anni $a_g=0.250$ g $F_o=2.410$ $T_C^*=0.360$ s
Per $T_r=50$ anni $a_g=0.082$ g $F_o=2.316$ $T_C^*=0.292$ s

Valori che definiscono lo spettro di risposta elastico
Accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_r=475$ anni (SLV)

Categoria suolo	PGA su roccia a_g	S	$S a_g$	F_o	T_B	T_C	T_D
A	0.250 g	1.000	0.250 g	2.410	0.120 s	0.360 s	2.600 s
B		1.159	0.290 g		0.162 s	0.486 s	2.600 s
C		1.339	0.335 g		0.177 s	0.530 s	2.600 s
D		1.496	0.374 g		0.250 s	0.750 s	2.600 s
E		1.337	0.334 g		0.208 s	0.623 s	2.600 s

Spettri di risposta NTC 08 Esempio: Messina (sito di riferimento per l'esempio)

Per $T_r=475$ anni $a_g=0.250$ g $F_o=2.410$ $T_C^*=0.360$ s
Per $T_r=50$ anni $a_g=0.082$ g $F_o=2.316$ $T_C^*=0.292$ s

Valori che definiscono lo spettro di risposta elastico
Accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_r=50$ anni (SLD)

Categoria suolo	PGA su roccia a_g	S	$S a_g$	F_o	T_B	T_C	T_D
A	0.082 g	1.000	0.082 g	2.316	0.097 s	0.292 s	1.928 s
B		1.200	0.098 g		0.137 s	0.411 s	1.928 s
C		1.500	0.123 g		0.153 s	0.460 s	1.928 s
D		1.800	0.148 g		0.225 s	0.675 s	1.928 s
E		1.600	0.131 g		0.183 s	0.549 s	1.928 s

Spettri di risposta NTC08 accelerazioni verticali

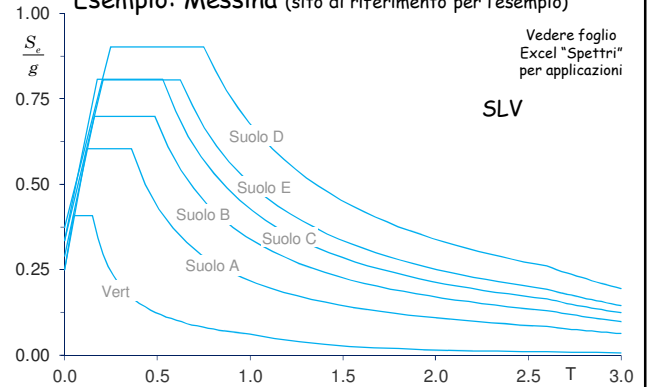
- Lo spettro ha la stessa forma, cambiano i parametri

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.05	0.15	1.00

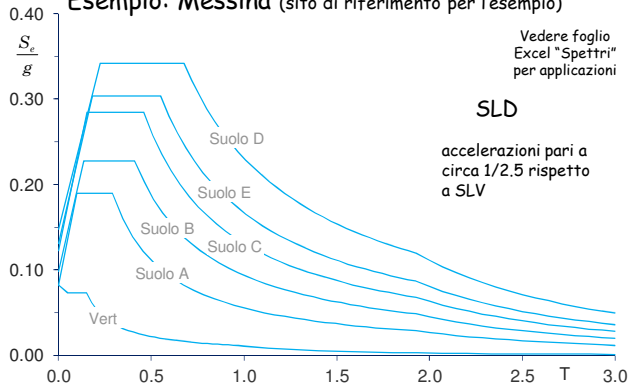
$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_{se}}{g} \right)^{0.5}$$

NTC08, punto 3.2.3.2.2

Spettri di risposta NTC08 Esempio: Messina (sito di riferimento per l'esempio)



Spettri di risposta NTC08 Esempio: Messina (sito di riferimento per l'esempio)



Normativa europea considerazioni

I valori di S , F_o , T_B , T_C , T_D sono definiti indipendentemente dal sito. Per terremoti con magnitudo superiore a 5.5 si utilizza uno spettro Tipo 1, con parametri sotto indicati

Valori che definiscono lo spettro di risposta elastico (Messina)

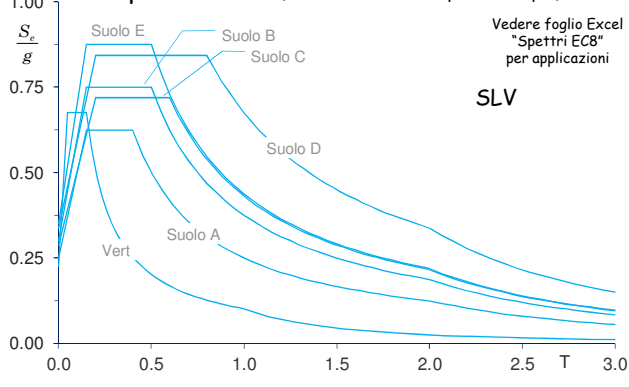
Accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_r=475$ anni (SLV)

Categoria suolo	PGA su roccia a_g	S	$S a_g$	F_o	T_B	T_C	T_D
A	0.250 g	1.00	0.250 g	2.5	0.15 s	0.40 s	2.00 s
B		1.20	0.300 g		0.15 s	0.50 s	2.00 s
C		1.15	0.288 g		0.20 s	0.60 s	2.00 s
D		1.35	0.338 g		0.20 s	0.80 s	2.00 s
E		1.40	0.350 g		0.15 s	0.50 s	2.00 s

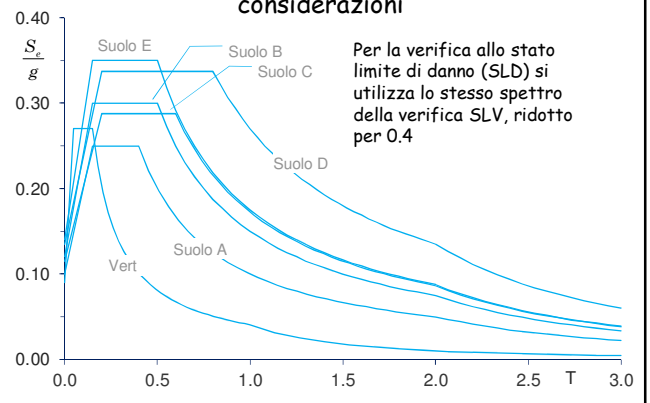
EC8, punto 3.2.2.2

Spettri di risposta EC8

Esempio: Messina (sito di riferimento per l'esempio)



Normativa europea considerazioni



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

1. Risposta sismica delle strutture

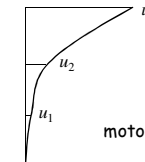
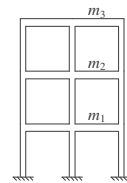
03 - Risposta elastica di schemi a più gradi di libertà

Spoletto
 18-19 marzo 2016
 Aurelio Ghersi

Strutture a più gradi di libertà

Le strutture reali hanno più gradi di libertà (dinamici)

- Per un telaio piano si possono assumere come parametri gli spostamenti dei traversi



L'equazione del moto è in questo caso un sistema di equazioni differenziali

moto libero non smorzato
 $m \ddot{u} + k u = 0$

moto forzato
 $m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m I \ddot{u}_g$

Moto di oscillazione libera
 (trattazione matematica)

L'equazione del moto, in termini matriciali, è analoga a quella dell'oscillatore semplice

$$m \ddot{u} + k u = 0$$

La soluzione, in caso di moto libero, è un insieme di funzioni armoniche

$$u_i(t) = \phi_{i,j} \cos(\omega_j t)$$

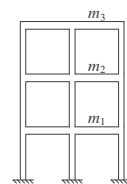
a condizione che sia $\det(k - \omega_j^2 m) = 0$

Da questa si ricavano le frequenze angolari ω_j e quindi i periodi T_j (autovalori) e le deformate ϕ (autovettori)

Modi di oscillazione libera
 (significato fisico)

Modi di oscillazione libera della struttura

- Se si assegna una deformata iniziale qualsiasi e si lascia la struttura libera di oscillare ...

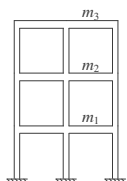


... la struttura si muove in maniera disordinata

Modi di oscillazione libera
 (significato fisico)

Modi di oscillazione libera della struttura

- Se si assegna una deformata iniziale qualsiasi e si lascia la struttura libera di oscillare ...



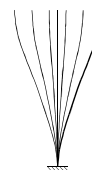
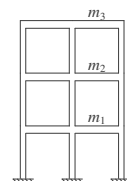
... la struttura si muove in maniera disordinata

altro esempio

Modi di oscillazione libera
 (significato fisico)

Questo è un "modo di oscillazione libera"

- Se si assegna una particolare deformata iniziale e si lascia la struttura libera di oscillare ...



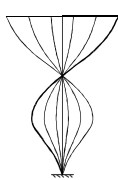
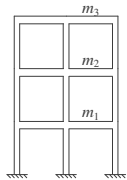
... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

$T =$ periodo di oscillazione libera

Modi di oscillazione libera (significato fisico)

Questo è un "modo di oscillazione libera"

- Se si assegna una particolare deformata iniziale e si lascia la struttura libera di oscillare ...



altro esempio

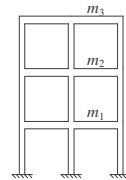
... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

T = periodo di oscillazione libera

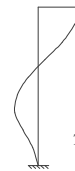
Modi di oscillazione libera

Telaio piano (con traversi inestensibili):

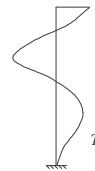
numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



Primo modo



Secondo modo



Terzo modo

Moto forzato (trattazione matematica)

L'equazione del moto, in termini matriciali, è analoga a quella dell'oscillatore semplice

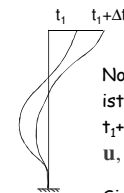
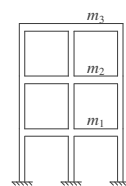
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m I \ddot{u}_g$$

Se la forzante non è armonica il sistema di equazioni deve essere risolto per via numerica

Moto forzato (trattazione matematica)

Risoluzione per via numerica

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m I \ddot{u}_g$$

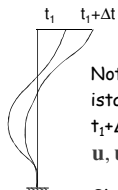
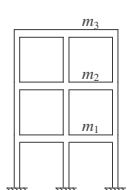


Noti i valori di u , \dot{u} , \ddot{u} in un certo istante t_1 ed il valore di \ddot{u}_g tra t_1 e $t_1 + \Delta t$ si possono ricavare i valori di u , \dot{u} , \ddot{u} nell'istante $t_1 + \Delta t$

Si ottiene la risposta nel tempo, istante dopo istante (time history)

Moto forzato (trattazione matematica)

Questo tipo di analisi è consentito dalla normativa ed è detto analisi dinamica (lineare), con valutazione della storia della risposta



Noti i valori di u , \dot{u} , \ddot{u} in un certo istante t_1 ed il valore di \ddot{u}_g tra t_1 e $t_1 + \Delta t$ si possono ricavare i valori di u , \dot{u} , \ddot{u} nell'istante $t_1 + \Delta t$

Si ottiene la risposta nel tempo, istante dopo istante (time history)

Possibili approcci per valutare la risposta elastica

Analisi dinamica, con valutazione della storia della risposta (istante per istante)

Analisi modale con spettro di risposta, per valutare la massima risposta

Analisi statica, per valutare in maniera approssimata la massima risposta

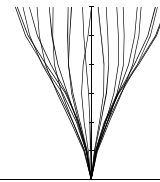
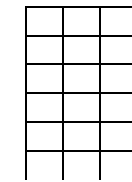
NTC08, punto 7.3

Analisi dinamica, con valutazione della storia della risposta

- Se il sistema ha n gradi di libertà (dinamici) il suo moto è descritto con n funzioni spostamento u (quindi con un vettore di funzioni u)
- L'equazione di equilibrio dinamico è

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g$$
 che è formalmente simile a quella di un oscillatore semplice (ma in realtà è un sistema di equazioni differenziali)
- Risolverla numericamente (cioè determinare la risposta istante per istante) è possibile ma è matematicamente oneroso

Risposta dinamica elastica



La struttura si deforma nel tempo
La forma della deformata varia nel tempo

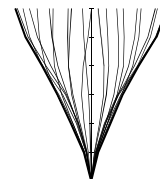
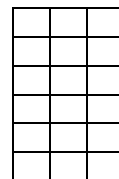
Analisi dinamica, con valutazione della storia della risposta

- Determinare la risposta istante per istante è possibile ma è matematicamente oneroso
- Ma ci serve veramente?
- In realtà a noi interessano i massimi spostamenti e le massime sollecitazioni



Per ottenere questi si può usare
un procedimento più semplice:
l'analisi modale (con spettro di risposta)

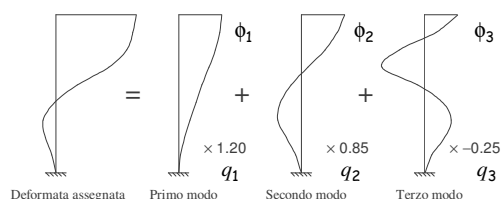
Analisi modale (con spettro di risposta)



La struttura si deforma nel tempo
La forma della deformata varia nel tempo
L'analisi modale fornisce l'involuppo degli spostamenti, delle sollecitazioni, ecc.

Equazione del moto (trattazione matematica)

Una qualsiasi deformata può essere espressa come
combinazione delle deformate modali



$$u = \phi q$$

Equazione del moto: moto libero non smorzato

Con questa posizione, l'equazione del moto diventa

$$m \ddot{u} + k u = 0 \quad u = \phi q \quad \Rightarrow \quad M \ddot{q} + K q = 0$$

Nelle matrici M e K solo i termini della diagonale principale sono diversi da zero

Il sistema di equazioni è quindi costituito da equazioni disaccoppiate, ciascuna contenente una sola incognita

Si può valutare il contributo di ciascun modo separatamente, come se fosse un oscillatore semplice

Equazione del moto: moto libero con smorzamento

Con la stessa posizione, l'equazione del moto in presenza di smorzamento diventa

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0 \quad u = \phi q \quad \Rightarrow \quad M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = 0$$

In molti casi anche la matrice C è diagonale e le equazioni sono disaccoppiate (sistemi classicamente smorzati)

Equazione del moto: risposta ad un accelerogramma

L'equazione del moto $m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m I \ddot{u}_g$

diventa $M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = -\phi^T m I \ddot{u}_g$

Anche in questo caso se la struttura è classicamente smorzata il sistema si scompone in tante equazioni separate

$$\ddot{q}_j + 2 \xi_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g$$

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2}$$

Si noti che l'accelerazione del terreno è moltiplicata per Γ_j

Coefficiente di partecipazione modale: indica se il contributo del modo al moto totale del sistema è più, o meno, rilevante

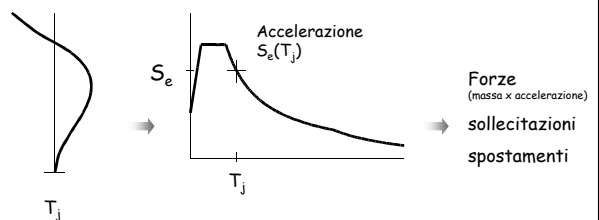
Equazione del moto: risposta ad un accelerogramma

Contributo di un singolo modo:

- La struttura che oscilla secondo uno dei suoi "modi" si comporta come un oscillatore semplice
- È possibile ricavare di conseguenza un insieme di forze e calcolare le sollecitazioni prodotte
- Il contributo di quel "modo" al moto complessivo della struttura è scalato mediante un coefficiente di partecipazione modale o - in maniera più chiara - in funzione della massa partecipante

Equazione del moto: contributo di un modo

Per valutare la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo uno dei suoi modi di oscillazione ...



Equazione del moto: contributo di un modo

$S_e(T_j)$ = ordinata spettrale corrispondente al periodo T_j

Il taglio alla base corrispondente al modo j è

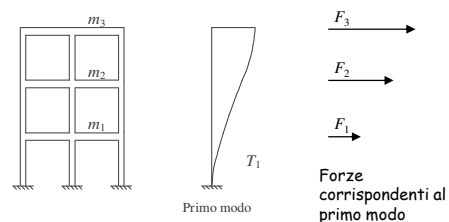
$$V_{b,j} = M_j^* S_e(T_j)$$

M_j^* è detta massa partecipante

$$M_j^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \Gamma_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2}$$

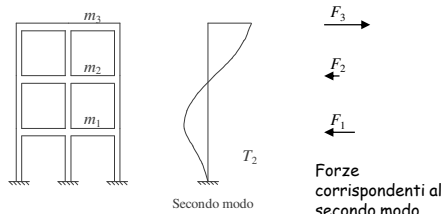
Equazione del moto: contributo di un modo

Si ritorna in sostanza all'idea di applicare alla struttura un insieme di forze (statiche) orizzontali



Equazione del moto: contributo di un modo

Si ritorna in sostanza all'idea di applicare alla struttura un insieme di forze (statiche) orizzontali



Analisi modale con spettro di risposta

Se si considerano più modi, ciascuno con la sua deformata reale, si ha l'analisi modale (con spettro di risposta)

- Il contributo di ciascun "modo" al moto complessivo della struttura è scalato mediante un coefficiente di partecipazione modale o - in maniera più chiara - in funzione della massa partecipante
- La somma delle masse partecipanti di tutti i modi è pari alla massa totale della struttura (per questo motivo si parla in genere di masse partecipanti come percentuale della massa totale)

Analisi modale con spettro di risposta

Consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione . . .

- ... e poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi con criteri statistici
- SRSS = radice quadrata della somma dei quadrati
 - CQC = combinazione quadratica completa

Analisi modale con spettro di risposta

Combinazione dei risultati:

- È opportuno usare sempre la CQC

$$E = \left(\sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:
 E_i valore dell'effetto relativo al modo i ;
 ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\beta_i \xi_i + \xi_j) \beta_j^2}{(1 - \beta_{ij})^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_i (1 - \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

che, nel caso di uguale smorzamento dei modi i e j , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{1/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [1 - \beta_{ij} + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

ξ_i smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia ij di modi: ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

NTC13, punto 7.3.3.1

Analisi modale con spettro di risposta

Consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione . . .

- ... e poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi con criteri statistici
- SRSS = radice quadrata della somma dei quadrati
 - CQC = combinazione quadratica completa

- Attenzione: nel fare la combinazione si perde il segno (che può essere utile);
ma se c'è un modo prevalente si può assegnare a ciascun valore il segno che esso ha nel modo prevalente

Contributo dei singoli modi

Il primo modo è nettamente predominante per entità di massa partecipante. Le forze sono tutte dello stesso verso

Gli altri modi hanno masse partecipanti via via minori. Essi danno forze discordi, che producono un effetto minore rispetto alla base

In generale, è opportuno considerare tanti modi da:

- raggiungere una massa partecipante dell'85%
- non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%

Contributo dei singoli modi

Il primo modo è nettamente predominante per entità di massa partecipante. Le forze sono tutte dello stesso verso.

Gli altri modi sono nettamente minori. Essi danno un effetto minore rispetto al primo modo.

In generale, possiamo fare ulteriori semplificazioni da:

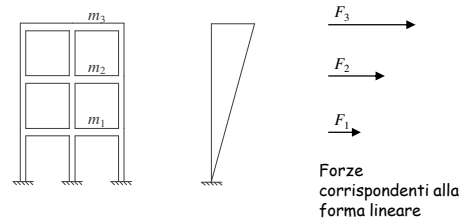
- raggiungere il 5%
- non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%

Il primo modo è nettamente predominante

Possiamo fare ulteriori semplificazioni

Analisi statica

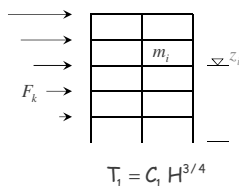
Se si considera solo un modo (il primo), assumendo per esso una deformata lineare, si ha la cosiddetta analisi statica.



Analisi statica

Consiste nel considerare un unico insieme di forze, che rappresentano (in modo semplificato) l'effetto del primo modo.

$$F_k = m_k z_k \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} S_e(T_1)$$



Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Le forze possono essere ridotte con $\lambda=0.85$ se l'edificio ha almeno 3 piani e periodo non troppo alto.

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

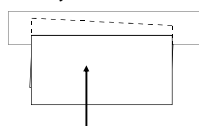
- L'analisi statica ha un significato fisico facilmente comprensibile (applicare alla struttura un insieme di forze orizzontali)
- In molti casi l'analisi statica fornisce risultati quasi uguali o leggermente cautelativi rispetto all'analisi modale
- L'analisi statica può però presentare seri problemi:
 - per strutture non regolari
 - per strutture molto deformabili

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:

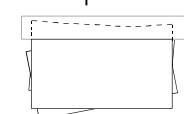
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con forti rotazioni, non va bene

Analisi modale

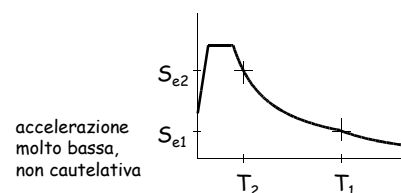


modo 1
modo 2
involuppo

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto



Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto
- la stima del periodo proprio sia affidabile (o, meglio, corretta con la formula di Rayleigh)

La norma prevede un coefficiente riduttivo λ che rende i risultati dell'analisi statica non particolarmente gravosi rispetto a quelli dell'analisi modale

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

La NTC08 vieta l'uso dell'analisi statica se:

- il periodo proprio supera $2.5 T_C$
- la struttura è irregolare in altezza

Nota: il riferimento all'irregolarità in altezza non è coerente con gli studi teorici, che evidenziano l'importanza della regolarità in pianta

Questo è un primo esempio di come la normativa tratti in maniera poco corretta gli aspetti connessi alla regolarità (o mancanza di regolarità)

NTC08, punto 7.3.3.2

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

La NTC08 vieta l'uso dell'analisi statica se:

- il periodo proprio supera $2.5 T_C$
- la struttura è irregolare in altezza

Nota: il riferimento all'irregolarità in altezza non è coerente con gli studi teorici, che evidenziano l'importanza della regolarità in pianta

La NTC15, più correttamente, consente l'analisi statica "per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori"

NTC08, punto 7.3.3.2

NTC15, punto 7.3.2

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)

L'analisi statica è però uno strumento fondamentale per capire il comportamento fisico della struttura e per valutarne a priori la risposta (e quindi anche per controllare a posteriori i risultati dell'analisi modale)

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

- Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)
- Esaminare i modi di oscillazione libera e le masse partecipanti può fornire al progettista esperto importanti informazioni sul comportamento della struttura

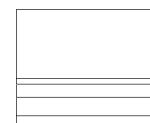
Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione



Vista dell'edificio, dall'alto

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):
numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione



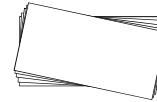
Vista dell'edificio,
dall'alto

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):
numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione
- n modi di rotazione

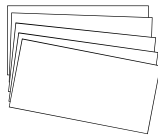


Vista dell'edificio,
dall'alto

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):
numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta non ha assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono accoppiati



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale
senza impalcati indeformabili nel piano

Il numero di modi di oscillazione libera è molto maggiore

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

- Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)
- Esaminare i modi di oscillazione libera e le masse partecipanti può fornire al progettista esperto importanti informazioni sul comportamento della struttura
- Ma l'analisi modale può essere difficile da interpretare

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

Negli schemi spaziali è più difficile valutare l'importanza dei modi:

- se il comportamento è disaccoppiato, sono eccitati solo quei modi che danno spostamento nella direzione di azione del sisma
- in caso contrario tutti i modi possono dare contributo
- se non vi è un impalcato indeformabile nel suo piano il numero di modi cresce enormemente ed è più difficile cogliere la risposta totale della struttura

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

- Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)
- Esaminare i modi di oscillazione libera e le masse partecipanti può fornire al progettista esperto importanti informazioni sul comportamento della struttura
- Ma l'analisi modale può essere difficile da interpretare
- Con l'analisi modale si perde il segno dei risultati

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

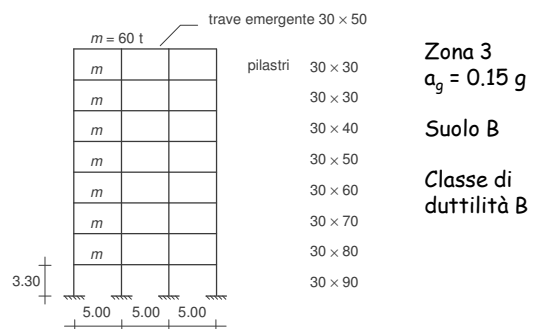
Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)

L'analisi statica è però uno strumento fondamentale per capire il comportamento fisico della struttura e per valutarne a priori la risposta (e quindi anche per controllare a posteriori i risultati dell'analisi modale)

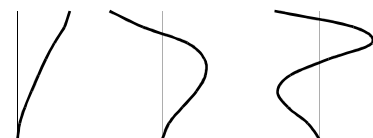
Esempio

Confronto analisi statica - modale

Confronto analisi statica - modale Edificio con travi emergenti



Periodi, accelerazioni spettrali, masse partecipanti Edificio con travi emergenti



	Modo 1	Modo 2	Modo 3
T	1.183 s	0.461 s	0.259 s
S_e	0.0484 g	0.1145 g	0.1145 g
M^*/M	70.1 %	13.7 %	5.1 %

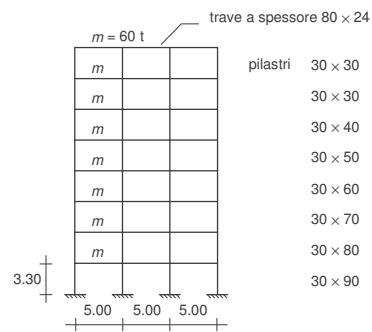
Forze statiche - modali [kN] Edificio con travi emergenti

piano	modale			analisi statica
	modo 1	modo 2	modo 3	
8	40.0	-39.1	19.5	50.6
7	35.8	-14.4	-14.9	44.3
6	28.1	18.6	-22.8	38.0
5	21.7	31.3	-4.0	31.6
4	16.0	32.1	12.5	25.3
3	10.6	25.4	18.2	19.0
2	5.7	15.1	13.7	12.7
1	1.8	5.0	5.1	6.3

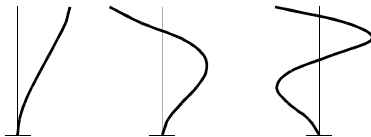
Tagli statici - modali [kN] Edificio con travi emergenti

piano	analisi modale	analisi statica	differenza %
8	59.2	50.6	-14.5
7	92.9	94.9	2.2
6	111.1	132.9	19.6
5	127.6	164.5	28.9
4	144.8	189.9	31.1
3	161.7	208.8	29.2
2	173.7	221.5	27.5
1	178.1	227.8	27.9

Confronto analisi statica - modale Edificio con travi a spessore



Periodi, accelerazioni spettrali, masse partecipanti Edificio con travi emergenti



	Modo 1	Modo 2	Modo 3
T	1.738 s	0.604 s	0.328 s
S_e	0.0329 g	0.0947 g	0.1145 g
M^*/M	70.9 %	11.8 %	5.4 %

Forze statiche - modali [kN] Edificio con travi a spessore

piano	modale			analisi statica
	modo 1	modo 2	modo 3	
8	26.3	-30.3	20.4	34.5
7	24.1	-12.2	-12.5	30.1
6	20.1	11.6	-24.2	25.8
5	15.9	23.6	-6.2	21.5
4	11.5	25.4	12.9	17.2
3	7.3	19.9	19.6	12.9
2	3.6	11.2	14.4	8.6
1	1.0	3.4	5.0	4.3

Tagli statici - modali [kN] Edificio con travi a spessore

piano	analisi modale	analisi statica	differenza %
8	45.0	34.5	-23.4
7	66.4	64.6	-2.7
6	78.7	90.4	15.0
5	89.6	112.0	25.0
4	100.0	129.2	29.2
3	112.3	142.1	26.5
2	121.9	150.7	23.6
1	125.3	155.0	23.7

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

1. Risposta sismica delle strutture

04 - Risposta in campo plastico

Spoletto
 18-19 marzo 2016
 Aurelio Ghersi

**È possibile progettare le strutture
 in modo che rimangano in campo elastico?**

L'accelerazione massima del suolo, per terremoti con elevato periodo di ritorno, è molto forte (0.35 g in zone ad alta sismicità)

Per strutture con periodo medio-bassi si ha una notevole amplificazione dell'accelerazione, rispetto a quella del suolo (circa 2.5 volte)

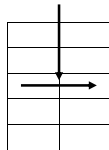
Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal sisma) possono essere comparabili con le azioni verticali

**È possibile progettare le strutture
 in modo che rimangano in campo elastico?**

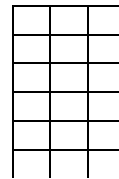
Azioni orizzontali comparabili
 con le azioni verticali

Le sollecitazioni provocate
 dalle azioni orizzontali sono
 molto forti

Non è economicamente conveniente progettare la
 struttura in modo che rimanga in campo elastico



Comportamento oltre il limite elastico



Modello per i materiali

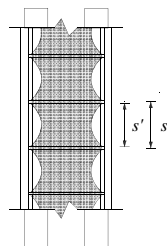
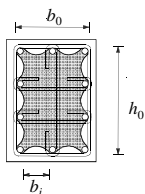


Legame momento-curvatura
 (M-x) per la sezione
 mediante modello a fibre

**Modello per i materiali
 calcestruzzo**

Problemi:

- Distinzione tra ricoprimento e nucleo confinato
- Efficacia del confinamento



Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

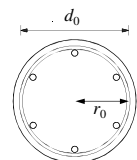
Staffe in una sezione circolare

Quando il calcestruzzo compresso
 si dilata le staffe danno una
 compressione trasversale

$$\sigma_{c,transv} = 0.5 \omega_{st} f_c$$

con
$$\omega_{st} = \frac{2 A_{st} f_y}{s r_0 f_c}$$

La compressione
 trasversale migliora il
 comportamento del
 calcestruzzo



Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

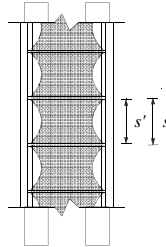
Staffe in una sezione circolare
Efficacia del confinamento

Allontanandosi dalla staffa, la zona confinata si riduce

Si considera un coefficiente di efficacia pari al rapporto tra volume effettivamente confinato e volume idealmente racchiuso dalle staffe

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3d_0}\right)^2$$

quindi $\sigma_{c,transv} = 0.5 \alpha_s \omega_{st} f_c$



Calcestruzzo

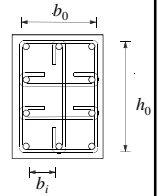
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare

Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale

$$\sigma_{c,transv} = 0.5 \omega_{st} f_c$$

con $\omega_{st} = \frac{\sum A_{st} l_{st}}{b_0 h_0 s} \frac{f_y}{f_c}$



Calcestruzzo

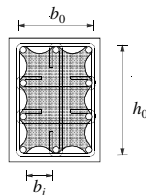
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

Staffe e tirantini sono meno efficaci quando ci si allontana dai punti ben bloccati

Si considera un coefficiente di efficacia

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 b_0 h_0}$$



Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

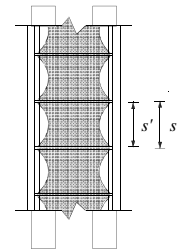
Staffe in una sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

Anche in senso longitudinale c'è una riduzione dell'efficacia del confinamento

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3b_0}\right) \left(1 - \frac{s'}{3h_0}\right)$$

quindi $\sigma_{c,transv} = 0.5 \alpha \omega_{st} f_c$

con $\alpha = \alpha_s \alpha_n$

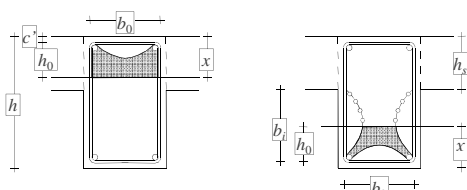


Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una trave a sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

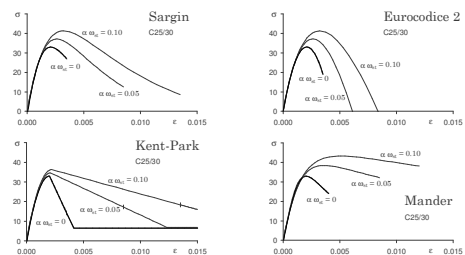
Nel valutare l'efficacia del confinamento bisogna tener conto di qual è la parte compressa e come viene confinata



Modello per i materiali calcestruzzo

Modelli:

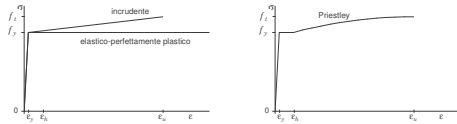
- Esistono numerose proposte, molto diverse



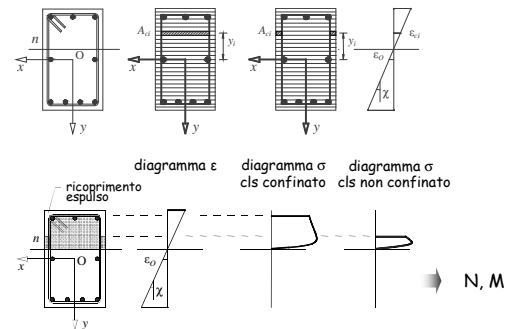
Modello per i materiali acciaio

Modelli:

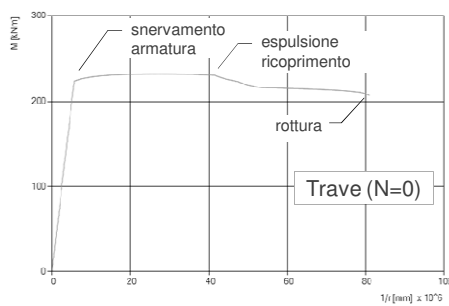
- Esistono alcune proposte, leggermente diverse



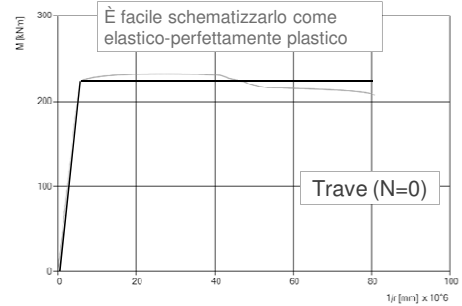
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



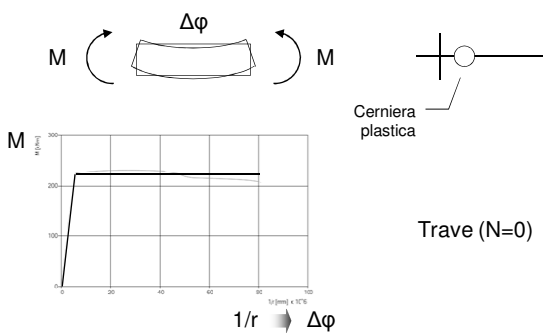
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



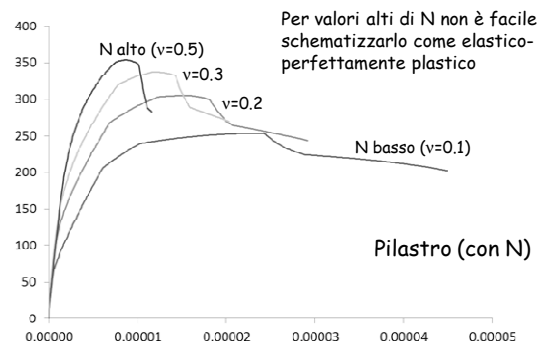
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



Cerniera plastica concio di trave



Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



Legame momento-curvatura

Applicazioni

Per applicazioni numeriche è messo a disposizione il programma RC_NL (versione 2.5a), che determina il legame momento curvatura per una qualsiasi sezione

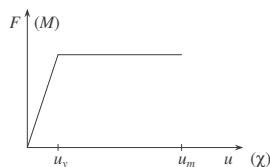
- È fornito il programma di installazione (cartella RC_NL-25a_setup); eseguire il file Setup per installare il programma
- È fornita una documentazione con istruzioni per l'uso e alcuni esempi (cartella RC_NL-25a_documentazione)

Risposta sismica

Schemi a un grado di libertà
in campo plastico

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

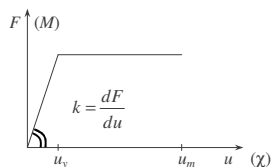


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



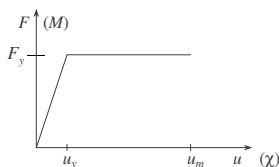
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



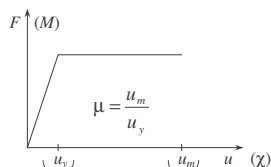
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



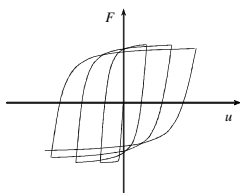
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Comportamento oltre il limite elastico

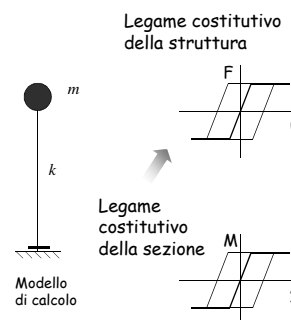
Per una valutazione della risposta sismica, occorre anche tener conto del comportamento ciclico, con i possibili degradi di rigidità e resistenza



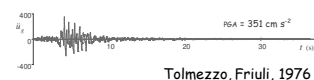
Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Foto



Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Tolmezzo, Friuli, 1976

È possibile determinare numericamente la risposta ad un accelerogramma

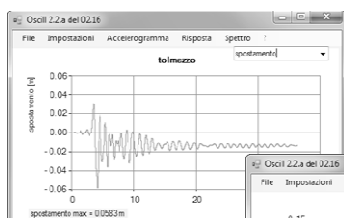
Noti i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} in un certo istante t_1 ed il valore di \ddot{u}_g tra t_1 e $t_1 + \Delta t$ si possono ricavare i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} nell'istante $t_1 + \Delta t$. Si tiene conto della rigidità in quel Δt (pari a k oppure nulla).

Si ottiene la risposta nel tempo (time history)

Determinazione della time history Metodo di Newmark

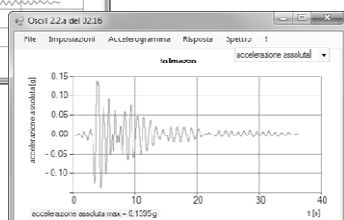
- Analoga a quanto visto per oscillatore lineare
- Nell'equazione di equilibrio dinamico la forza di richiamo f_s non è elastica, quindi non è proporzionale allo spostamento u
- L'equazione di equilibrio dinamico è $m \Delta \ddot{u} + c \Delta \dot{u} + \Delta f_s = -m \Delta \ddot{u}_g$
- La si deve risolvere con procedimento iterativo, perché $f_{s,2}$ è legata a u_2 in maniera non lineare

Risposta sismica non lineare programma Oscill

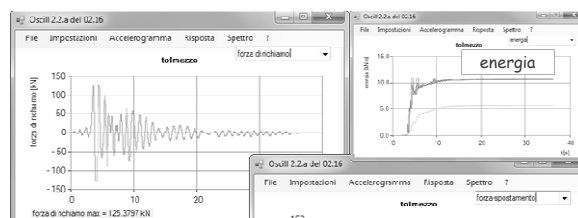


spostamento: rimane uno spostamento residuo al termine del sisma

accelerazione

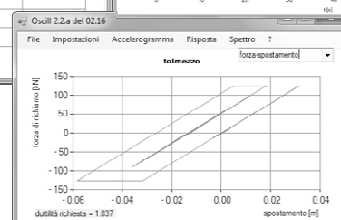


Risposta sismica non lineare programma Oscill

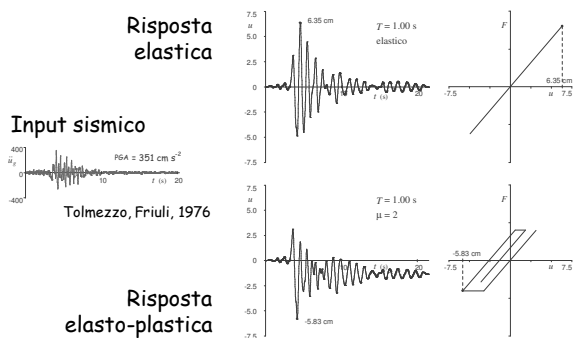


forza di richiamo: non supera il valore di resistenza assegnato

legame forza-spostamento



Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

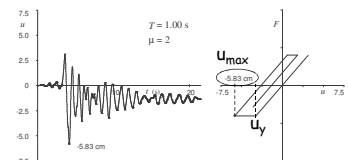


Richiesta di duttilità

Il rapporto tra lo spostamento massimo u_{max} ottenuto come risposta al sisma e lo spostamento u_y di plasticizzazione è la duttilità necessaria al sistema per non collassare (richiesta di duttilità)

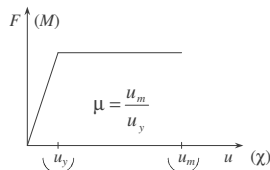
In genere, tanto minore è la resistenza tanto maggiore è la richiesta di duttilità

Risposta elasto-plastica



Duttilità disponibile

Legame elasto-perfettamente plastico



La duttilità che una sezione possiede può essere indicata come duttilità disponibile

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Progettazione di strutture elasto-plastiche

- Una struttura dovrebbe essere progettata con forze elevate se la si vuole mantenere in campo elastico
- Una struttura progettata con forze minori va in campo plastico, ma può superare il terremoto se la duttilità disponibile delle singole sezioni è maggiore della richiesta di duttilità
- Per giudicare se la struttura, pur andando in campo plastico, è in grado di superare il terremoto occorre esprimere un giudizio sulla duttilità e quindi su deformazioni, spostamenti
Displacement based design

Progettazione di strutture elasto-plastiche

- Una struttura dovrebbe essere progettata con forze elevate se la si vuole mantenere in campo elastico
- Una struttura progettata con forze minori va in campo plastico, ma può superare il terremoto se la duttilità disponibile delle singole sezioni è maggiore della richiesta di duttilità

Idea base della progettazione sismica:

- Progettare le strutture con forze più basse, facendo affidamento sulla duttilità

Force based design

Progettazione a duttilità assegnata

- Nota la duttilità, si può ricavare l'accelerazione (e quindi le forze) di progetto dagli spettri di risposta a duttilità assegnata.
- Risolvendo lo schema strutturale soggetto a queste forze (con analisi lineare) si verificano le sezioni.
- Se la struttura sopporta queste azioni ed ha la duttilità prevista, può sopportare (in campo inelastico) il terremoto.

Force based design

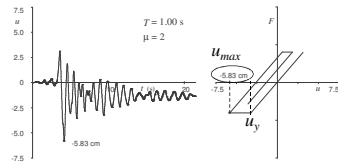
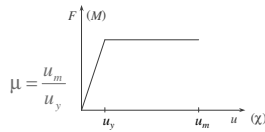
Progettazione a duttilità assegnata

È possibile progettare la struttura con una forza ridotta, accettando la sua plasticizzazione, purché la duttilità disponibile

sia maggiore di quella richiesta

$$\mu = \frac{u_{\text{max}}}{u_y}$$

Risposta elasto-plastica



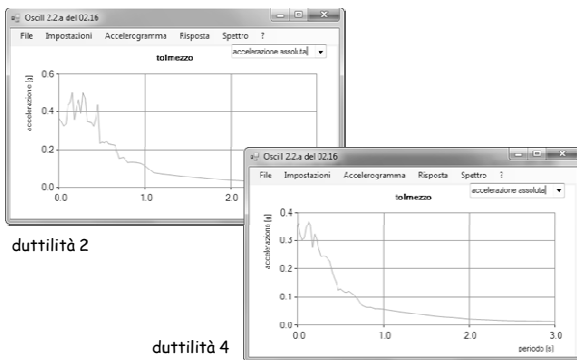
Progettazione a duttilità assegnata

La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta

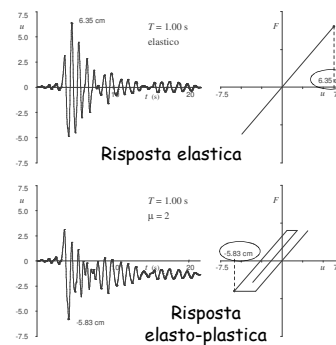


Ricordando che $F = m a$, si può diagrammare in funzione del periodo l'accelerazione da usare nel progetto, per assegnati valori della duttilità μ

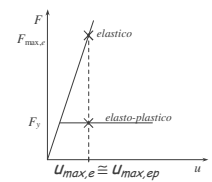
Spettro di risposta a duttilità assegnata (programma Oscill)



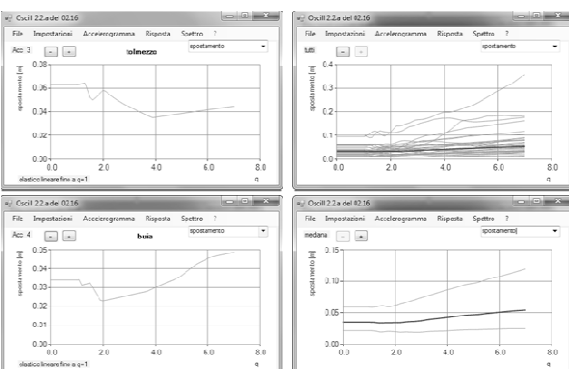
Progettazione a duttilità assegnata



Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Spostamento al variare della resistenza (programma Oscill)



Progettazione a duttilità assegnata

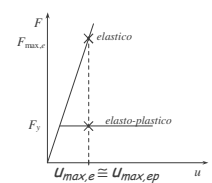
La forza di progetto può essere ottenuta dividendo

la forza necessaria per mantenere la struttura in campo elastico

per la duttilità

$$F_d = F_y = \frac{F_{\text{max},e}}{\mu}$$

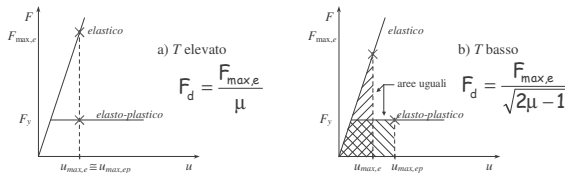
Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Progettazione a duttilità assegnata

Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad una uguaglianza in termini energetici



Progettazione a duttilità assegnata

Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad una uguaglianza in termini energetici

Le attuali normative indicano:

$$F_d = \frac{F_{max,e}}{\mu} \quad \text{per } T_1 \geq T_C$$

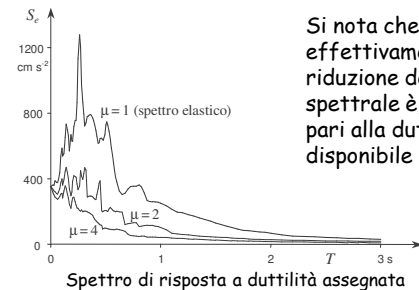
$$F_d = \frac{F_{max,e}}{1 + (\mu - 1) T_1 / T_C} \quad \text{per } T_1 < T_C$$

Nota:
queste espressioni
sono in genere
usate all'inverso,
per ricavare μ

NTC15, punto 7.3.3.3

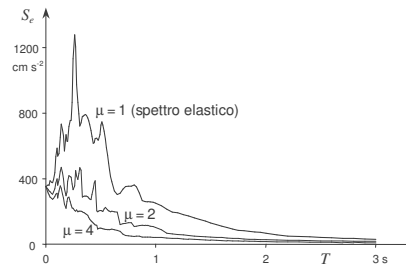
Progettazione a duttilità assegnata

La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta



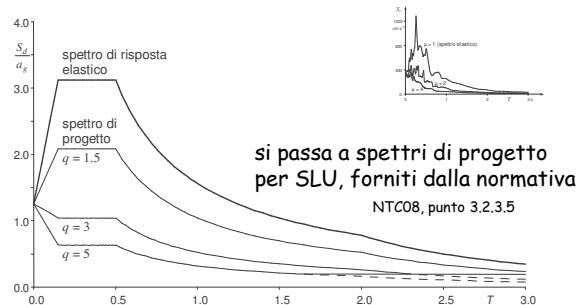
Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



In definitiva

- Massa, rigidezza (e smorzamento) caratterizzano il comportamento elastico, ma ovviamente incidono anche sul comportamento non lineare
- Resistenza e duttilità, insieme, consentono di superare indenni un sisma oltre il limite elastico
 - La struttura può avere una resistenza tale da rimanere in campo elastico (ma spesso costa troppo)
 - La struttura può avere una resistenza minore e quindi danneggiarsi, ma supererà l'evento sismico se ha una adeguata duttilità (ma anche questo ha un costo)
 - Si deve scegliere se puntare più sulla resistenza o più sulla duttilità

Progetto delle strutture a) basarsi sulle forze

- Decidere quanto si vuol fare affidamento sulla duttilità e in base a questo scegliere le forze di progetto
- Dimensionare la struttura in modo che sopporti queste forze (progetto della resistenza)
- Controllare, anche solo qualitativamente o col rispetto di regole predefinite, che la struttura abbia la duttilità necessaria

Questo è il criterio normalmente seguito

Progetto delle strutture b) basarsi sugli spostamenti

- Valutare gli spostamenti che la struttura dovrà subire durante il terremoto
- Progettare gli elementi strutturali in modo da garantire che essi siano in grado di sopportare questi spostamenti (progetto della duttilità)
- Controllare che la struttura abbia comunque una resistenza tale da evitare danneggiamenti precoci

Questo è il cosiddetto "displacement based design"

Verifica delle strutture

- Se si sono seguiti i criteri di progetto ed i relativi controlli sono soddisfatti, si può ritenere che la struttura sia in grado di sopportare l'evento sismico
- Se si ha a che fare con una struttura che non è stata progettata secondo i criteri citati (o che per qualche motivo non li soddisfa a pieno) occorre valutare il comportamento non lineare della struttura ed esprimere un giudizio sulla sua capacità deformativa ancor più che sulla sua resistenza

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

1. Risposta sismica delle strutture

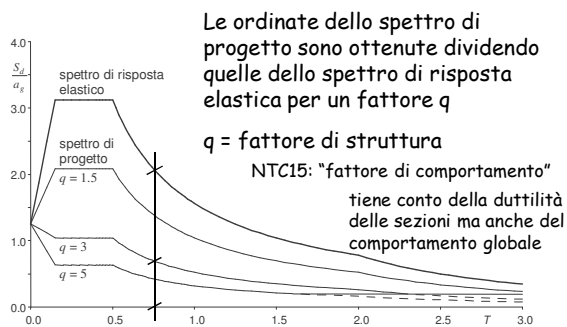
05 - Progettazione basata sulle forze

Spoletto
 18-19 marzo 2016
 Aurelio Ghersi

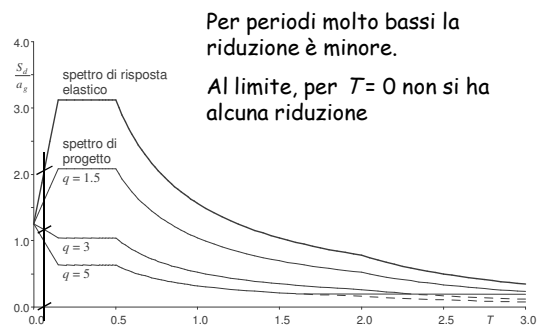
**Progettazione
 basata sulle forze**

1. Scegliere a priori se fare un affidamento maggiore o minore sulla duttilità
2. In base a ciò e tenendo conto della tipologia strutturale scegliere il valore del coefficiente col quale ridurre lo spettro di risposta elastico per ottenere lo spettro di progetto
3. Determinare l'accelerazione (e quindi le forze) con cui progettare la struttura
4. Progettare la struttura in modo da sopportare tale accelerazione o tali forze
5. Garantire una duttilità globale e locale coerente con la scelta fatta a priori

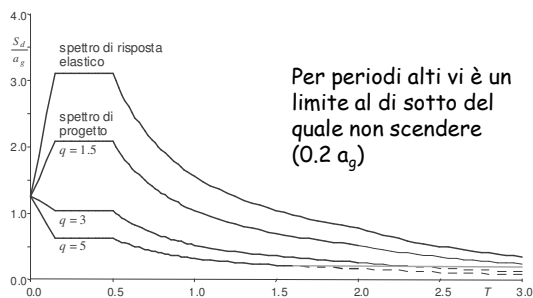
**Spettri di progetto di normativa
 NTC 08 (D.M. 14/1/2008)**



Spettri di progetto di normativa

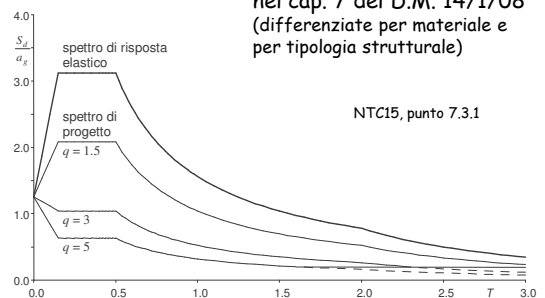


Spettri di progetto di normativa

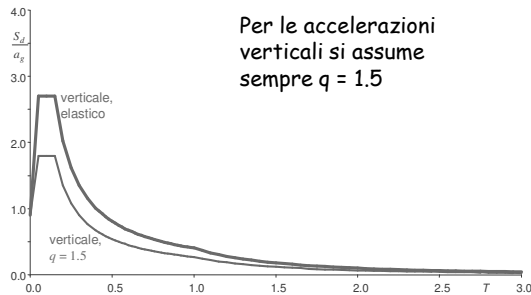


**Spettri di progetto di normativa
 accelerazioni orizzontali**

Il valore del fattore di comportamento q è definito nel cap. 7 del D.M. 14/1/08 (differenziate per materiale e per tipologia strutturale)



Spettri di progetto di normativa accelerazioni verticali



Ma quanto è duttile una struttura?

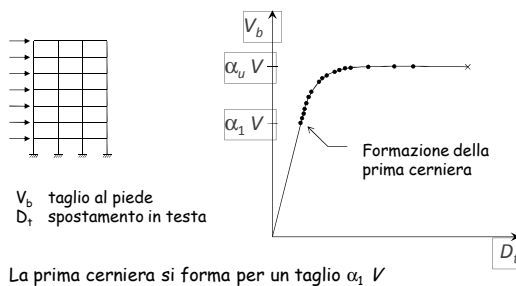
- Un modo possibile per giudicare la duttilità di una struttura è esaminarne il comportamento sotto forze orizzontali crescenti (in aggiunta ai carichi verticali)

Nota 1: il discorso è per ora mantenuto a livello qualitativo; più avanti lo si affronterà anche dal punto di vista quantitativo

Nota 2: si immagina un comportamento a plasticità concentrata (ma ciò non toglie generalità alla trattazione)

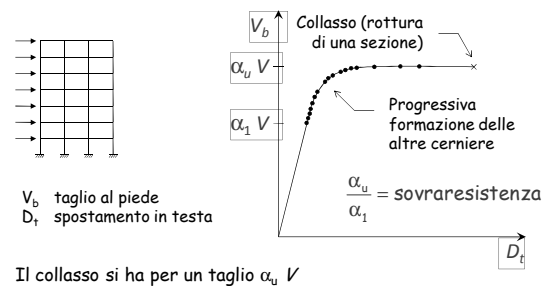
Ma quanto è duttile una struttura?

- Comportamento sotto forze orizzontali crescenti



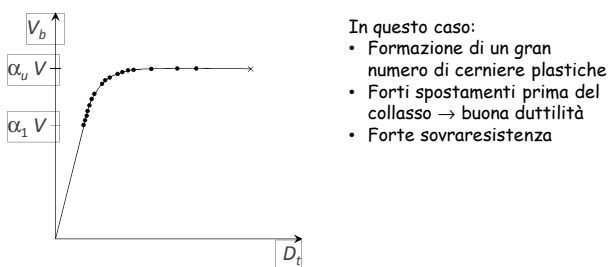
Ma quanto è duttile una struttura?

- Comportamento sotto forze orizzontali crescenti



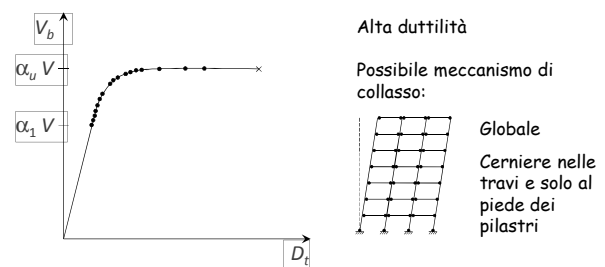
Ma quanto è duttile una struttura?

- Confronto tra possibili comportamenti



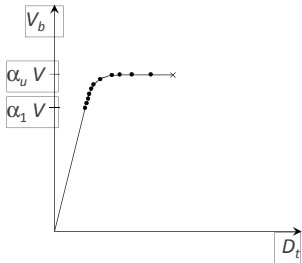
Ma quanto è duttile una struttura?

- Confronto tra possibili comportamenti



Ma quanto è duttile una struttura?

- Confronto tra possibili comportamenti

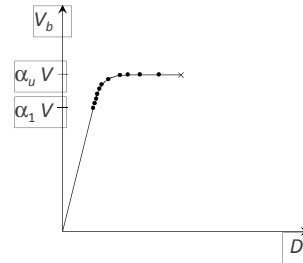


In questo caso:

- Formazione di un numero minore di cerniere plastiche
- Spostamenti prima del collasso più piccoli → duttilità più bassa
- Minore sovrarresistenza

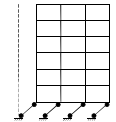
Ma quanto è duttile una struttura?

- Confronto tra possibili comportamenti



Bassa duttilità

Possibile meccanismo di collasso:



Di piano
Cerniere in testa e al piede dei pilastri di un ordine

Ma quanto è duttile una struttura?

- La duttilità è fortemente condizionata dal meccanismo di collasso
 - Per avere una alta duttilità il meccanismo deve essere globale, con cerniere nelle travi a tutti i piani e solo alla base nei pilastri
 - Meccanismi con formazione di cerniere in un discreto numero di travi ed in pochi pilastri indicano una duttilità media
 - Un meccanismo di piano implica bassa duttilità e deve essere sempre evitato

Ma quanto è duttile una struttura?

- La duttilità è fortemente condizionata dal meccanismo di collasso
- Per avere un meccanismo di collasso globale occorre:
 - Che i pilastri siano più resistenti delle travi
 - Che si abbiano plasticizzazioni a flessione e non rotture a taglio (che sono fragili)



Criterio di gerarchia delle resistenze
ovvero
Capacity design (progetto in capacità)

Ma quanto è duttile una struttura?

- La duttilità è fortemente condizionata dal meccanismo di collasso
- Occorre anche che le sezioni che si plasticizzano abbiano una alta duttilità. Per questo:
 - Forte staffatura, buona armatura longitudinale in compressione, attenzione ai dettagli costruttivi
 - Limitare la tensione media da sforzo normale



Criteri per garantire duttilità locale

Ma quanto è duttile una struttura?

- La duttilità è fortemente condizionata dal meccanismo di collasso
- Occorre anche che le sezioni che si plasticizzano abbiano una alta duttilità
- Occorre evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione



Influenza della regolarità

Fattore di comportamento

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di comportamento q

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità locale delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

Fattore di comportamento

Dipende da:

- Classe di duttilità dell'edificio
- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Regolarità dell'edificio

$$q = q_0 K_R$$

NTC 08, punto 7.3.1

Comportamento strutturale e classi di duttilità

Le strutture possono essere progettate:

- Per avere un comportamento strutturale non dissipativo
 - La struttura rimarrà sostanzialmente in campo elastico
 - Si usa un fattore di comportamento non superiore a 1.5
- Per avere un comportamento strutturale dissipativo
 - La struttura avrà rilevanti plasticizzazioni
 - Si usa un fattore di struttura superiore a 1.5
 - Si possono distinguere due classi di duttilità
 - A = alta
 - B = media

NTC15, punto 7.2.2

Classe di duttilità (comportamento globale e duttilità locale)

Classe di duttilità alta: CD"A"

Richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi

Classe di duttilità media: CD"B"

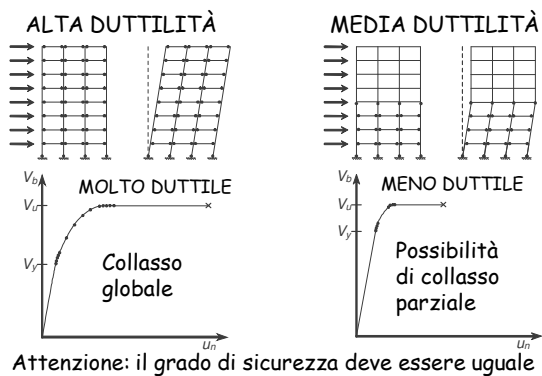
Forze di calcolo maggiori

Il progettista deve scegliere, a priori, quale classe di duttilità adottare

NTC 08, punto 7.2.1

NTC15, punto 7.2.2

Scelte progettuali: alta o media duttilità



Scelte progettuali: alta o media duttilità

- | ALTA DUTTILITÀ | MEDIA DUTTILITÀ |
|--|--|
| • Forze sismiche minori (minore resistenza) | • Forze sismiche maggiore (maggiore resistenza) |
| • Dettagli costruttivi più curati | • Dettagli costruttivi meno curati |
| • Progetto col criterio di gerarchia delle resistenze | • Il criterio di gerarchia delle resistenze si usa con coefficienti minori |
| • Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione | |

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD'E"	CD'A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- *struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD'E"	CD'A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD'E"	CD'A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- *struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD'E"	CD'A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- *struttura a pendolo inverso*, nella quale il 50%, o più, della massa è concentrato nel terzo superiore dell'altezza della struttura, o nella quale la dissipazione è localizzata alla base di un singolo elemento dell'edificio;
- *struttura torsionalmente deformabile*, nella quale la rigidità rotazionale è inferiore rispetto a quella traslazionale.

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

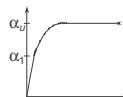
Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

Strutture torsionalmente deformabili

- Sono fortemente penalizzate perché hanno un cattivo comportamento sismico: le rotazioni vengono fortemente amplificate, con conseguente forte incremento di spostamenti e sollecitazioni su tutti i lati della struttura
- Per la normativa una struttura è torsionalmente deformabile se il rapporto tra raggio d'inerzia delle rigidità e raggio d'inerzia delle masse è \leq di ~~0.8~~ 1.0. Questo equivale a controllare se il rapporto tra periodo traslazionale e periodo rotazionale è \leq di ~~0.8~~ 1.0

NTC15, punto 7.4.3.1

Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione



α_u / α_1

Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio		
- ad un solo piano	1.1	1.05
- a più piani ma ad una sola campata	1.2	1.10
- a più piani e più campate	1.3	1.15
Strutture a pareti o strutture miste equivalenti a pareti		
- solo due pareti non accoppiate per ogni direzione	1.0	
- più pareti non accoppiate	1.1	1.05
- pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2	1.10

per strutture
non regolari in
pianità

Oppure effettuare analisi statica non lineare

NTC15, punto 7.4.3.2

Regolarità dell'edificio

	K_R
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori

Esempio (casi estremi)

Edificio multipiano (e più campate) con struttura a telaio, regolare in altezza e in pianta, ad alta duttilità
 $q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$

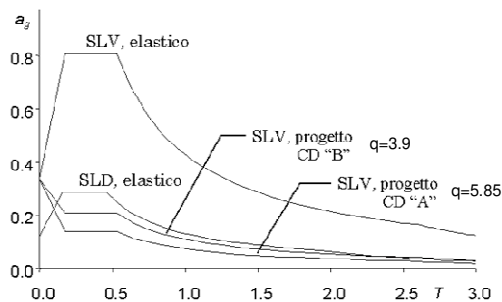
Stesso edificio, ma non regolare in altezza né in pianta ed a media duttilità

$$q = 3.0 \times 1.15 \times 0.8 = 2.76$$

Quindi le forze sono maggiori di oltre il doppio

Attenzione: in ogni caso bisogna evitare un collasso con meccanismo di piano, perché la riduzione di duttilità globale sarebbe anche maggiore

Confronto tra spettri



Valori riferiti a Messina, Piazza Cairoli, suolo C

Regolarità dell'edificio

Secondo l'attuale normativa:

- La mancanza di regolarità in altezza riduce il fattore di comportamento q mediante il coefficiente K_R
- La mancanza di regolarità in pianta riduce il fattore di comportamento riducendo la sovrarigidità, cioè il rapporto α_u / α_1

La normativa tratta in maniera poco corretta gli aspetti connessi alla regolarità (o mancanza di regolarità)

Regolarità in altezza

- I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio
- Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro
- Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- le variazioni di massa sono, al massimo, il 25%
- la rigidezza non si riduce più del 30% e non aumenta più del 10%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di $\pm 20\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato a priori, all'inizio del calcolo
- il controllo sulla rigidezza e sulla resistenza può essere effettuato solo a posteriori, dopo aver effettuato il calcolo e la disposizione delle armature

Regolarità in pianta

Criteri di normativa:

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica
- rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la pianta inferiore a 4
- rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione della pianta nella stessa direzione
- impalcati infinitamente rigidi nel loro piano

Criteri poco significativi e quasi non utilizzati

NTC 08, punto 7.2.2

Considerazioni sulla definizione di regolarità

La normativa italiana ed europea affronta il problema (molto importante) della regolarità in maniera poco soddisfacente

- Le problematiche nelle quali entra in gioco la regolarità sono numerose e andrebbero distinte in maniera chiara
- Le definizioni di "regolarità" dovrebbero essere messe chiaramente in relazione con la problematica relativa
- Sarebbe opportuno usare sempre criteri di controllo a posteriori, basati sulla risposta sismica della struttura e non su definizioni approssimate a priori

Regolarità e fattore di comportamento q

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Carenza di duttilità locale

Le prescrizioni di normativa su staffe e armatura longitudinale dovrebbero garantire una buona duttilità locale

La presenza di sforzo normale di compressione molto alto può ridurre la duttilità locale

Nel caso di aste molto corte è difficile rispettare la gerarchia taglio-flessione

Regolarità e fattore di comportamento q

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Precoce plasticizzazione di alcune sezioni

Il calcolo dovrebbe garantire adeguata resistenza a tutte le sezioni

Aste molto rigide (ad esempio aste molto corte) hanno una sovrarresistenza minore delle altre aste. Si potrebbe arrivare al collasso con la formazione di poche cerniere plastiche

Anche la rotazione planimetrica, nel caso di strutture non bilanciate, può portare ad una plasticizzazione precoce delle aste perimetrali

Regolarità e fattore di comportamento q

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Influenza delle tamponature

Potrebbero essere inserite nel modello di calcolo (ma in genere non lo sono)

L'azione concentrata all'estremo di un pilastro può portare a rottura a taglio o plasticizzazione precoce

La distribuzione delle tamponature lungo l'altezza può portare ad un meccanismo di piano

La distribuzione delle tamponature in pianta può portare a rotazioni dell'impalcato e plasticizzazione precoce delle aste di estremità

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2015

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

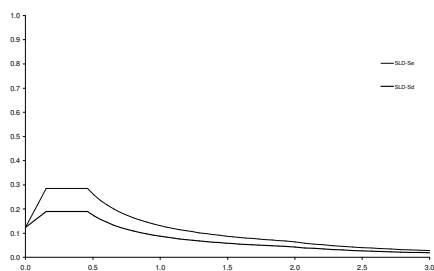
- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
 $q \leq 1.5$

Questa modifica si basa sulla considerazione che per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si riscontrano danni strutturali e non strutturali, anche se non troppo rilevanti. Si assume quindi che il danneggiamento strutturale possa corrispondere a $q \leq 1.5$

NTC15, punto 3.2.3.5 e 7.3

Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
 $q \leq 1.5$



Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso ... le ordinate ridotte ... con $1/q$

NTC15, punto 3.2.3.5

Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

NTC15, punto 7.3.1

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso ... le ordinate

Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

NTC15, punto 7.3.1

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

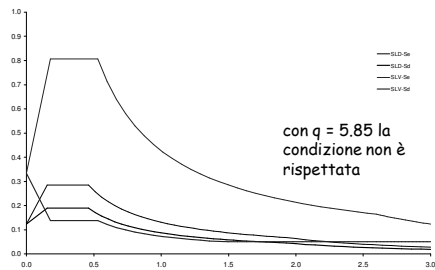
- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Questa modifica ha un senso, perché usare un fattore di comportamento tanto alto da avere ordinate dello spettro di progetto SLV maggiori di quelle di SLD vuol dire che per il terremoto relativo a SLD si ha un danneggiamento maggiore di quanto solitamente accettato

Ma questa prescrizione, se obbligatoria, impedisce quasi sempre di usare i fattori di comportamento tipici della classe di duttilità alta

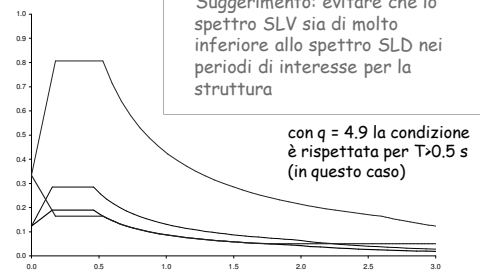
Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLB)}$



Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLB)}$



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

1. Risposta sismica delle strutture

06 - Verifica del comportamento non lineare

Spoletto
18-19 marzo 2016
Aurelio Ghersi

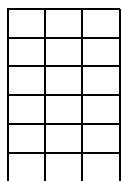
Verifica delle strutture

- Se si ha a che fare con una struttura che non è stata progettata secondo i criteri di progettazione definiti dalla norma (o che per qualche motivo non li soddisfa a pieno) occorre valutare il comportamento non lineare della struttura ed esprimere un giudizio sulla sua capacità deformativa ancor più che sulla sua resistenza

Comportamento non lineare la struttura

Valutare la risposta sismica di una struttura (che va oltre il limite elastico) ad un assegnato accelerogramma:

- È facile per un oscillatore semplice
- È molto complesso per strutture reali



Modello per i materiali

Legame momento-curvatura
($M-1/r$) per la sezione
mediante modello a fibre

Modello di telaio con
cerniere plastiche

Modello di telaio a
fibre

Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri - telai piani)

- Resistenza e duttilità variano con lo sforzo normale
- Se lo sforzo normale è alto:
 - È difficile schematizzare il legame con una bilatera elastica-perfettamente plastica
 - C'è un ramo decrescente molto accentuato, con forte perdita di resistenza
 - La duttilità si riduce fortemente

Alcuni problemi relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri - telai spaziali)

- Occorre tener conto della interazione tra N , M_x ed M_y
- La modellazione è difficile ed i risultati potrebbero non essere attendibili

Comportamento non lineare gli accelerogrammi

Valutare la risposta sismica di una struttura (che va oltre il limite elastico) ad un assegnato accelerogramma

- Ma quale o quali?
- E quanti?
- Che tipo di giudizio si può tirar fuori?

Comportamento non lineare gli accelerogrammi

La risposta è fortemente legata all'accelerogramma scelto

- Occorre utilizzare più accelerogrammi, che rispettino magnitudo, distanza epicentrale, spettro di risposta previsti per il sito
... ma non è facile trovarli
- La normativa dice che 7 accelerogrammi consentono di usare il valore medio della risposta
.. ma in realtà il numero minimo per analisi probabilistiche è 30 accelerogrammi

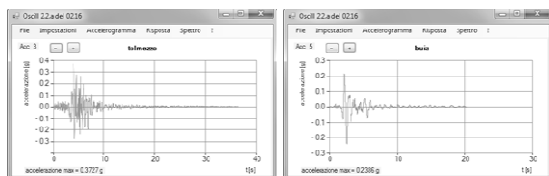
Comportamento non lineare la risposta sismica

Il giudizio va espresso su parametri di deformazione plastica (rotazione plastica dei nodi, rotazione alla corda)

- Si può valutare quanti accelerogrammi portano al superamento del limite di rottura
- Si possono utilizzare indici di danno (da 0=nessun danno a 1=collasso)
... ma come analizzarli statisticamente (come mettere insieme collasso e danneggiamento in un giudizio unico)?

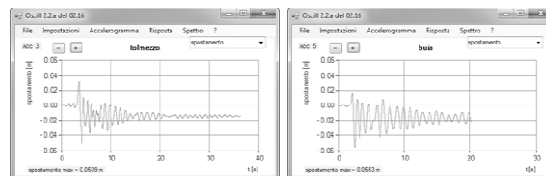
Analisi dinamica un esempio, per oscillatore semplice

- Oscillatore semplice con periodo $T=1.00$ s, $\xi=0.05$, $m=100$ t, resistenza 100 kN, $u_{ult}=51$ mm
- Terremoti: 30 terremoti che forniscono uno spettro compatibile con quello di normativa



... e altri 28

Risposta non lineare ai 30 terremoti



Spostamento di poco inferiore al limite

Spostamento superiore al limite

- In 5 terremoti su 30 viene superato il limite di spostamento

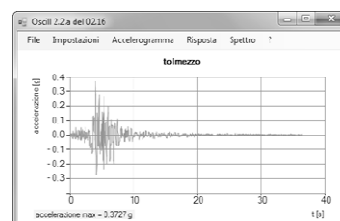
Comportamento non lineare la risposta sismica

Può essere utile valutare la risposta sismica non lineare agli accelerogrammi facendone crescere progressivamente l'accelerazione a_g
IDA = Incremental Dynamic Analysis (Analisi dinamica incrementale)

- Si può valutare la probabilità di collasso in funzione del valore dell'accelerazione a_g
- Questa può essere rappresentata mediante curve di fragilità
- Unendo curva di pericolosità e curva di fragilità si può calcolare la frequenza media annua di superamento di uno stato limite

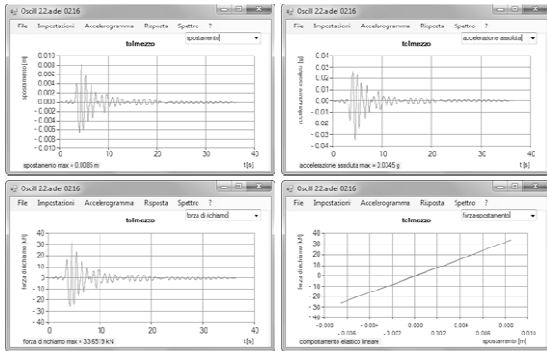
Analisi dinamica incrementale un esempio, per oscillatore semplice

- Oscillatore semplice con periodo $T=1.00$ s, $\xi=0.05$, $m=100$ t, resistenza 100 kN, $u_{ult}=51$ mm
- Terremoto: Tolmezzo, scalato in modo da avere differenti valori di a_g



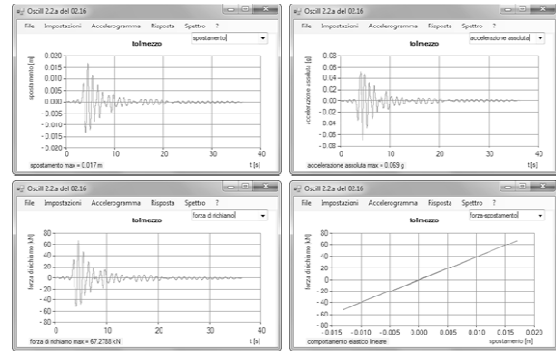
Risposta per $a_g = 0.05 \text{ g}$

In campo
elastico



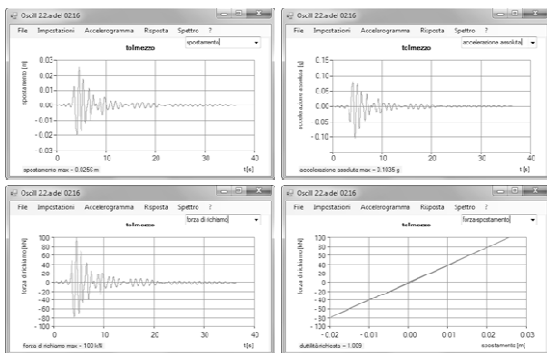
Risposta per $a_g = 0.10 \text{ g}$

In campo
elastico

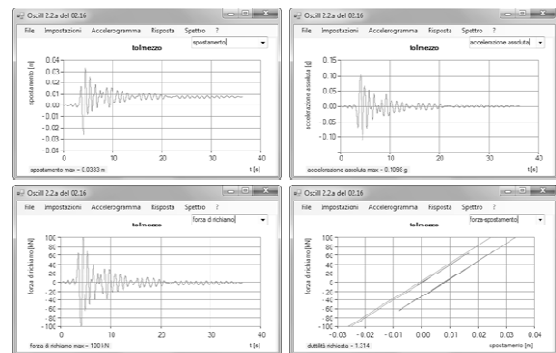


Risposta per $a_g = 0.15 \text{ g}$

Appena oltre il
limite elastico

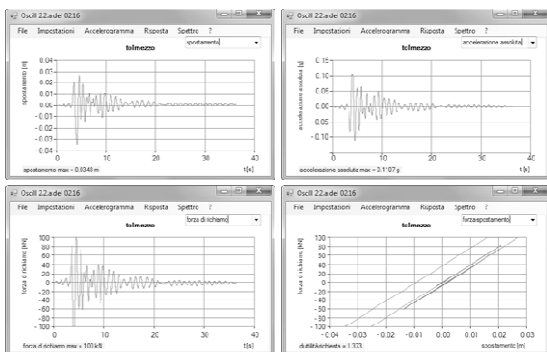


Risposta per $a_g = 0.20 \text{ g}$



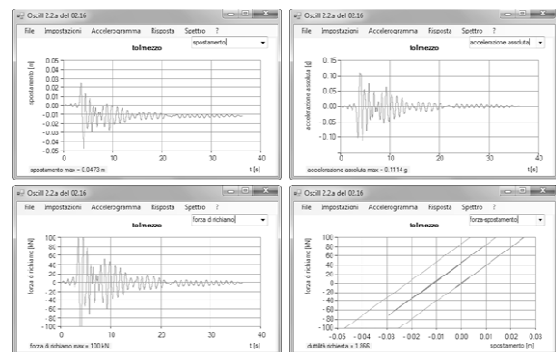
Risposta per $a_g = 0.25 \text{ g}$

Spostamento
residuo ben visibile

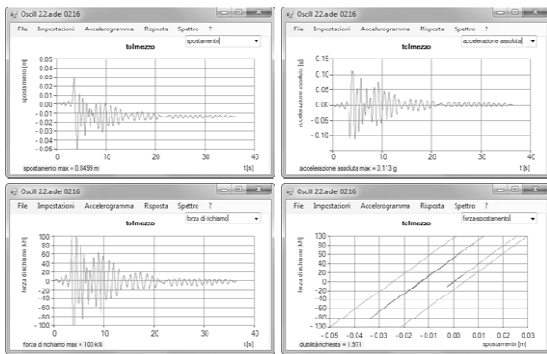


Risposta per $a_g = 0.30 \text{ g}$

Spostamento
residuo ben visibile

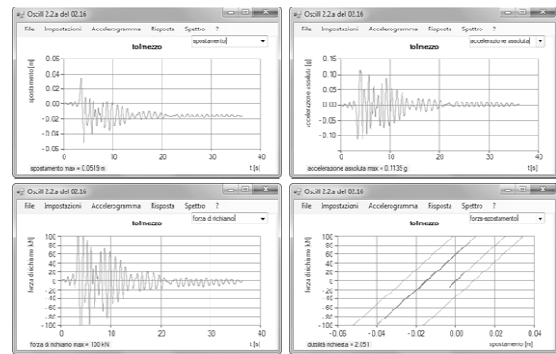


Risposta per $a_g = 0.35 \text{ g}$

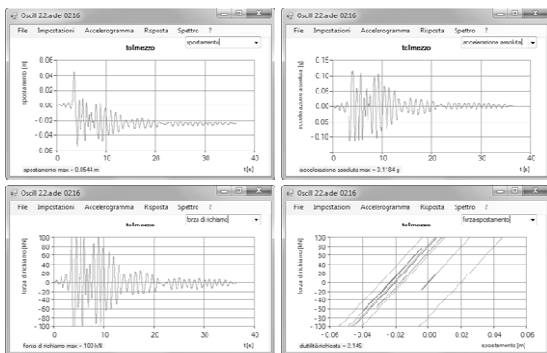


Risposta per $a_g = 0.40 \text{ g}$

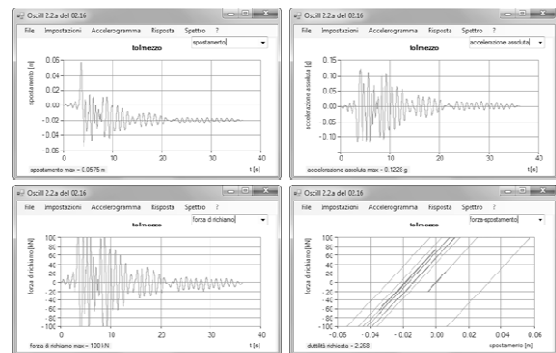
È superato il limite
di spostamento



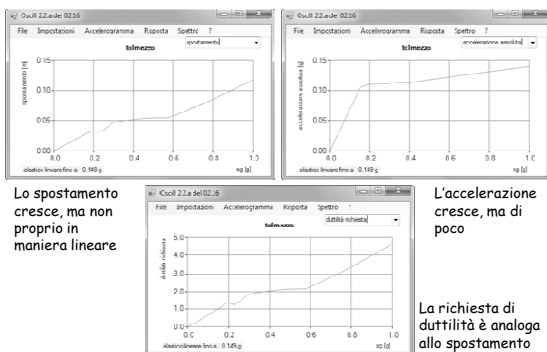
Risposta per $a_g = 0.50 \text{ g}$



Risposta per $a_g = 0.60 \text{ g}$



Risposta al crescere di a_g

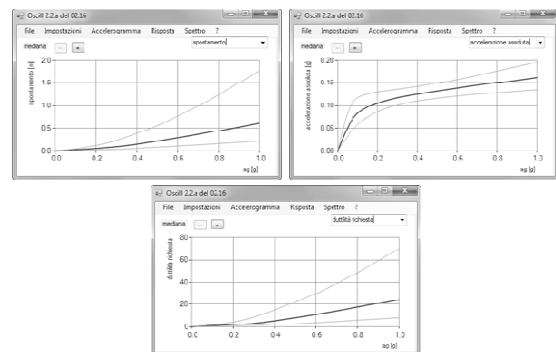


Lo spostamento
cresce, ma non
proprio in
maniera lineare

L'accelerazione
cresce, ma di
poco

La richiesta di
duttilità è analoga
allo spostamento

Analisi dinamica incrementale 30 accelerogrammi

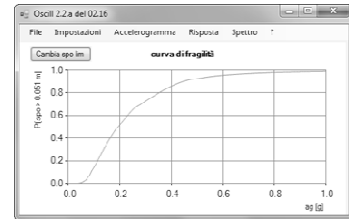


Curva di fragilità

- Si valuta la risposta dinamica incrementale per ciascun accelerogramma
- Per ciascun valore di a_g si determina media e scarto quadratico medio del parametro (spostamento)
- Ipotizzando che la distribuzione sia lognormale, si valuta la probabilità di avere uno spostamento superiore a quello ultimo
- Si riporta in grafico (curva di fragilità) questa probabilità (numero tra 0 e 1) in funzione di a_g

Curva di fragilità

- Nel caso in esame, con spostamento ultimo $u_{ult}=51$ mm, si ottiene la curva di fragilità qui riportata



Ad esempio, per $a_g=0.2$ g la probabilità di superamento è poco più del 50%

Risposta dinamica non lineare di strutture reali

Risposta dinamica non lineare per strutture reali

Occorre:

- Definire un modello della struttura
- Definire un modello non lineare per il materiale

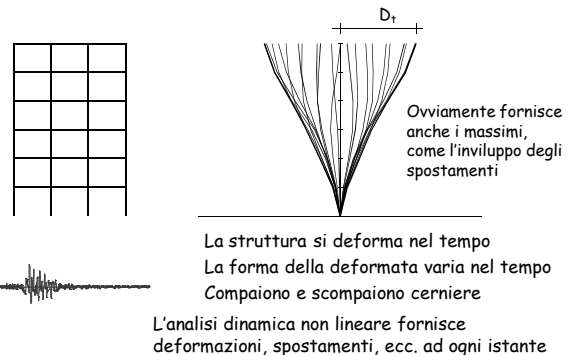
Risposta dinamica non lineare per strutture reali

Occorre:

- Definire un modello della struttura
- Definire un modello non lineare per il materiale
- Assegnare un (o un gruppo di) accelerogramma
- Integrare (con un procedimento numerico) le equazioni del moto

Si ottiene la risposta nel tempo, istante dopo istante (time history)

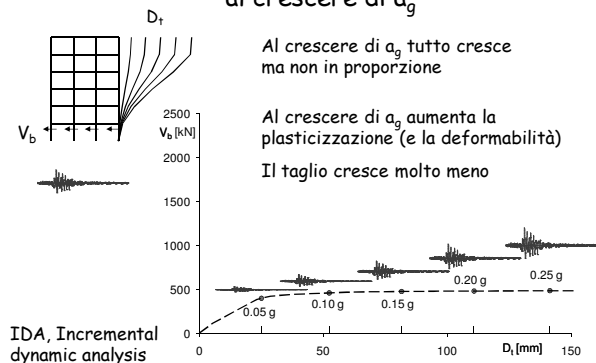
Risposta dinamica non lineare per strutture reali



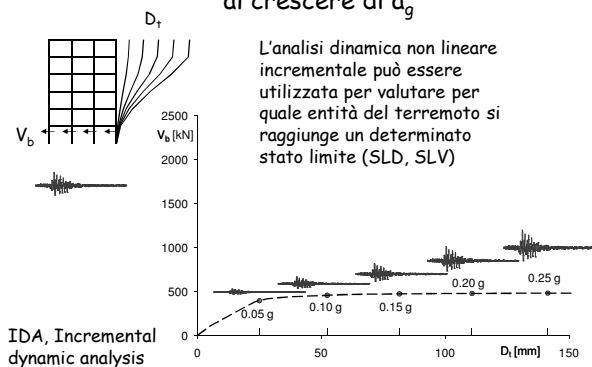
Risposta dinamica non lineare per strutture reali

- Il giudizio sulla capacità della struttura di superare il terremoto si esprime esaminando:
 - rotazione plastica delle singole sezioni
 - rotazioni alla corda
 - spostamenti relativi tra i piani
- e non:
 - caratteristiche della sollecitazione

Risposta dinamica non lineare al crescere di a_g



Risposta dinamica non lineare al crescere di a_g



Risposta dinamica non lineare per la verifica di strutture reali

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Va effettuata con specifici accelerogrammi - vedi NTC 08, punto 3.2.3.6
Almeno 3? Oppure 7? O meglio 30?
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni \Rightarrow possibili errori

Quindi: possibile solo a livello di ricerca

NTC 08, punto 7.3.4.2

NTC15, punto 7.3.4.1

Risposta statica non lineare di strutture reali

Alternative all'analisi dinamica non lineare

Si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare

Effettuare una analisi statica non lineare vuol dire:

- Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)
- Metterlo in relazione con il comportamento al crescere di a_g
- Giudicare la struttura in base a quello che le accade per ciascun valore di a_g

NTC 08, punto 7.3.4.1

NTC15, punto 7.3.4.2

Analisi statica non lineare

In quali casi può essere utile?

Progetto di nuove costruzioni:

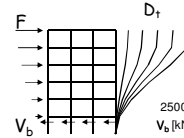
- Solo in casi particolari, se si vuole dimostrare che il superamento della resistenza in qualche sezione non porta comunque al collasso

Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

- Se la struttura non ha collasso fragile, l'analisi statica non lineare può essere indispensabile per tener conto correttamente della duttilità

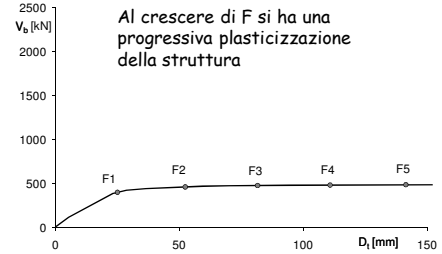
Alternative all'analisi dinamica inelastica

Analisi statica non lineare



Si applica una distribuzione di F e la si fa crescere

Al crescere di F si ha una progressiva plasticizzazione della struttura



Analisi statica non lineare

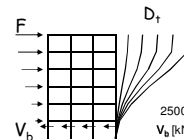
Effettuare una analisi statica non lineare vuol dire:

- Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)
- Stimare gli spostamenti che la struttura avrà durante il terremoto (ipotesi di uguaglianza - o relazione nota - tra spostamenti dinamici in campo elastico e in campo non lineare)
In questo modo si mette in relazione ciascun punto della pushover con un valore di a_g
- Giudicare la struttura in base a quello che le accade per gli spostamenti da sisma stimati

NTC 08, punto 7.3.4.1

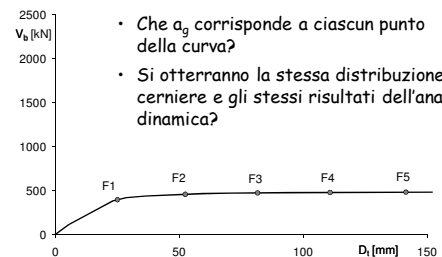
NTC15, punto 7.3.4.2

Analisi statica non lineare



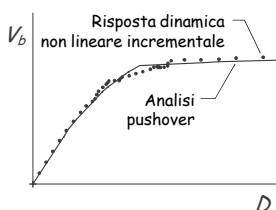
Problemi:

- Quale distribuzione di forze usare?
- Che a_g corrisponde a ciascun punto della curva?
- Si otterranno la stessa distribuzione di cerniere e gli stessi risultati dell'analisi dinamica?



Analisi statica non lineare

- L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:
 - Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?



Nell'esempio qui a fianco sì, ma non è sempre vero

Analisi statica non lineare

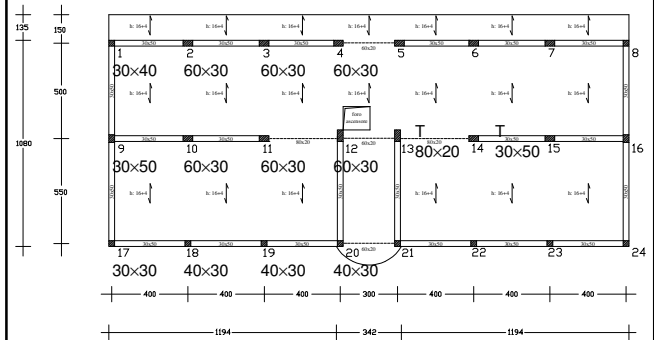
- L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:
 - Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
 - Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Analisi statica non lineare Un esempio

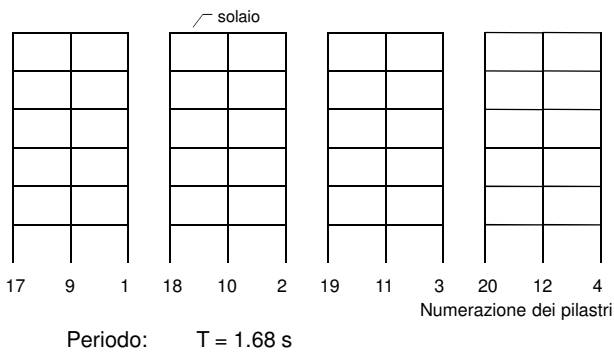
- Si prende in esame un edificio a 6 piani, progettato per soli carichi verticali
- Si riporta sinteticamente l'analisi svolta per sisma in direzione y (verticale in pianta) che è la direzione in cui la struttura appare più debole

Per maggiori dettagli si vedono le diapositive del corso tenuto a Imola, novembre 2015, nel sito www.aghers.it

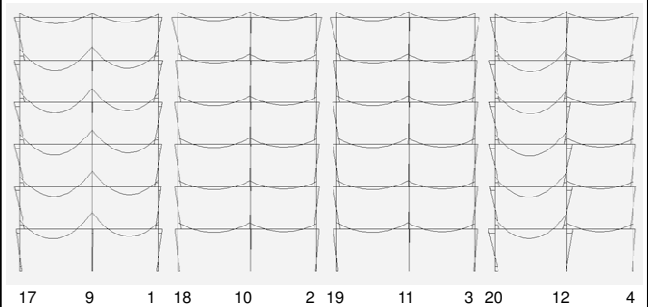
Carpenteria dell'edificio



Schema geometrico insieme dei telai - direzione y

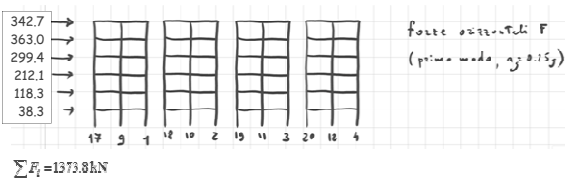


Telai in direzione y, carichi verticali diagramma del momento flettente



Pushover direzione y

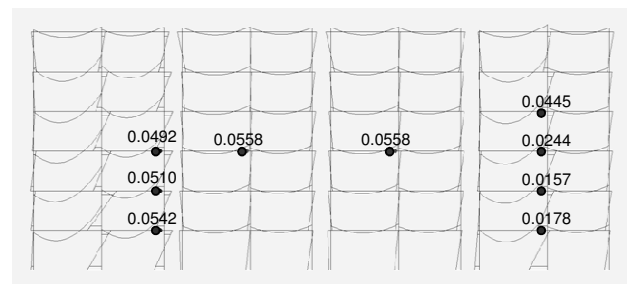
- Distribuzione di forze



- Le forze usate nell'esempio sono quelle corrispondenti al primo modo
- Nota: poiché le forze devono essere scalate, è la distribuzione (cioè i rapporti) che conta, non i valori in sé

Pushover direzione y

- Questa è la situazione al termine dell'ottavo passo



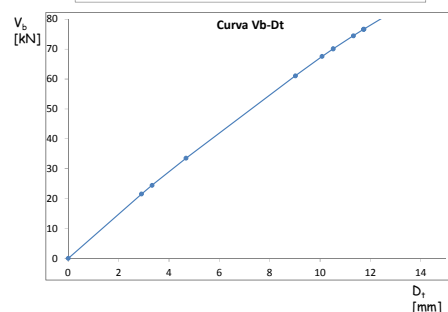
Pushover direzione y

- Riepilogo dei risultati dei primi passi dell'analisi non lineare, fatti in maniera parzialmente manuale, ovvero con l'utilizzo di una analisi lineare e facendo variare via via lo schema

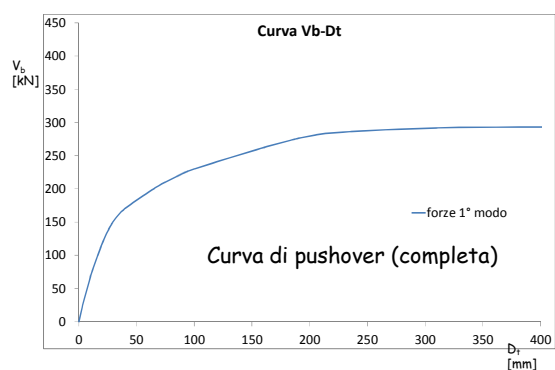
passo	$1/\rho$	$\Sigma 1/i$	$D_t - D_0$	V_b	sequenza eventi		
0	0	0	0.000	0			
1	1.57%	1.57%	2.907	21.52	cer	171-2	
2	0.21%	1.78%	3.327	24.44	cer	179-2	
3	0.66%	2.44%	4.678	33.52	cer	163-2	
4	2.01%	4.45%	5.018	61.06	cer	155-2	
5	0.47%	4.92%	10.071	67.55	cer	158-2	
6	0.19%	5.10%	10.518	70.1	cer	166-2	
7	0.32%	5.42%	11.322	74.48	cer	174-2	
8	0.10%	5.58%	11.729	75.03	cer	159-2	cer 101-2

Pushover direzione y

Curva di pushover (parte iniziale)

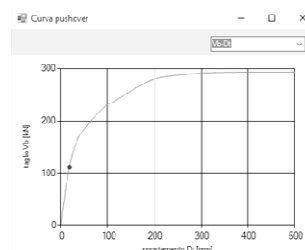


Pushover direzione y



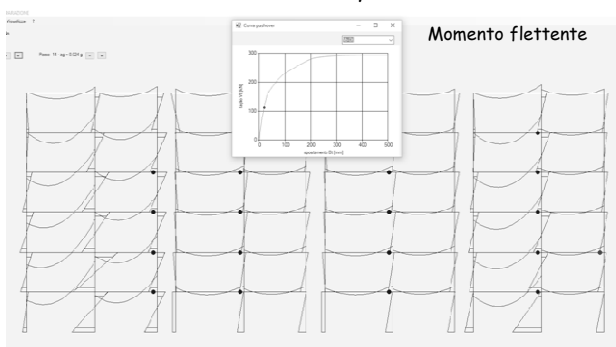
Pushover direzione y

A ciascun punto della pushover corrispondono tante informazioni:



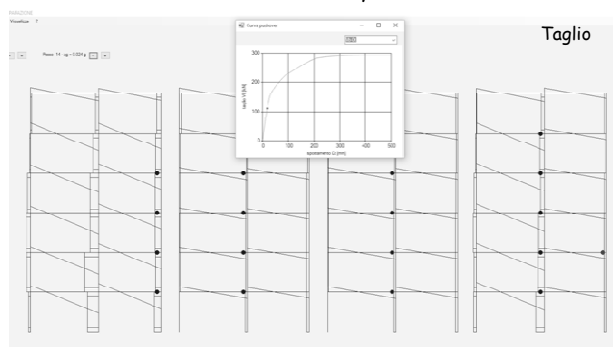
Pushover direzione y

Momento flettente

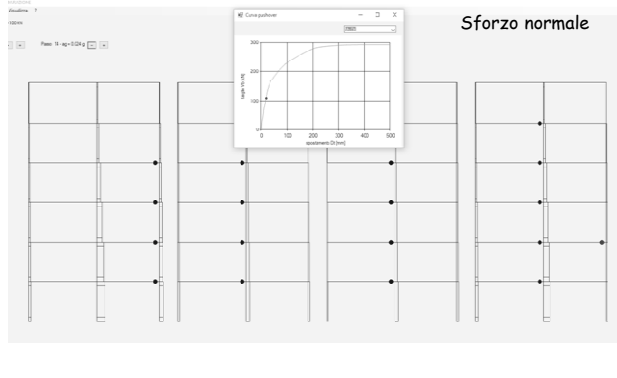


Pushover direzione y

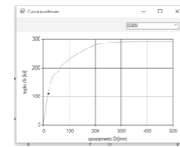
Taglio



Pushover direzione y



Pushover direzione y



E inoltre:

- Spostamento e rotazione dei nodi
- Spostamento assoluto e relativo degli impalcati
- Rotazione plastica delle sezioni plasticizzate

Ed anche:

- Capacità deformativa delle sezioni plasticizzate (che dipende anche da N, che varia durante il processo di carico)

Corrispondenza tra punti della pushover e accelerazione sismica

Impostazione suggerita dalle norme europee:

- Metodo N2, proposto da Fajfar

Alternativa, sostanzialmente equivalente:

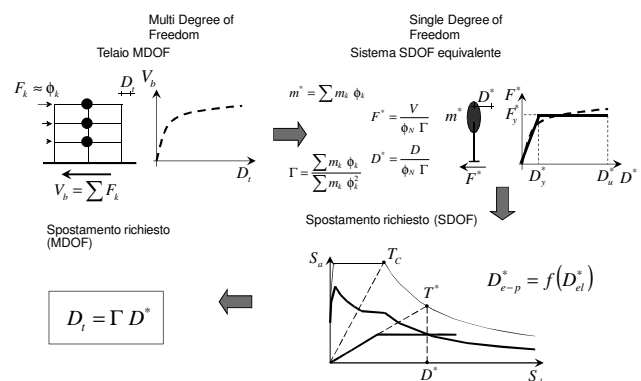
- Metodo N1, di Gheresi et al.

Evita il passaggio, avanti e indietro, tra schema reale e schema a un grado di libertà

Procedimento preferito negli Stati Uniti

- Metodo di Freeman o dello spettro di capacità
Tiene conto in maniera differente (con variazione dello smorzamento) della variazione di dissipazione dovuta al progressivo danneggiamento della struttura

Corrispondenza punti pushover - a_g metodo N2, Fajfar



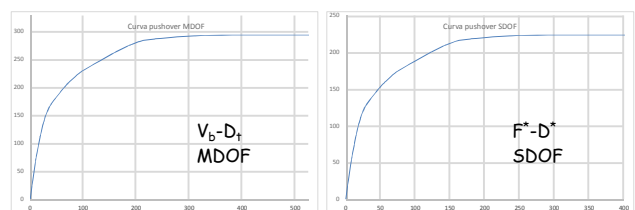
Corrispondenza punti pushover - a_g

In sostanza, con riferimento alla curva di pushover fino ad un punto P qualsiasi (con spostamento $D_{t,p}$):

- Si considera un oscillatore semplice elastico-perfettamente plastico equivalente alla struttura reale
- Per questo oscillatore, dallo spettro si ricava l'accelerazione $a_{g,p}$ corrispondente allo spostamento assegnato
- Di conseguenza lo stato della struttura corrispondente allo spostamento $D_{t,p}$ è associato all'accelerazione $a_{g,p}$

Corrispondenza punti pushover - a_g metodo N2

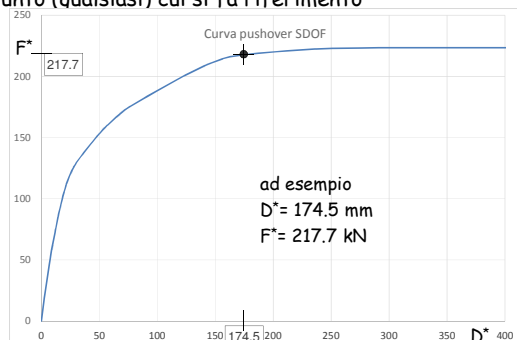
Passaggio da MDOF a SDOF



I due grafici sono perfettamente proporzionali

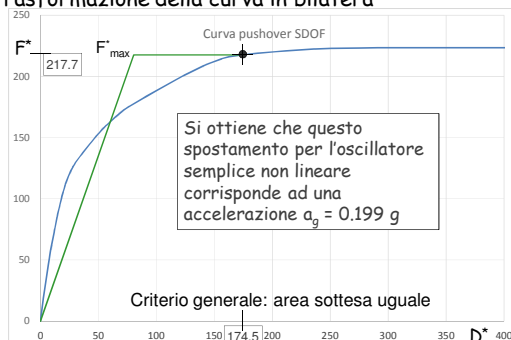
Corrispondenza punti pushover - a_g metodo N2

Punto (qualsiasi) cui si fa riferimento



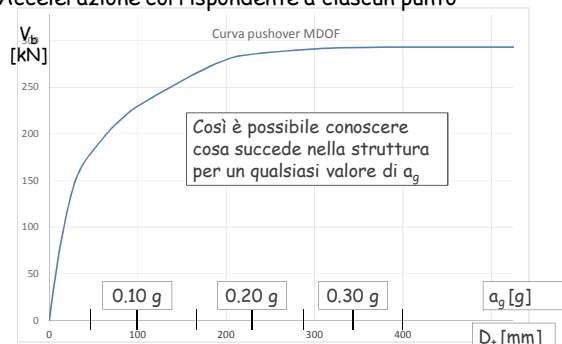
Corrispondenza punti pushover - a_g metodo N2

Trasformazione della curva in bilatera



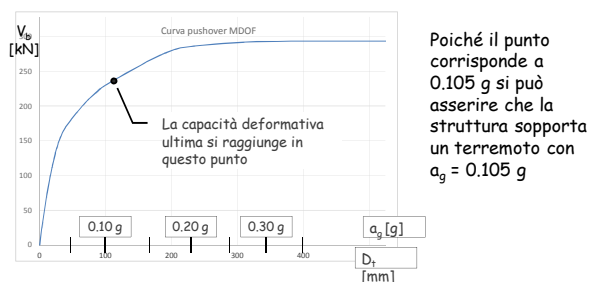
Corrispondenza punti pushover - a_g metodo N2

Accelerazione corrispondente a ciascun punto



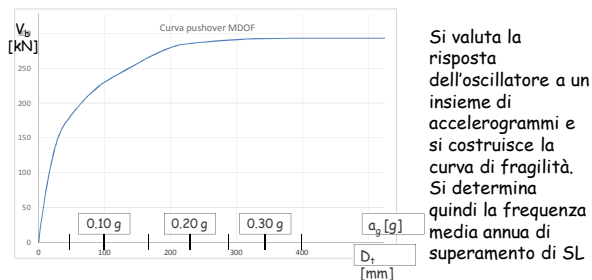
Analisi statica non lineare Giudizio sulla struttura

Spesso si usa l'analisi statica non lineare per esprimere un giudizio complessivo (sintetico) sulla struttura



Analisi statica non lineare Giudizio sulla struttura

Può essere usata anche per dare un giudizio probabilistico (analisi "affidabilistica", Istruzioni CNR-DT 212)



Analisi statica non lineare Giudizio sulla struttura

È molto più utile usare l'analisi per giudicare come evolve il comportamento al crescere di a_g

