

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

Terremoti: cause ed effetti
Indicazioni generali delle norme sismiche

Villa Redenta, Spoleto
6-8 novembre 2008
Aurelio Ghersi

I terremoti

Cosa sono?

Quali effetti producono?

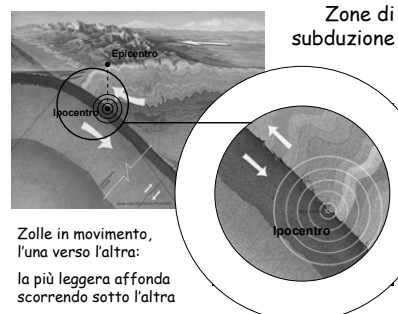
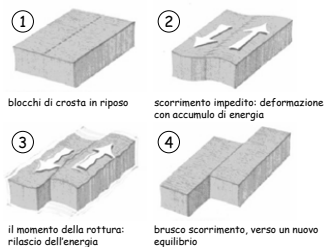
Qual è l'obiettivo della
progettazione antisismica?

I terremoti:
cosa sono?

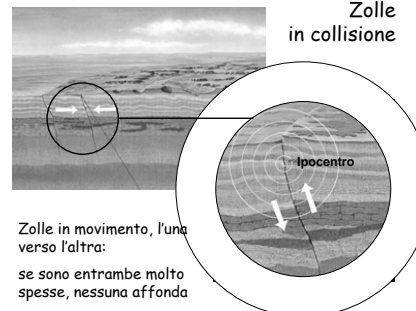
Zolle crostali e terremoti



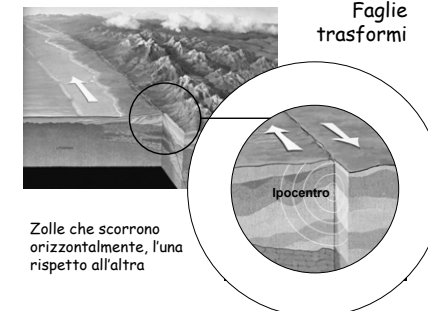
Il meccanismo che scatena un terremoto: scorrimento lungo una faglia



Zolle in collisione



Faglie trasformi



I terremoti:
quali effetti producono?

1 - Effetti permanenti

Scorrimenti della faglia



Movimenti della faglia,
smottamenti del terreno,
frane



Movimenti della faglia,
smottamenti del terreno,
frane





Movimenti della faglia,
smottamenti del terreno,
frane



12/4/1998 - Slovenia

1999 - Turchia



Cedimenti del terreno



1997 - Umbria

Liquefazione del terreno



1999 - Turchia

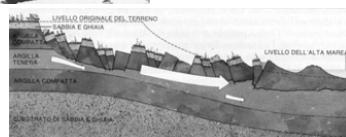
Liquefazione del terreno



1999 - Turchia



Liquefazione
di strati
sotterranei



1964 - Alaska



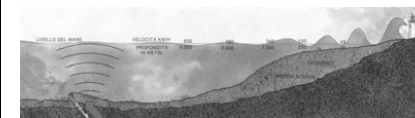
Liquefazione del terreno

1999 - Turchia

I terremoti:
quali effetti producono?

2 - Effetti transitori

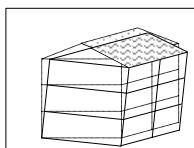
Maremoti, tsunami



Dove l'acqua è profonda le onde viaggiano a velocità
elevatissime (es. oltre 800 km/ora)

Al ridursi della profondità la velocità si riduce ma
aumenta enormemente l'altezza dell'onda

Liquefazione del
terreno



1999 - Turchia



Liquefazione del terreno



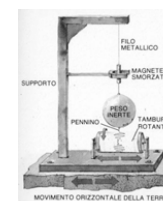
1999 - Turchia

Moto del terreno

È l'aspetto sul quale ci soffermeremo

Registrazione del
moto del terreno

Sismografo:
misura gli
spostamenti
del terreno



Sismogramma



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 terrestre (più veloci)
- onde di superficie, che si propagano solo nello strato superficiale (maggiore contenuto energetico)

Onde di volume

Si hanno:

- Onde primarie (P) onde longitudinali, di compressione e dilatazione sono le più veloci

$$v_p \approx 1.1 \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{per roccia, } v_p \approx 5-6 \text{ km/h}$$

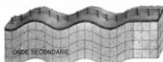


Onde di volume

Si hanno:

- Onde primarie (P)
- Onde secondarie (S) onde trasversali, di taglio

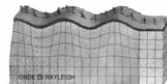
$$v_s = \frac{v_p}{\sqrt{3}} \quad \text{non si propagano nei liquidi}$$



Onde di superficie

Si hanno vari tipi, tra cui:

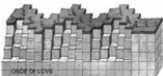
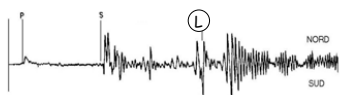
- Onde di Rayleigh (R) con moto secondo un'ellisse nel piano verticale



Onde di superficie

Si hanno vari tipi, tra cui:

- Onde di Rayleigh (R) con moto secondo un'ellisse nel piano verticale
- Onde di Love (L) con moto tipo onde di taglio nel piano orizzontale



Accelerogramma

Più interessante ai fini ingegneristici è rappresentare l'accelerazione in funzione del tempo



Primo parametro di interesse: accelerazione massima
Ma sono importanti anche: durata, contenuto energetico

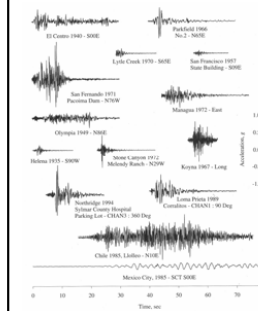
Accelerogrammi

relativi a sismi di forte intensità in America

Notare:

valori del PGA (Peak Ground Acceleration = accelerazione massima) molto alti, da 0.3 a 0.7 g

forti differenze nel contenuto in frequenza e nella durata



Scala Mercalli dell'intensità sismica (1902, modificata nel 1931 e 1956)

- Non percepito dalle persone.
- Percepito da persone in riposo, nei piani favorevoli.
- Percepito nelle case. Oscillazione di oggetti appesi. Vibrazioni come al passaggio di autotreni leggeri. Sismi della durata. Tattori non riconosciuti come terremoti.
- Oscillazione di oggetti appesi. Vibrazioni come al passaggio di autotreni pesanti, o scuotimento di una pesante porta che scuote le pareti. Oscillazione di automobili fermi. Movimento di porte e finestre. Tattori di vetri. Vibrazione di vascelli. Nella scala superiore del IV, scuotimento di pareti e di strutture in legno.
- Risultato allentamento delle chiodi. Oscillazione di lampade appese. scuotimento di tavoli dei recipienti. Spostamento o traslocamento di piccoli oggetti instabili. Oscillazione di porte che si aprono e si chiudono. Movimento di riposte e quadri. Andazzo, messa in moto, cambiamento del piano di orologi a pendolo.
- Sentito da tutti. Spostamento e fuga allentamento. Oscillazione di persone in moto. Rottura di vetrine, piatti, vasetti. Caduta degli scaffali di stoffe, libri ecc. e di quelli delle pareti. Spostamento o oscillazione di tavoli. Spostamento di stornelli e di murature. Nel VI, suono di campanelli (di chiesa, di scuola). Spostamento di alberi e di vegetali.
- Difficile stare in piedi. Risultato da guidatori di autotreni. Tremore di oggetti appesi. Rottura di mobili. Quasi alla muratura tipo C1, rottura fenditure. Rottura di compensi abbassati sul muro che latti. Caduta di intonaci, mazzette, pareti, tegole, cornicioni (anche di parapetti) e di ornamenti architettonici. Qualche scossa a muratura tipo C2. Formazione di onde sugli specchi d'acqua. Intorbidimento di acque. Piccoli erupzioni e scuotimenti in depositi di sabbia e ghiaia. Forte scuotimento di case. Danni a pareti di origine recente.
- Risultato nella guida di autotreni. Danni a murature tipo C1, travi parati. Alcuni danni a murature tipo B1, non tipo A1. Caduta di stucchi e di alcune pareti in muratura. Rotazione e caduta di case, scuotimento di tutti i soffitti.
- Costituito con struttura in cemento. Oscillazione delle pareti laterali. Rottura di pareti di palazzo deteriorate. Rottura di tetti di abitazioni. Violazione di portate o temperature di argenti e pozzi. Crollo nel terreno e sui pendii ripidi.
- Panico generale. Distruzione di murature tipo C1, gravi danni a murature tipo C2, scassinamento di crollo completo, seri danni a murature tipo B1 (danni generali alle fondazioni). Gravi danni ai soffitti. Rottura di tubazioni esterne. Rilevanti crolli nel terreno. Nella area abbinata oscillazione di soffitti e frangimento di orologi di sabbia.
- Distruzione di gran parte delle murature e delle strutture in legno, con le loro fondazioni. Distruzione di alcune robuste strutture in legno e di porte. Gravi danni a dighe, argini, argini. Grandi frane. Spostamento delle acque di canali, fiumi, laghi ecc. Traslocazione di rocce e di argenti nelle spiagge e in regioni pianeggianti. Rotture debolmente erose.
- Rotture fortemente devastate. Tubbazioni sotterranee completamente fuori servizio. Distruzione pressoché totale. Spostamento di grandi masse rocciose. Linee di riferimento deformate. Oggetti lanciati in aria.
- Buon murellato, legato insieme con fili, cementazione ecc., progettato per resistere a forze laterali.
- Buon murellato con murellato rinforzato, ma non destinato in particolare a resistere a forze laterali.
- Murellato ordinario con murellato senza fili agli angoli nei rinforzi.
- Murellato robusto, come murellato con al centro, murellato con murellato di al centro, murellato di al centro, murellato di al centro.

Classificazione dei terremoti

Scale di intensità empiriche, basate sugli effetti:

MM = Mercalli modificata
MCS = Mercalli-Cancani-Sieberg
MSK = Medvedev-Sponheuer-Karnik

Scale basate su misurazioni di grandezze (energia, ecc.):

M = Magnitudo Richter

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 $\geq M$:

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

I terremoti:
quali effetti producono?

2 - Effetti transitori

Accelerazione sismica medio-bassa
Basso periodo di ritorno

Ribaltamento di mobili



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

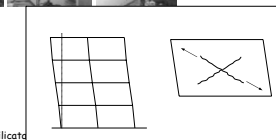


Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

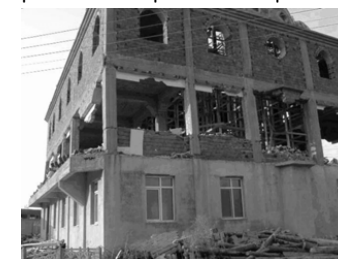


Espulsione delle pareti di tamponamento per azioni ortogonali al loro piano



1999 - Turchia

Espulsione delle pareti di tamponamento



1999 - Turchia

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



oppure distacco
dei tramezzi dagli
elementi strutturali

Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Espulsione delle pareti di tamponamento



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Espulsione delle pareti di tamponamento



1994 - Northridge

Espulsione delle
pareti di
tamponamento

Rischio di
perdita di vite



1964 - Alaska

Altre conseguenze dei terremoti



1906 - San Francisco

Incendi

Rottura delle
condotte idriche



Danni e difetti costruttivi



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni e difetti costruttivi



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Mancanza di
staffe in testa
al pilastro

La barra
compressa si
instabilizza

Problematiche:
per terremoti con basso periodo di ritorno

Poiché questi avvengono con frequenza,
è importante evitare danni eccessivi
ed interruzioni troppo lunghe dell'uso

D

I terremoti:
quali effetti producono?

2 - Effetti transitori

Accelerazione sismica
elevata

Danni e difetti costruttivi ...



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi,
edificio in costruzione



... possono portare a meccanismi di piano



1999 - Turchia

Danno agli elementi strutturali



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni e difetti costruttivi



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Mancanza di
staffe in testa
al pilastro e
nel nodo

Meccanismi di piano - senza crollo



1999 - Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



1999 - Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



Meccanismi di piano - senza crollo



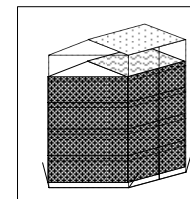
1971 - San Fernando

Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

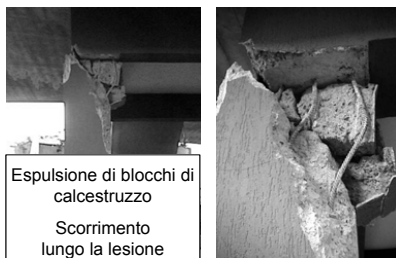
Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



Ma il danno progredisce ...



Espulsione di blocchi di calcestruzzo
Scorrimento lungo la lesione

2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

... con risultati fatali



1999 - Turchia

foto A. Ghersi

Lioni, edificio del Banco di Napoli



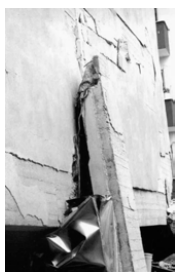
23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Perdita del piano inferiore



1999 - Turchia (?)

Perdita del piano inferiore



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Lioni,
edificio del Banco di Napoli

Perdita del piano inferiore - altri esempi



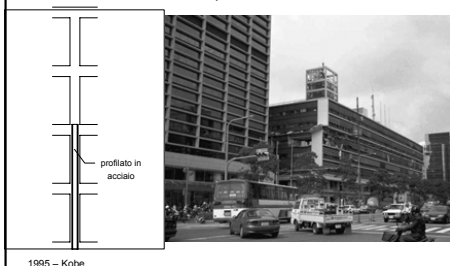
1999 - Turchia (?)

Perdita del piano inferiore



1995 - Kobe

Perdita di un piano intermedio



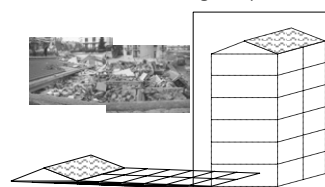
1995 - Kobe

Perdita di un piano intermedio



1995 - Kobe

Crollo totale, con traslazione degli impalcati



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Così, possono essere gli edifici a investire le automobili ...



1994 - Northridge

Perdita di un piano intermedio



1995 - Kobe

Perdita di un piano intermedio

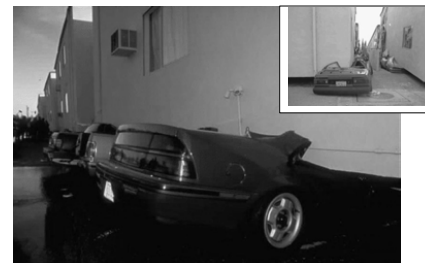
possibili effetti torsionali in pianta



1995 - Kobe



Automobili schiacciate dagli edifici



1994 - Northridge

S. Angelo dei Lombardi Edificio 2



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Ma tra i difetti ...

oltre alla differenza tra il calcestruzzo sopra e sotto la ripresa di getto...



2002 - Santa Venerina



... la trascuratezza degli operai

foto G. Gaeta

Risultato: crollo totale, con traslazione degli impalcati



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



S. Angelo dei Lombardi edificio 2



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



S. Angelo dei Lombardi
edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi
edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi - edificio 3



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Crollo totale - tipico (pilastri scadenti)



1999 – Turchia

S. Angelo dei Lombardi - edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi
Edificio 3



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Crollo totale



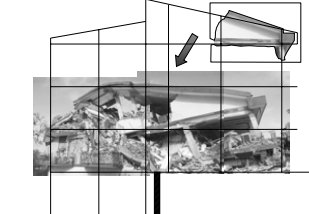
1999 – Turchia

Crollo totale - pilastri di ottima fattura



1994 – Northridge

S. Angelo dei Lombardi
edificio 3

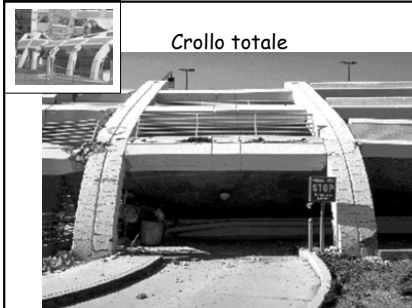


S. Angelo dei Lombardi
edificio 3



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Crollo totale



1994 – Northridge

Particolari dei pilastri



1994 – Northridge

Particolari dei pilastri



1994 – Northridge

Particolari dei pilastri



1994 – Northridge

Classificazione sismica, nel passato in base ai danni provocati dai terremoti avvenuti

Terremoto:
Messina, 1908
RD n. 193/1909

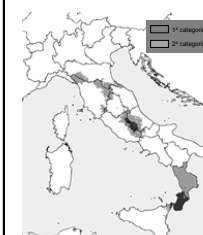


Terremoto:
Avezzano, 1915
RD n. 573/1915

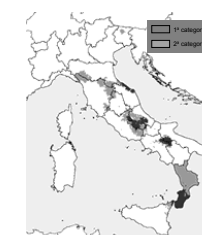


Classificazione sismica, nel passato

RD n. 431/1927



RD n. 640/1935



Problematiche: per terremoti con alto periodo di ritorno

Non è economico progettare la struttura in modo da evitare danni - l'importante è che non crolli **C1**

Bisogna tener conto del differente comportamento delle strutture oltre il limite elastico (con "coefficienti di struttura") **C2**

Bisogna garantire maggior sicurezza a strutture "importanti" (per la protezione civile, ecc.) **C3**

Problematiche: per terremoti con basso periodo di ritorno **D**

Problematiche:
per terremoti con alto periodo di ritorno **C**

Più in generale

Bisogna imporre alla struttura prestazioni diverse in funzione del periodo di ritorno del terremoto e dell'importanza dell'edificio **P**

Principali norme del '900

R.D. 25 marzo 1935, n. 640
Impone azioni di entità analoga a quelle utilizzate fino a fine XX secolo (ma con accelerazione uguale a tutti i piani)
Impone l'uso di cordoli in c.a. per edifici in muratura

Legge 25 novembre 1962, n. 1684

D.M. 3 marzo 1975
Le forze corrispondono ad una accelerazione crescente col piano
Introduce un "coefficiente di struttura" → **C2**
Consente l'analisi dinamica (modale)

Classificazione sismica, anni '80 ancora legata ai danni provocati dai terremoti

Zona
1ª categoria
2ª categoria
3ª categoria
non classificata



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

I terremoti: qual è l'obiettivo della progettazione antisismica?

Indicazioni della normativa

Prime norme sismiche in Italia

Fine '700 ed '800:
Norme che fornivano prescrizioni costruttive e limitazioni all'altezza degli edifici **C1**

Subito dopo il terremoto di Messina (1908):
R.D. 18 aprile 1909, n.193
impone di tener conto, nei calcoli di resistenza delle costruzioni, di "azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato"

Principali norme del '900

D.M. 2 luglio 1981, n. 593
Fornisce indicazioni per riparazione e rafforzamento di edifici danneggiati dal sisma del 1980
Introduce il calcolo anche per gli edifici in muratura

D.M. 24 gennaio 1986
Introduce un "coefficiente di importanza" → **C3**

D.M. 16 gennaio 1996
Consente la verifica col metodo degli stati limite
Introduce limiti agli spostamenti di interpiano → **D**

Oggi, in Italia

Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003
Ordinanza 3431 del 3 maggio 2005
Impone la verifica col metodo degli stati limite
Consente altre modalità di analisi (statica non lineare, dinamica non lineare)
Chiarisce meglio tutte le problematiche di base (SLU-SLD, fattore di struttura, ecc.)
Introduce il concetto di "regolarità strutturale"

D.M. 14 settembre 2005 (annullato dal D.M. 14/1/08)
Recepisce le Ordinanze

D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Sostanzialmente in linea con gli Eurocodici
Prime basi di "Performance based design" → **P**

Oggi, all'estero

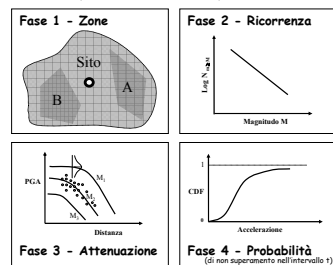
Eurocodice 8
È la base da cui è stata tratta l'Ordinanza 3274-3431
Ad esso si allineano quasi perfettamente le NTC 08

Norme americane FEMA
Introducono il concetto di "Performance based design" → **P**

cioè
prestazione richiesta per un assegnato terremoto

Classificazione sismica, oggi

Valutazione probabilistica della pericolosità sismica



Classificazione sismica oggi

(NTC 08)

Dati disponibili in 10751 punti
- griglia di circa 10 km di lato
- interpolare per punti interni alla griglia

Dati sismici forniti
- a_g , F_o , T_c^* (consentono di definire lo spettro)
- forniti per 9 valori di T_R (da 30 a 2475 anni)
- interpolare per T_R non inclusi nell'elenco

Tabella pubblicata come allegato al D.M. 14/1/2008

Spettri di risposta

NTC 08

parametri a_g F_o T_c^*

ID	LON	LAT	$T_R=30$			$T_R=50$		
			a_g	F_o	T_c	a_g	F_o	T_c
13111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21
13333	6.5506	45.085	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20
12890	6.6096	45.188	0.284	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21
13112	6.6153	45.130	0.286	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21
13334	6.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21
13556	6.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21
13778	6.6325	44.989	0.288	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21
14000	6.6383	44.939	0.286	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21
14222	6.6439	44.889	0.284	2.47	0.19	0.360	2.53	0.21
12891	6.6803	45.192	0.306	2.43	0.20	0.389	2.50	0.21

vedremo più avanti come trovarli e usarli

Classificazione sismica, oggi

Valutazione probabilistica dell'intensità dei terremoti

Periodo di ritorno T_R = tempo medio che intercorre tra due eventi sismici di assegnata intensità

Esempio: periodo di ritorno di 475 anni

oppure

Probabilità di superamento P_{VR} = probabilità che si verifichi un evento sismico di intensità maggiore di quella assegnata in un periodo di riferimento

Esempio: probabilità di superamento del 10% in 50 anni

Classificazione sismica, oggi

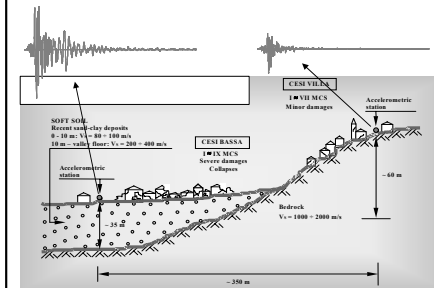
Quali valori di riferimento per la progettazione sismica?

Obiettivo:

Evitare significativi danni agli elementi strutturali e non strutturali. Mantenere ancora un consistente margine nei confronti del collasso. Si accetta che la funzionalità dell'edificio sia compromessa

Deve essere garantito per un terremoto con probabilità di superamento P_{VR} del 10% nel periodo di riferimento T_R

Influenza del terreno e microzonazione

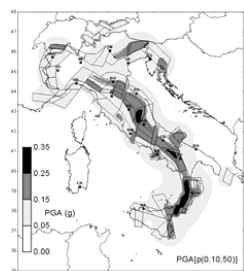


Influenza del terreno e microzonazione

- Ci possono essere localmente forti variazioni dell'azione sismica
 - amplificazione dell'accelerazione sulle creste
 - variazione del contenuto in frequenza in zone di depositi alluvionali
 - possibili amplificazioni in zone di depositi per effetto di rifrazione delle onde sismiche
- La nuova normativa ne tiene conto in alcuni casi
 - tipo di suolo: A, B, C, D, E
 - categoria topografica: pendio, cresta
- In altri casi occorrono studi geologici e geotecnici locali

Analisi di pericolosità

Classificazione del territorio in base alla probabilità di superamento di PGA del 10% in 50 anni ($T_R = 475$ anni)



Classificazione sismica

(ordinanza 3274)

Nota: questi valori sembrano molto grandi rispetto a quelli usati nel passato per l'analisi sismica col metodo T.A.

Bisogna tener conto della differenza di impostazione delle nuove norme

Zona	a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g



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

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Normative attuali:

Doppio livello di protezione

- Evitare perdite di vite umane nel caso di terremoto con periodo di ritorno molto alto
- Limitare i danni nel caso di terremoto con periodo di ritorno più basso

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 estremamente modesti agli elementi non strutturali, tali da non compromettere in alcun modo la funzionalità dell'edificio

Stato Limite di Danno - SLD

Danni modesti agli elementi non strutturali e quasi nulli a quelli strutturali. L'utilizzo dell'opera dopo il sisma dovrebbe essere consentito, anche se alcune funzionalità potrebbero risultare compromesse

NTC08, punto 3.2.1

Vita di riferimento V_R

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 provvisorie - 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

Livelli di prestazione Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite Ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV

Significativi danni agli elementi strutturali e non strutturali. Esiste ancora un consistente margine nei confronti del collasso. La funzionalità dell'edificio è compromessa

Stato Limite di prevenzione del Collasso - SLC

La capacità dell'edificio di portare azioni orizzontali e verticali è compromessa. L'uso dell'edificio dopo l'evento sismico comporterebbe un sensibile livello di rischio

NTC08, punto 3.2.1

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

* Per $V_R = 50$ anni

NTC08, punto 3.2.1

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

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

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:

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

Obiettivi prestazionali

	SLO	SLD	SLV	SLC
Frequente (30 anni)				
Occasionale (50 anni)				
Raro (475 anni)				
Molto raro (975 anni)				

Obiettivi di base

Strutture colpite per la sicurezza

Prestazioni non accettabili

NTC 08

Periodo di riferimento V_R per l'azione sismica

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

Esempio: edificio per abitazione

Opera ordinaria

Normale affollamento

Periodo di ritorno T_r

Periodo di ritorno T_r (in anni) in funzione di V_R e P_{VR}

Stato limite	P_{VR}	$V_R=35$ anni	$V_R=50$ anni	$V_R=75$ anni	$V_R=100$ anni
SLO	81%	21	30	45	60
SLD	63%	35	50	75	100
SLV	10%	332	475	712	950
SLC	5%	682	975	1462	1950

Relazione tra accelerazione di picco e periodo di ritorno

- Non esiste una relazione rigorosa
- Approssimativamente si può ritenere che l'accelerazione di picco vari con la radice quadrata del periodo di ritorno

Esempio:
per un periodo di ritorno $T_r=475$ anni si ha $a_g=0.25$ g
per un periodo di ritorno $T_r=950$ anni si ha

$$a_g \cong 0.25 \times \sqrt{\frac{950}{475}} = 1.41 \times 0.25 = 0.35 \text{ g}$$

Considerazioni

- A cosa servono le "classi d'uso" degli edifici?
 - Forniscono il coefficiente d'uso C_U che, moltiplicato per la vita nominale V_N , dà la vita di riferimento V_R
 - Per classe d'uso II si ha $C_U = 1$ quindi per verifica di resistenza di costruzioni usuali $V_R = 50$ anni, periodo di ritorno $T_r = 475$ anni si ha, ad esempio, $a_g = 0.25$ g
 - Per classe d'uso III (edifici con affollamento) $C_U = 1.5$ quindi per verifica di resistenza di costruzioni usuali $V_R = 50 \times 1.5$ anni, periodo di ritorno $T_r = 475 \times 1.5$ anni si ha $a_g \cong 0.25 \times \sqrt{1.5} = 1.22 \times 0.25$ g
 - Per classe d'uso IV (edifici strategici) $C_U = 2$ quindi $a_g \cong 0.25 \times \sqrt{2} = 1.41 \times 0.25$ g

Considerazioni

- Nel passato: coefficiente di importanza I
 - Moltiplicatore delle forze di progetto
 - Per costruzioni usuali $I = 1$
 - Per edifici con affollamento $I = 1.2$
 - Per edifici strategici $I = 1.4$

Considerazioni

"cambiare tutto per non cambiare niente"

- A cosa servono le "classi d'uso" degli edifici?
 - Forniscono il coefficiente d'uso C_U che, moltiplicato per la vita nominale V_N , dà la vita di riferimento V_R
 - Per classe d'uso II si ha $C_U = 1$ quindi per verifica di resistenza di costruzioni usuali $V_R = 50$ anni, periodo di ritorno $T_r = 475$ anni si ha, ad esempio, $a_g = 0.25$ g
 - Per classe d'uso III (edifici con affollamento) $C_U = 1.5$ quindi per verifica di resistenza di costruzioni usuali $V_R = 50 \times 1.5$ anni, periodo di ritorno $T_r = 475 \times 1.5$ anni si ha $a_g \cong 0.25 \times \sqrt{1.5} = 1.22 \times 0.25$ g nel passato 1.2
 - Per classe d'uso IV (edifici strategici) $C_U = 2$ quindi $a_g \cong 0.25 \times \sqrt{2} = 1.41 \times 0.25$ g nel passato 1.4

Classificazione sismica oggi (NTC 08)

La normativa fornisce a_g, F_o, T_C^*

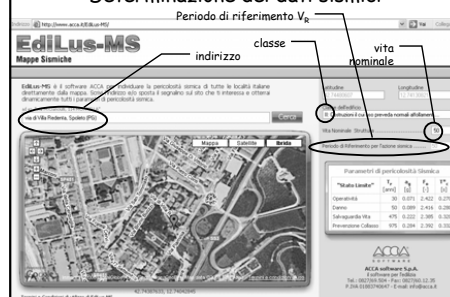
A che servono?

- consentono di definire lo spettro di risposta (di cui parleremo tra poco)

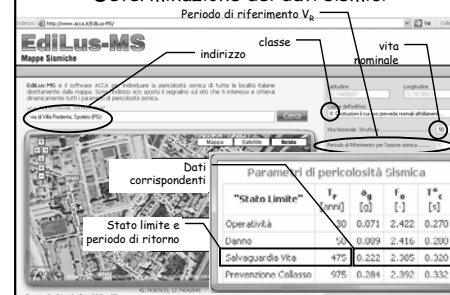
I valori sono forniti per ogni punto e per qualsiasi periodo di ritorno

Serve veramente tutta questa precisione?

Determinazione dei dati sismici



Determinazione dei dati sismici



Una ulteriore considerazione: evoluzione dell'approccio normativo

Precedente normativa italiana:

Impostazione cogente, prescizionale

indicazioni da seguire, obbligatoriamente

Norme europee, nuova normativa italiana:

Impostazione prestazionale

- Principi: obiettivi da raggiungere, obbligatori
- Regole applicative: come farlo, consigli "autorevoli" ma non obbligatori

Impostazione prestazionale

- Principi: obiettivi da raggiungere, obbligatori
- Regole applicative: come farlo, consigli "autorevoli" ma non obbligatori

Giusto, ma ...

- Come si capisce se un punto della norma è un principio oppure una regola applicativa?
- Se è una regola applicativa, come si giustifica un modo di procedere diverso da quello indicato?
- Come si valuta la responsabilità
 - del progettista
 - di chi controlla

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

Risposta elastica
Spettri di risposta elastica

Villa Redenta, Spoleto
6-8 novembre 2008
Aurelio Ghersi

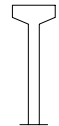
Comportamento dinamico elastico Schemi a un grado di libertà

Struttura a un grado di libertà

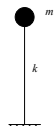
Serbatoio pensile



Foto



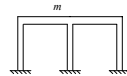
Disegno
schematico



Modello di
calcolo

Struttura a un grado di libertà

Telaio monopiano



Disegno
schematico



Modello di
calcolo

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

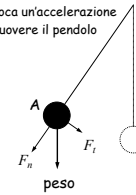


Spostando il sedile
dell'altalena e poi
lasciandolo libero,
esso oscilla con un
periodo T
ben preciso

Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

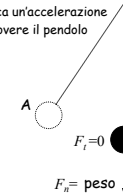
F_n assorbita dall'asta del pendolo
 F_t che provoca un'accelerazione
che fa muovere il pendolo



Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

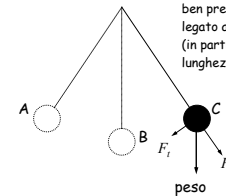
F_n assorbita dall'asta del pendolo
 F_t che provoca un'accelerazione
che fa muovere il pendolo



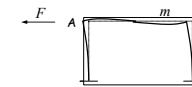
B) In questa posizione la
velocità è massima
(quando inizia a
risalire rallenta) ma
l'accelerazione è nulla
perché $F_t = 0$

Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

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



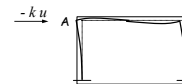
Oscillazioni libere telaio monopiano



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



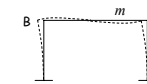
Quando si lascia libero il telaio, agisce
solo la forza di richiamo elastico, che
provoca un'accelerazione.

Equilibrio dinamico

$$-k u = m a$$

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

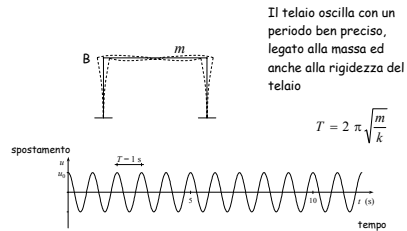
Oscillazioni libere telaio monopiano



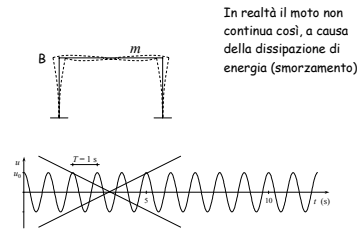
B) Tornato nella posizione
indeformata, la velocità è
massima e l'accelerazione
nulla (come la forza di
richiamo elastico).



Oscillazioni libere telaio monopiano



Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



Smorzamento - negli edifici

Dipende da:

- Elementi non strutturali (tramezzi, tondagni) molto di meno
- Non linearità del materiale

Edifici in cemento armato, con tramezzi in muratura:

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

Edifici in acciaio, con tramezzatura leggera:

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

Edifici isolati alla base, con isolatori in gomma:

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

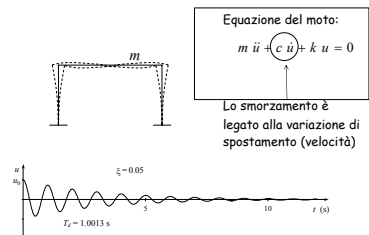
Oscillazioni forzate

Esempio: altalena

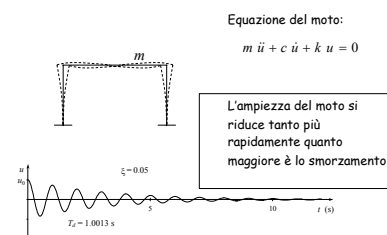


Dando (in maniera periodica) una piccola spinta al sedile dell'altalena, le oscillazioni si amplificano sempre di più

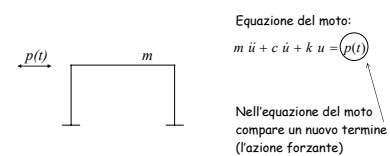
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



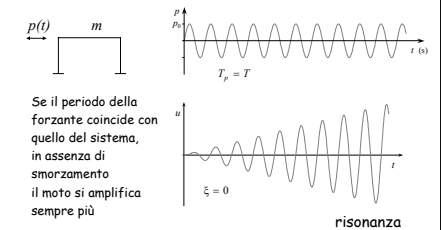
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



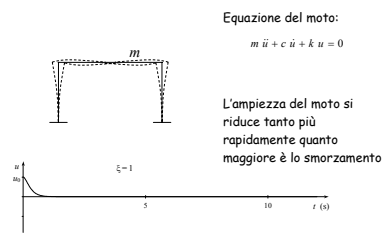
Oscillazioni forzate telaio monopiano



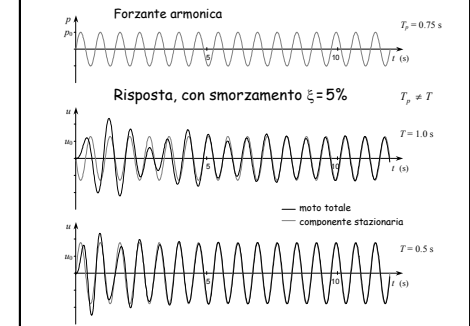
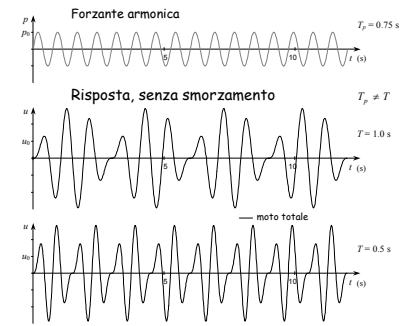
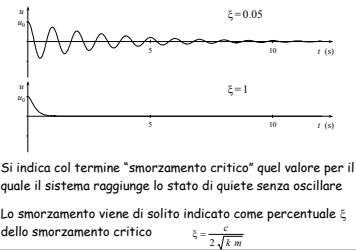
Oscillazioni forzate telaio monopiano

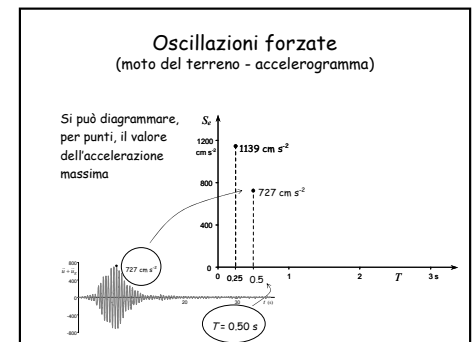
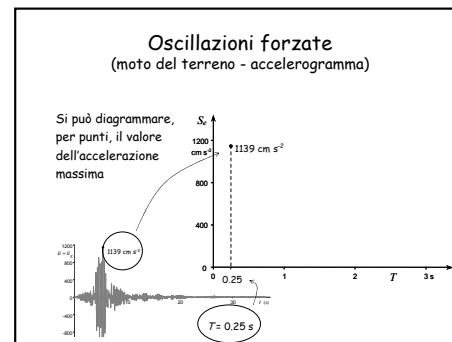
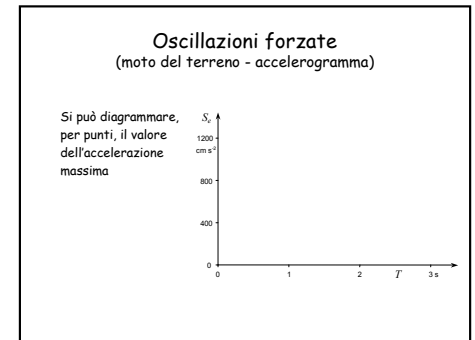
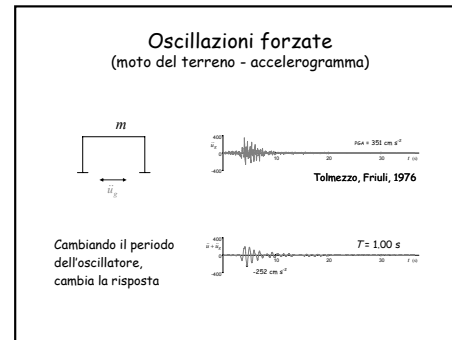
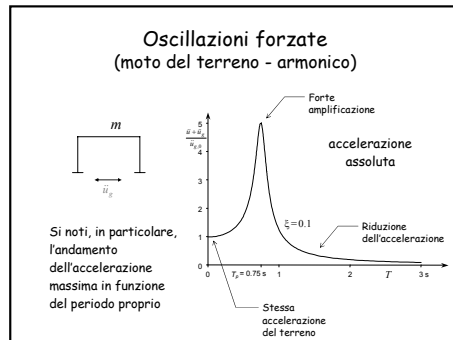
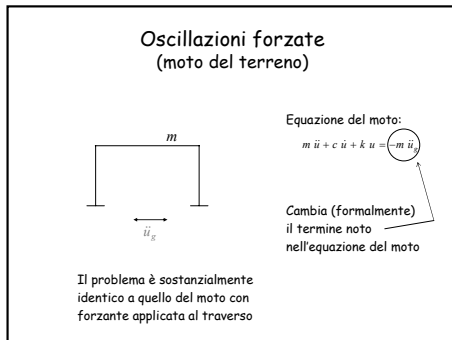
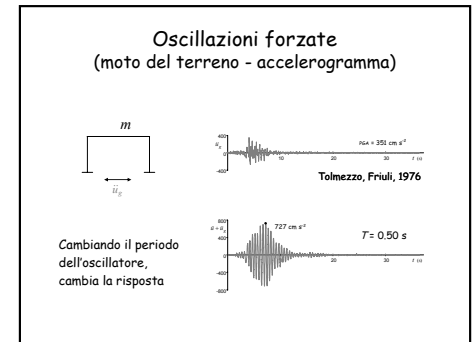
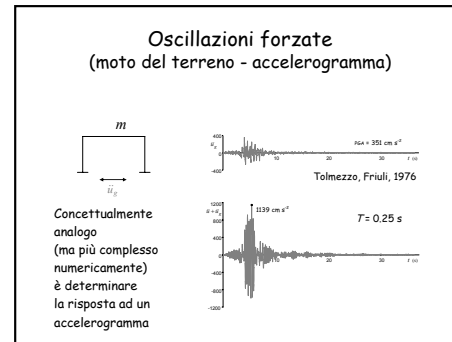
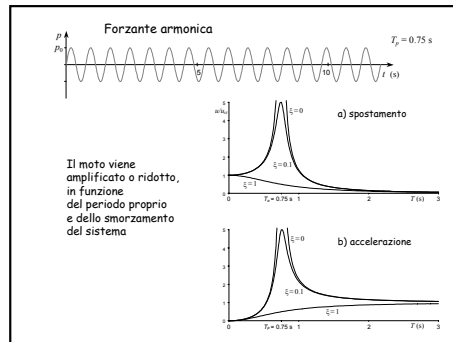
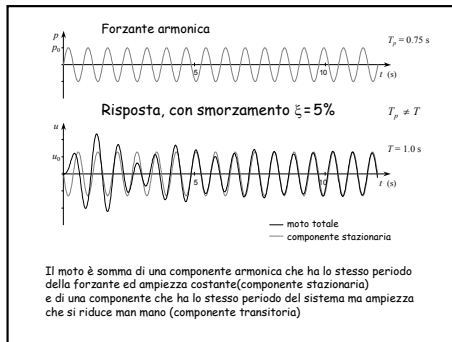


Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

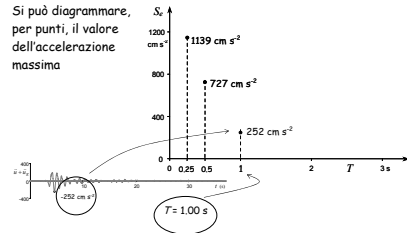


Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

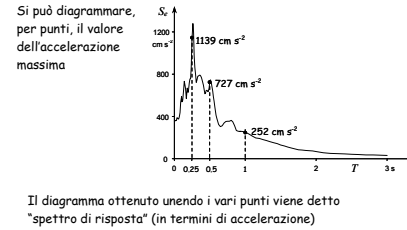




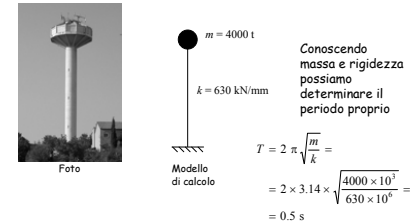
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



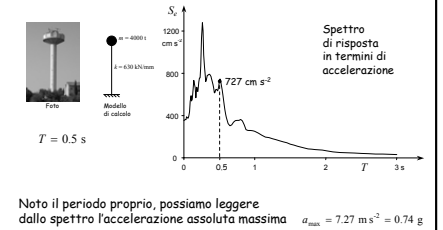
Oscillazioni forzate Spettro di risposta



A cosa servono gli spettri?



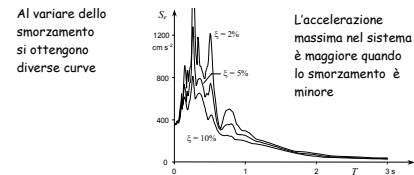
A cosa servono gli spettri?



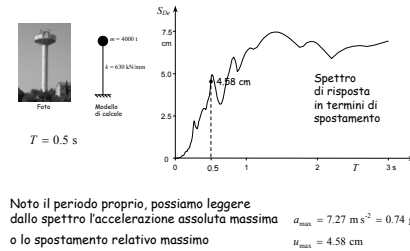
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)



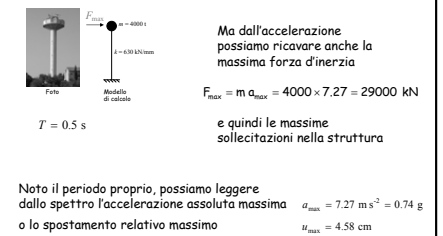
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)



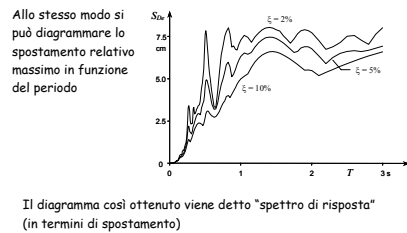
A cosa servono gli spettri?



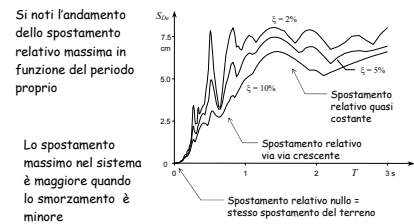
A cosa servono gli spettri?



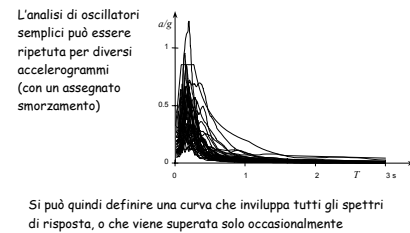
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)



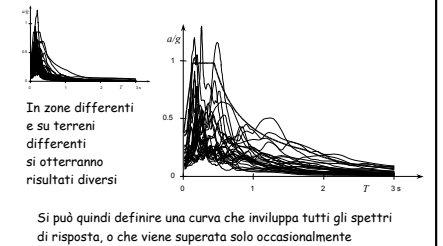
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)



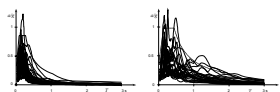
Spettri di risposta



Spettri di risposta



Spettri di risposta

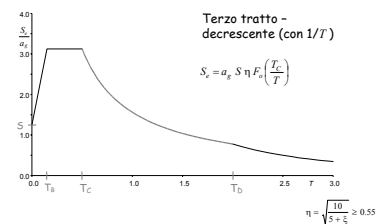


In zone differenti e su terreni differenti si otterranno risultati diversi

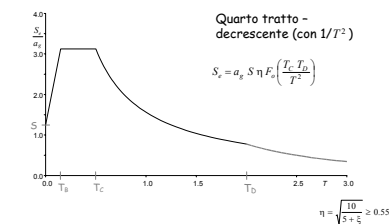
La normativa fornisce quindi spettri di risposta differenziati in funzione delle caratteristiche del suolo e della zona in cui è ubicata la struttura

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

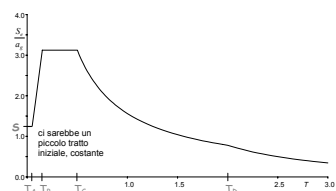
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



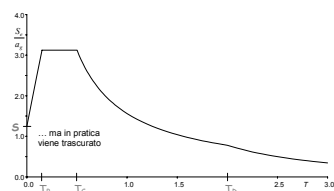
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Forma generale degli spettri di risposta elastica



Forma generale degli spettri di risposta elastica



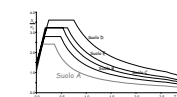
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali

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 dipendono dal periodo di ritorno T_r e dalle caratteristiche del terreno

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



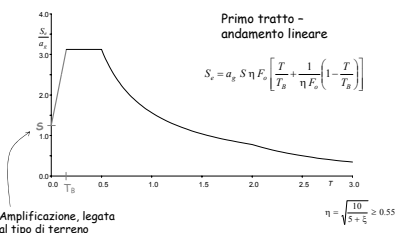
Suolo A
Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi
 $V_{S30} > 800$ m/s

$S = 1$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.4$ s $T_D = 2.5$ s
Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

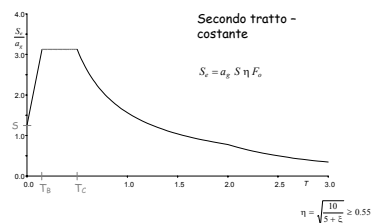
V_{S30}
Velocità media di propagazione delle onde di taglio nei 30 m superiori del suolo

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

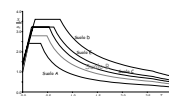
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

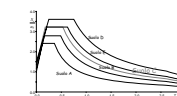


$S = 1.20$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.5$ s
Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

V_{S30}
Velocità media di propagazione delle onde di taglio nei 30 m superiori del suolo

Suolo B
Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti
 360 m/s $< V_{S30} < 800$ m/s
Resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$
Coesione non drenata $c_u > 250$ kPa

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

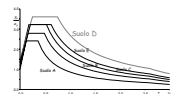


$S = 1.30$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.5$ s
Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

V_{S30}
Velocità media di propagazione delle onde di taglio nei 30 m superiori del suolo

Suolo C
Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza
 180 m/s $< V_{S30} < 360$ m/s
Resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$
Coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa

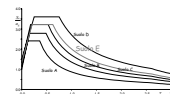
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno



$S = 1.45$ $T_B = 0.25$ s $T_C = 0.8$ s
Valori orientativi per terremoti
con alto periodo di ritorno

$V_{530} < 180$ m/s
Resistenza penetrometrica
 $N_{SPT} < 15$
Coesione non drenata
 $c_u < 70$ kPa
 V_{530}
Velocità media di propagazione
delle onde di taglio nei 30 m
superiori del suolo

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno



$S = 1.30$ $T_B = 0.2$ s $T_C = 0.6$ s
Valori orientativi per terremoti
con alto periodo di ritorno

V_{530}
Velocità media di propagazione
delle onde di taglio nei 30 m
superiori del suolo

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 $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	1.4
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $\alpha > 30^\circ$	1.4

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	...	1.0
T2	In corrispondenza della convessità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4
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^*

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

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

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

Suolo S1
Depositi con strato di almeno
10 m di argille di bassa
consistenza ed elevato indice
di plasticità e contenuto di
acqua

$V_{530} < 100$ m/s
Coesione non drenata
 $10 < c_u < 20$ kPa

Suolo S2
Depositi di terreni soggetti a
liquefazione

Per questi tipi di terreno occorrono studi speciali

Esempio

Dall'alto:

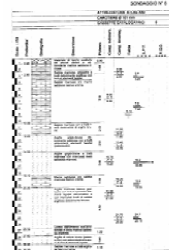
12 m - sabbie marnose
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune
 $N_{SPT} = 40$



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: località Spoleto

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

Ad esempio, nel punto di Lat. 42.732 e Long. 12.673 sito nel comune di
Spoleto (PG) si ha:
per $T_R = 475$ anni: $a_g = 0.1938$ g $F_0 = 2.42$ $T_C^* = 0.32$ s
per $T_R = 50$ anni: $a_g = 0.0803$ g $F_0 = 2.46$ $T_C^* = 0.28$ s

Tab. 7. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico:
accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_R=475$ anni (SLV), Spoleto, D.M. 14/1/08

Categoria suolo	accelerazione orizzontale	S	F_0	T_B	T_C	T_D
A	0.194 g	1.00	2.42	0.107 s	0.320 s	2.375 s
B	0.194 g	1.20	2.42	0.147 s	0.442 s	2.375 s
C	0.194 g	1.42	2.42	0.163 s	0.489 s	2.375 s
D	0.194 g	1.70	2.42	0.296 s	0.707 s	2.375 s
E	0.194 g	1.48	2.42	0.193 s	0.580 s	2.375 s

Esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune
 $N_{SPT} = 40$

$$N_{SPT} = \frac{30}{\frac{12}{26} + \frac{6.1}{47} + \frac{1.9}{16} + \frac{6.5}{18} + \frac{3.5}{40}}$$

$$N_{SPT} = 25.9$$

Si può considerare
suolo di tipo C, perché
 $15 < N_{SPT} < 50$

NTC08, punto 3.2.2

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	$1.00 \leq 1.4 - 0.4 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.7 - 0.6 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.4 - 1.5 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.0 - 1.1 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.60$

Intervengono
anche F_0 e a_g

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

Spettri di risposta NTC 08 Esempio: località Spoleto

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni

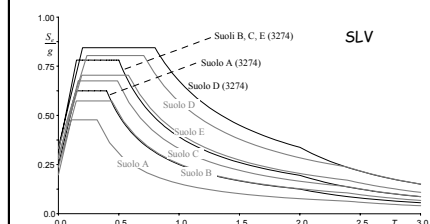
Ad esempio, nel punto di Lat. 42.732 e Long. 12.673 sito nel comune di
Spoleto (PG) si ha:
per $T_R = 475$ anni: $a_g = 0.1938$ g $F_0 = 2.42$ $T_C^* = 0.32$ s
per $T_R = 50$ anni: $a_g = 0.0803$ g $F_0 = 2.46$ $T_C^* = 0.28$ s

Tab. 8. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico:
accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_R=50$ anni (SLD), Spoleto, D.M. 14/1/08

Categoria suolo	accelerazione orizzontale	S	F_0	T_B	T_C	T_D
A	0.080 g	1.00	2.46	0.093 s	0.280 s	1.921 s
B	0.080 g	1.20	2.46	0.132 s	0.397 s	1.921 s
C	0.080 g	1.50	2.46	0.149 s	0.447 s	1.921 s
D	0.080 g	1.80	2.46	0.220 s	0.661 s	1.921 s
E	0.080 g	1.60	2.46	0.179 s	0.539 s	1.921 s

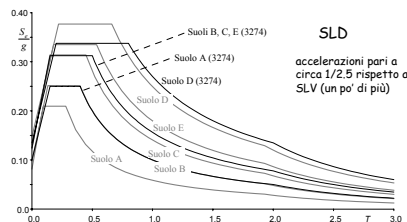
Spettri di risposta NTC 08 Esempio: località Spoleto

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni



Spettri di risposta NTC 08 Esempio: località Spoleto

Vedere foglio
Excel "Spettri"
per applicazioni



SLD

accelerazioni pari a
circa 1/2.5 rispetto a
SLV (un po' di più)

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

NTC08, punto 3.2.3.23.2

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x 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



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

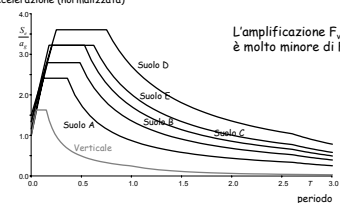
Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

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



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali e verticali, alto periodo di ritorno

accelerazione (normalizzata)



L'amplificazione F_v
è molto minore di F_0

NTC08, punto 3.2.3.23.2

Comportamento dinamico elastico Schemi a più gradi di libertà

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x 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

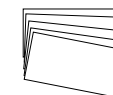


Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

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



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

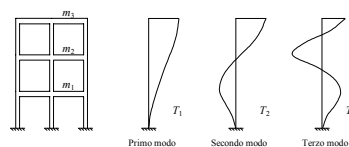
Analisi statica, per valutare in maniera approssimata la massima risposta

NTC08, punto 7.3

Modi di oscillazione libera

Telaio piano (con traversi inestensibili):

numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale

senza impalcati indeformabili nel piano

Il numero di modi di oscillazione libera è molto maggiore

Moto libero

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

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

La soluzione, in caso di moto libero con deformata modale, è una funzione armonica

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

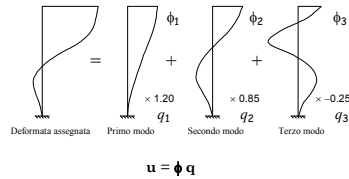
a condizione che sia

$$\det(\mathbf{k} - \omega_j^2 \mathbf{m}) = 0$$

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

Equazione del moto

Una qualsiasi deformata può essere espressa come combinazione delle deformate modali



Equazione del moto libero

Con questa posizione, l'equazione del moto diventa

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

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

Contributo dei singoli modi

Il taglio alla base corrispondente al modo j è

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

dove

$S_e(T_j)$ è l'ordinata spettrale corrispondente al periodo T_j

M_j^* è detta massa partecipante

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

Considerando tutti i modi, la massa partecipante totale coincide con l'intera massa presente nella struttura

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%

Equazione del moto libero con smorzamento

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

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

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

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

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

Considerazioni

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

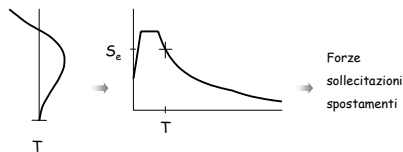
Negli schemi spaziali è più probabile avere modi con periodi molto vicini tra loro:

- in questo caso è opportuno usare la sovrapposizione quadratica completa (CQC)

Una buona impostazione progettuale deve mirare ad avere una struttura con impalcato rigido e con comportamento disaccoppiato (cioè minime rotazioni planimetriche)

Analisi modale con spettro di risposta

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



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

La combinazione dei risultati può essere fatta come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) o come combinazione quadratica completa (CQC)

Analisi statica

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

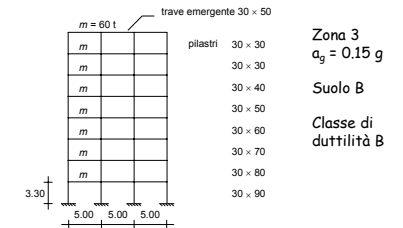
$$F_k = m_k z_k \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} S_e(T_1)$$

Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

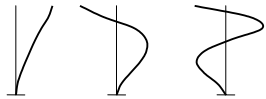
$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

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

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

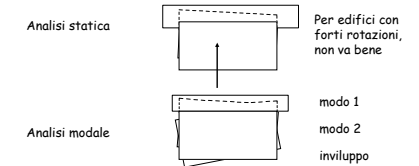
piano	modale			analisi statica
	modo 1	modo 2	modo 3	
8	40.0	-39.1	19.5	50.6
7	35.8	-14.4	-14.9	44.3
6	28.1	18.6	-22.8	38.0
5	21.7	31.3	-4.0	31.6
4	16.0	32.1	12.5	25.3
3	10.6	25.4	18.2	19.0
2	5.7	15.1	13.7	12.7
1	1.8	5.0	5.1	6.3

Tagli statici - modali [kN]
Edificio con travi 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

Analisi statica o analisi modale?

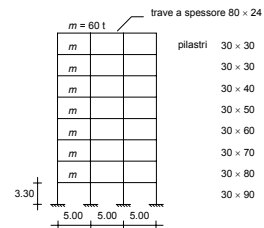
L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)



Tagli statici - modali [kN]
Edificio con travi emergenti

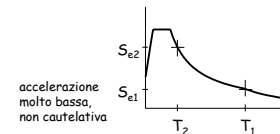
piano	analisi modale	analisi statica	differenza %
8	59.2	50.6	-14.5
7	92.9	94.9	2.2
6	111.1	132.9	19.6
5	127.6	164.5	28.9
4	144.8	189.9	31.1
3	161.7	208.8	29.2
2	173.7	221.5	27.5
1	178.1	227.8	27.9

Confronto analisi statica - modale
Edificio con travi a spessore



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

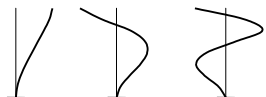


Analisi statica o analisi modale?

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)

L'uso del coefficiente riduttivo λ rende i risultati dell'analisi statica non particolarmente gravosi rispetto a quelli dell'analisi modale

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

Analisi statica o analisi modale?

La norma vieta l'uso dell'analisi statica se:
- il periodo proprio supera $2.5 T_C$
- la struttura è irregolare in altezza

Commento:

Il riferimento all'irregolarità in altezza non sembra coerente con gli studi teorici, che evidenziano l'importanza della regolarità in pianta

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)

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

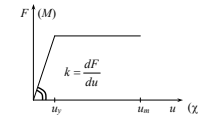
Risposta oltre il limite elastico
Spettri di progetto, Sisma ed altre azioni

Villa Redenta, Spoleto
6-8 novembre 2008
Aurelio Ghersi

Comportamento dinamico oltre il limite elastico Schemi a un grado di libertà

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



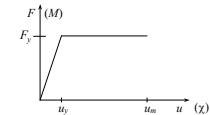
È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- 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

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)

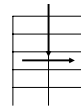
Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal
sisma) possono essere comparabili con le azioni
verticali

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

Azioni orizzontali comparabili
con le azioni verticali

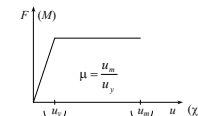
Le sollecitazioni provocate
dalle azioni orizzontali sono
molto forti

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



Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



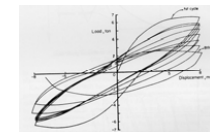
È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

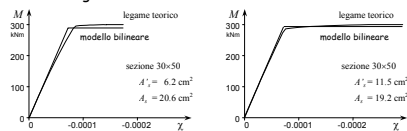
Comportamento oltre il limite elastico

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



Comportamento oltre il limite elastico

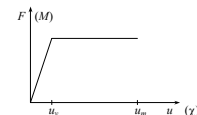
Occorre tener conto del comportamento non lineare
delle singole sezioni



Il comportamento reale viene in genere
rappresentato con un modello più semplice, bilineare
(elastico-perfettamente plastico)

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



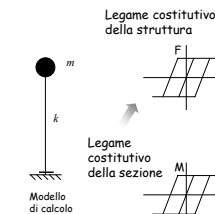
È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Foto



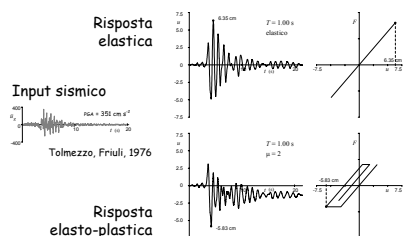
Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

L'equazione del moto è formalmente la stessa, ma la
rigidezza non è più una costante

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

La risoluzione avviene per via numerica, in maniera
analogica a quanto si fa per un oscillatore semplice
elastico (ma con qualche complicazione in più)

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

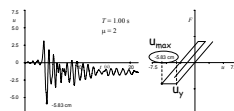


Richiesta di duttilità

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, abbassando la resistenza aumenta la richiesta di duttilità

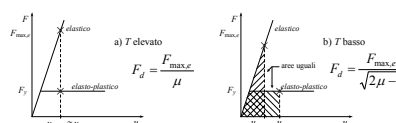
Risposta elasto-plastica



Progettazione di strutture elasto-plastiche

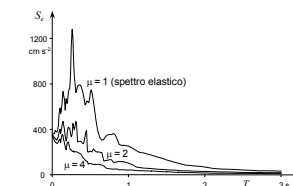
Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

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



Spettri di progetto di normativa

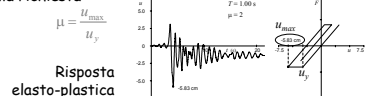
Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

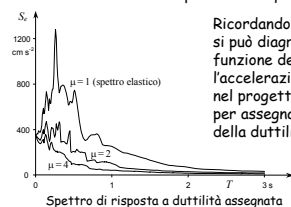
sia maggiore di quella richiesta



Progettazione di strutture elasto-plastiche

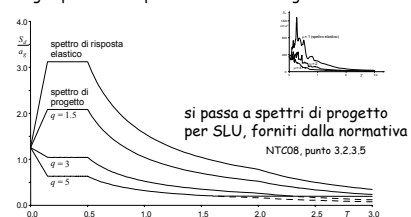
La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta

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



Spettri di progetto di normativa

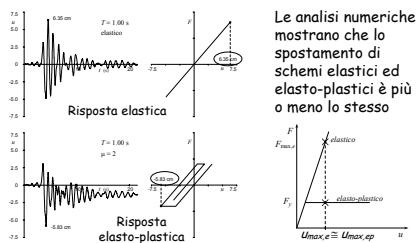
Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



Progetto 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.

Progettazione di strutture elasto-plastiche



Progettazione di strutture elasto-plastiche

La forza di progetto può essere ottenuta dividendo la forza necessaria per mantenere la struttura in campo elastico per la duttilità

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

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



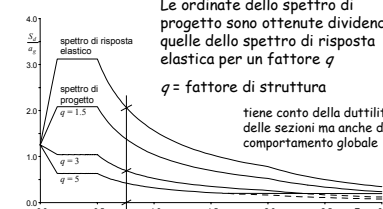
Spettri di progetto per SLV NTC 08 (D.M. 14/1/2008)

Spettri di progetto di normativa

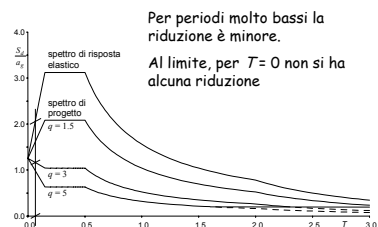
Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per un fattore q

q = fattore di struttura

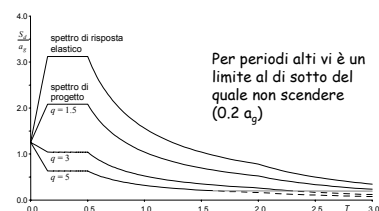
tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale



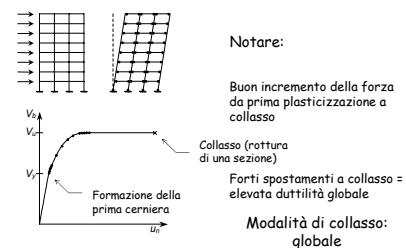
Spettri di progetto di normativa



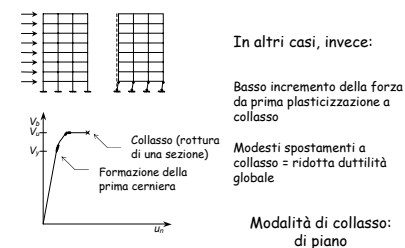
Spettri di progetto di normativa



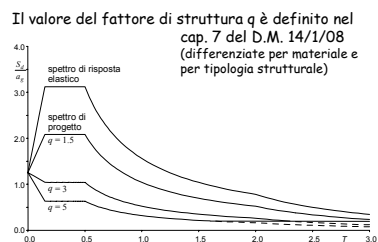
Meccanismi di collasso per schemi multipiano



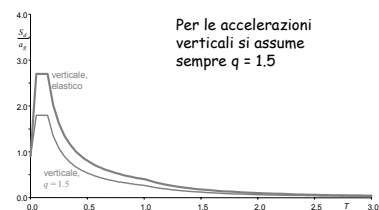
Meccanismi di collasso per schemi multipiano



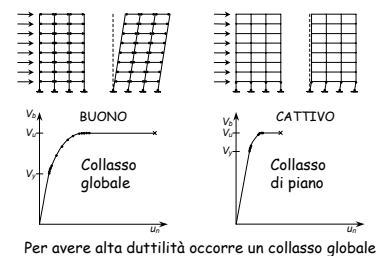
Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di progetto di normativa accelerazioni verticali



Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Meccanismi di collasso per schemi multipiano

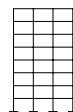
- Nella progettazione, per ottenere una struttura ad alta duttilità occorre:
- garantire una buona duttilità locale (con particolare attenzione ai dettagli costruttivi)
 - garantire un crollo globale, fornendo maggiore resistenza ai pilastri (criterio di gerarchia delle resistenze)
 - evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione

Comportamento dinamico oltre il limite elastico

schemi a più gradi di libertà

Dalla sezione alla struttura

Per schemi a più gradi di libertà



il passaggio tra comportamento della sezione e comportamento globale è molto più complesso

Fattore di struttura

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

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

Fattore di struttura

Dipende da:

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

$$q = q_0 K_R$$

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

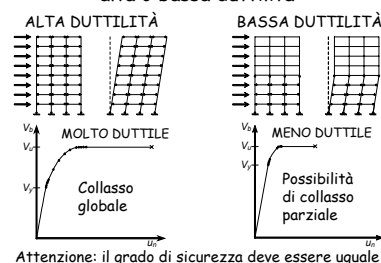
Classe di duttilità bassa: CD"B"

Forze di calcolo maggiori

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

NTC 08, punto 7.2.1

Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

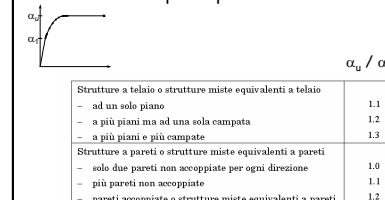


Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{a_2}{a_1}$	$4.5 \frac{a_2}{a_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{a_2}{a_1}$
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 nettamente inferiore rispetto a quella traslazionale.

Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione



Oppure effettuare analisi statica non lineare

Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

ALTA DUTTILITÀ

- Forze sismiche minori (minore resistenza)

- Dettagli costruttivi più curati

- Progetto dei pilastri col criterio di gerarchia delle resistenze

- Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione

BASSA DUTTILITÀ

- Forze sismiche maggiore (maggiore resistenza)

- Dettagli costruttivi meno curati

- Il criterio di gerarchia delle resistenze si usa ma con coefficienti minori

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

ATTENZIONE: correggere nella fotocopia

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{a_2}{a_1}$	$4.5 \frac{a_2}{a_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{a_2}{a_1}$
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;

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 ad alta duttilità
 $q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$

Stesso edificio, ma non regolare in altezza ed a bassa duttilità
 $q = 3.0 \times 1.3 \times 0.8 = 3.12$

Quindi le forze sono maggiori di oltre l'80%

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

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{a_2}{a_1}$	$4.5 \frac{a_2}{a_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{a_2}{a_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

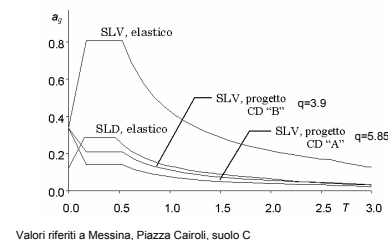
- *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{a_2}{a_1}$	$4.5 \frac{a_2}{a_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{a_2}{a_1}$
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*;

Confronto tra spettri



Valori riferiti a Messina, Piazza Cairoli, suolo C

Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidità 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

Analisi elastica lineare (modale o statica)

È utilizzata comunemente, per la semplicità d'uso.
Ma:

- Quanto è affidabile il valore del fattore di struttura q utilizzato?

La vecchia norma italiana dava forze ridotte, ma senza alcuna indicazione

La nuova norma fornisce indicazione più dettagliate su come calcolare q e prescrizioni che dovrebbero garantire la duttilità necessaria

Sono sufficienti?

Analisi statica non lineare

È un approccio proposto abbastanza di recente:

- Si calcolano gli spostamenti massimi della struttura soggetta a forze crescenti (analisi non lineare o analisi pushover)
- Si valutano gli spostamenti che la struttura subirà durante il sisma e si controlla se sono inferiori a quelli di collasso

Displacement based design
Progettazione basata sugli spostamenti

Regolarità in pianta

- 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 non utilizzati

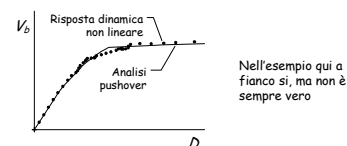
NTC 08, punto 7.2.2

Metodi di analisi consentiti dalla normativa

Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché supera le incertezze legate alla valutazione di q . Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?



Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché supera le incertezze legate alla valutazione di q . 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?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

Possibili approcci per valutare la risposta sismica elasto-plastica

Analisi elastica lineare (modale o statica), con forze ridotte mediante il fattore di struttura q

Analisi statica non lineare

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

NTC 08, punti 7.3.1, 7.3.2, 7.3.3, 7.3.4

Analisi elastica lineare (modale o statica)

È l'approccio tradizionale:

- Si calcolano le forze (modali o statiche) usando uno spettro ridotto mediante il fattore q
- Si controlla che le sollecitazioni conseguenti siano accettabili

Force based design
Progettazione basata sulle forze

Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi (almeno 3 \Rightarrow ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni \Rightarrow possibili errori

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Carichi verticali e sisma

Quali carichi verticali e quali masse considerare in accoppiata al sisma?

Vecchia norma

- Carichi verticali massimi ($g_k + q_k$) per TA, ($g_d + q_d$) per SLU
- Masse ridotte ($g_k + s_k$) [forze $\times 1.5$ per SLU]

Nuova norma

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti ($g_k + v_k$)

NTC 08, punto 3.2.4

- Carichi verticali massimi (g_k+q_k) per TA, (g_d+q_d) per SLU
- Masse ridotte ($q_k+s q_k$) [forze x 1.5 per SLU]

NTC 08. punto 3.2.4

Valutazione delle masse per SLU secondo le NTC 08	
$W = g_k + \psi_2 q_k$	
$\psi_2 q_k$ = valore quasi permanente del carico variabile	
	ψ_2
Categoria A. Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B. Uffici	0.3
Categoria C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D. Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.3
Categoria G. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H. Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

$\psi_2 q_k$ = valore quasi permanente del carico variabile

	Ψ_2
Categoria A. Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B. Uffici	0.3
Categoria C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D. Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H. Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.0
Variazioni termiche	0.2

Nuova norma italiana (D.M. 14/1/08)		
Verifiche con S.L.U.	solo carichi verticali	carichi verticali più sisma
Carichi verticali:	$1.3 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	---	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze per media sismicità, alta duttilità, suolo C	---	$0.134 \times W$
<p>Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$ non racchiude il calcolo per soli carichi verticali</p>		

NTC 08, punto 3.2.3

Carichi verticali: $1.3 q_k + 1.5 q_k$ $q_k + \psi_2 q_k$

Masse W	---	$g_k + \psi_2 q_k$
-----------	-----	--------------------

Si noti che il calcolo sismico $g+q \pm F$ non racchiude il calcolo per soli carichi verticali

NTC 08. punto 3.2.3

Confronto tra vecchia e nuova norma			
(carichi verticali più sisma)			
Verifiche SLU	D.M. 16/1/96	D.M. 14/9/05	
Carichi verticali:	$1.4 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$	
Forze orizzontali:			
Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$	
Forze per zona a media sismicità, ecc.	$0.105 \times W$	$0.134 \times W$	
Notare:	Carichi verticali minori	Masse quasi invariate	Forze orizzontali maggiori

Carichi verticali: $1.4 q_k + 1.5 q_k$ $(q_k + \psi_2 q_k)$

Masse W $q_k + s q_k$ $q_k + \psi_2 q_k$

Notare:	Carichi verticali minori	Masse quasi invariate	Forze orizzontali maggiori
---------	--------------------------------	-----------------------------	----------------------------------

Valutazione delle masse per SLU

secondo OPMC 3274 ed Eurocodice 8

$W = q_k + \psi_2 q_k$

ψ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani

Usa non correlato	Piani con uso correlato	Archivi
1.0		
0.5		
...		
...	0.8	
...	0.8	
...	0.8	
...		1.0
0.5		

Veniva introdotto un coefficiente ψ , concettualmente corretto ma tale da complicare i calcoli senza varione sostanzialmente il risultato

☐ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani

correttezza
complicazione
senza variazioni
sostanziali
risultato

Veniva introdotto un coefficiente φ , concettualmente corretto ma tale da complicare i calcoli senza variare sostanzialmente il risultato

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Verifiche	con T.A.
Carichi verticali:	$g_k + q_k$
Forze orizzontali:	
Masse W	$g_k + s \cdot q_k$
Forze per zone a media sismicità	$0.07 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g_k + q_k \pm F$ racchiude anche il calcolo per soli carichi verticali

Carichi verticali: $q_k + q_k$

Masse W $g_k + s q_k$

Si noti che il calcolo sismico $g+q \pm F$ racchiude anche il calcolo per soli carichi verticali

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)		
Verifiche	con T.A.	con S.L.U.
Carichi verticali:	$g_k + q_k$	$1.4 g_k + 1.5 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + s q_k$
Forze per zone a media sismicità	$0.07 \times W$	$1.5 \times 0.07 \times W$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA = Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

Carichi verticali: $g_k + q_k$ $1.4 g_k + 1.5 q_k$

Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + s q_k$
---------	---------------	---------------

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:
Verifiche TA \cong Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Questo è abbastanza vero per le travi:

$$M_{\max, TA} \cong M_{Rd, SLU}$$

Non è vero per i pilastri:

per N assegnato, $M_{\max, TA} < M_{Rd, SLU}$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \cong Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

$$M_{\max,TA} \cong M_{Rd,SLU}$$

per N assegnato, $M_{\max.TA} < M_{Rd.SLU}$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:
Verifiche TA \cong Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

Considerazioni su SLV e per SLD		
	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze	spettro di progetto (con a_g e q)	spettro elastico con $a_g/2.5$ approssimativamente

Carichi verticali: $q_1 + \gamma h_1$ $q_1 + \gamma h_1$

Masse W	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
---------	--------------------	--------------------

Forze	spettro di progetto (con a_g e q)	spettro elastico con $a_g/2.5$ approssimativamente
-------	--	---

Verifica per SLD

Gli spostamenti calcolati per SLD devono essere inferiori ai limiti indicati nella norma

Le NTC 08 forniscono limiti dettagliati (punto 7.3.7.2)

- Tamponamenti collegati rigidamente, che possono interferire con la deformabilità della struttura
 $d_r < 0.005 h$
- Tamponamenti collegati elasticamente alla struttura
 $d_r < 0.010 h$

Le NTC 08 forniscono limiti dettagliati (punto 7.3.7.2)

- Tamponamenti collegati rigidamente, che possono interferire con la deformabilità della struttura
 $d_r < 0.005 h$
- Tamponamenti collegati elasticamente alla struttura
 $d_e < 0.010 h$

Confronto di spettri di risposta SLV-SLD, Spoleto

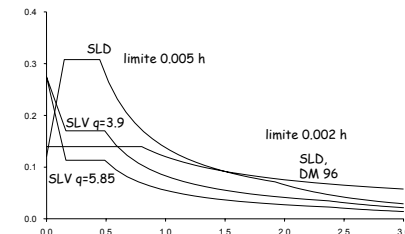
SLV $q=3.9$

SLV $q=5.85$

SLD, DM 96

limite 0.005 h

limite 0.002 h



Considerazioni su SLV e SLD

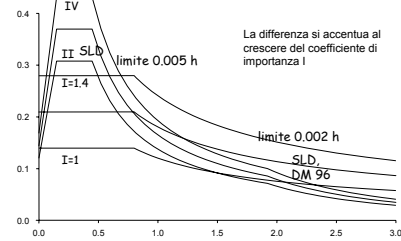
Il calcolo della struttura andrebbe fatto per SLV e poi ripetuto per SLD, col nuovo spettro

Ai fini pratici, si potrebbe effettuare il calcolo solo per SLV ed utilizzare gli spostamenti così trovati, amplificandoli del rapporto tra le ordinate spettrali (con riferimento al periodo principale)

Nota: Per il D.M. 16/1/96:
spostamenti SLD = spostamenti SLV x 1.33
spostamento limite = 0.002 h

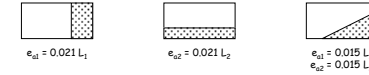
Le NTC 08 sono in genere meno gravose:
spostamenti SLD = spostamenti SLV x 2
spostamento limite = 0.005 h

Confronto di spettri di risposta SLD, Spoleto, varie classi



Eccentricità accidentale Perché il 5% ?

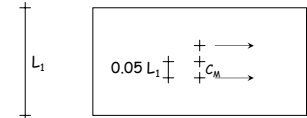
Se si applica il carico variabile massimo su un'area pari a ψ_2 x area totale si ottiene un'eccentricità nettamente minore



Il valore 0.05 è maggiore, per tener conto di:

- amplificazione della rotazione per effetti dinamici
- rotazione per lo sfasamento dell'onda sismica da un estremo all'altro dell'edificio

Eccentricità accidentale



NTC 08, punto 7.2.6

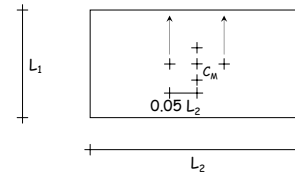
Altri problemi nella modellazione delle azioni sismiche

Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
→ eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
→ criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti, ma che complicano notevolmente il calcolo

Eccentricità accidentale



Aumentano, di molto, le combinazioni di carico

NTC 08, punto 7.2.6

Considerazioni sull'eccentricità accidentale

L'eccentricità accidentale dovrebbe dipendere dal rapporto carichi variabili / carichi permanenti e quindi essere legata alla tipologia strutturale e alla destinazione d'uso

La norma fornisce una indicazione semplice per tener conto degli effetti dell'eccentricità accidentale:

amplificare per $1 + 0.6 \frac{x}{L}$ x distanza da C_M
 $x = L/2 \Rightarrow 1.30$

In genere molto cautelativo
Non corretto per edifici deformabili torsionalmente

Modellazione delle azioni 1. Eccentricità accidentale

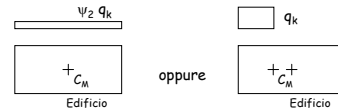
"Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo"

"Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti"

NTC08, punto 7.2.6

Distribuzione effettiva delle masse

L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio



Il centro di massa deve quindi essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"

Modellazione delle azioni 2. Combinazione delle componenti

Le componenti orizzontali e verticali del sisma agiscono simultaneamente

Esse però non sono correlate (i massimi si raggiungono in istanti diversi)

Come combinarle?

Criterio generale (NTC 08, punto 7.3.5):

- sommare
- gli effetti massimi di una componente dell'azione
 - il 30% dei massimi prodotti dalle altre componenti

Componente verticale

Se ne tiene conto solo per:

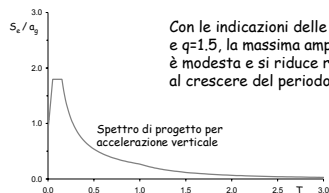
- Elementi con luce maggiore di 20 m
- Solai precompressi di luce superiore a 8 m
- Sbalzi di luce superiore a 4 m
- Elementi spingenti
- Pilastri in falso
- Edifici con piani sospesi

Si noti che l'accelerazione spettrale dipende dal periodo e dalla zona sismica

NTC 08, punto 7.2.1

Componente verticale Considerazioni

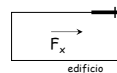
$$F_v = 1.35 F_o \sqrt{a_g/g}$$



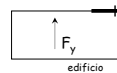
Con le indicazioni delle NTC08, e $q=1.5$, la massima amplificazione è modesta e si riduce rapidamente al crescere del periodo

Componenti orizzontali per le travi

Azione in una direzione più 30% di azione nell'altra



$$M = 230 \text{ kNm}$$



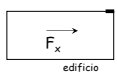
$$M = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_y = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$

Componenti orizzontali per i pilastri

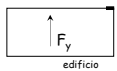
Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione



Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente

Sisma prevalente in direzione x



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_{d,y} = 280 + 0.3 \times 50 = 295 \text{ kNm}$$

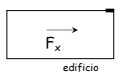
$$M_{d,x} = 45 + 0.3 \times 105 = 77 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente

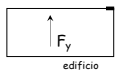
Sisma prevalente in direzione y



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_{d,y} = 50 + 0.3 \times 280 = 134 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 105 + 0.3 \times 45 = 119 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Nota:

Allo SLU, la pressoflessione deviata è molto meno gravosa che alle TA

Se la struttura è ben dimensionata, cioè ha rotazioni non elevate, si può progettare a pressoflessione retta, separatamente per le due direzioni, mantenendosi appena in abbondanza

La verifica a pressoflessione deviata sarà quasi sicuramente soddisfatta

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

Terremoti: cause ed effetti
Indicazioni generali delle norme sismiche

Villa Redenta, Spoleto
6-8 novembre 2008
Aurelio Ghersi

Progettazione strutturale

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

=

Esistenza di chiari e diretti percorsi di
trasmissione delle forze verticali e sismiche

La modellazione, l'analisi, il dimensionamento,
la definizione dei dettagli, la costruzione
sono soggetti a minori incertezze

La previsione del comportamento
della struttura è più affidabile

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

=

Omogenea distribuzione degli elementi strutturali

Consente una trasmissione diretta
delle forze di inerzia
generate dalla massa distribuita dell'edificio

Evita concentrazioni di tensione
o elevate richieste di duttilità locale,
che possono causare
un collasso strutturale prematuro

Processo progettuale

1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

rapido centro

Principi base della progettazione strutturale

Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi resistenti evita rotazioni in pianta, aiutando il raggiungimento dell'uniformità

Anche in assenza di simmetria, si possono disporre gli elementi strutturali in maniera bilanciata, in modo da limitare la rotazione in pianta

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità e Simmetria



1995 - Kobe

Mancanza di regolarità
planimetrica e di
regolarità altimetrica



Stati Uniti

Concentrazione del
danno su pochi
elementi strutturali

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

Condiziona:

- La qualità del comportamento strutturale
- La capacità di prevedere il comportamento della struttura
- Il costo necessario per rendere la struttura idonea a sopportare le azioni e ad essere adatta all'uso per il quale è prevista

Si veda l'articolo "La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica"

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Resistenza e rigidezza torsionale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

Adeguate fondazione

Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità

L'impiego di tipologie strutturali fortemente iperstatiche, come i telai, consente una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità



1994 - Northridge

Mancanza di iperstaticità



1999 - Turchia

La crisi dei pochi elementi
resistenti porta
rapidamente al collasso

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità bi-direzionale

Il moto sismico ha sempre
due componenti orizzontali

La struttura dell'edificio deve essere in grado
di resistere ad azioni orizzontali
agenti in qualsiasi direzione

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità bi-direzionale



1908 - Messina

Mancanza di collegamento
tra pareti ortogonali



Le pareti ortogonali al
sisma si ribaltano

Impostazione della carpenteria

Definizione dell'orditura dei solai e della posizione
di travi e pilastri (pensando anche alla fondazione)

La struttura deve essere in grado di portare

- i carichi verticali
- le azioni orizzontali equivalenti al sisma

Obiettivi generali

Rendere la struttura il più regolare possibile

Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in
blocchi staticamente separati da giunti

Prestare molta attenzione alla scala

La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi
molto rigidi con conseguente:

- concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della
duttilità globale
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella
distribuzione di rigidità

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità torsionale

=

Adeguate rigidità e resistenza
agli elementi strutturali più eccentrici

Serve per limitare gli effetti dei moti torsionali
che tendono a sollecitare in modo
non uniforme i differenti elementi strutturali

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità dell'impalcato

=

Esistenza di una soletta di adeguato spessore,
continua e senza forti riduzioni in pianta

Serve per garantire la trasmissione delle azioni
inerziali dalle masse agli elementi resistenti

Consente di limitare il numero di modi
da prendere in considerazione per valutare
la risposta dinamica della struttura

Edifici con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
- Pilastri e travi portano i carichi verticali

Impostazione
separata,
più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai
telai, più che dalle pareti

Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e
costi maggiori)

Edifici a struttura intelaiata

Travi e pilastri portano sia carichi verticali che
azioni orizzontali

Può essere utile scindere il problema in due fasi:

1. Impostare la carpenteria pensando innanzi tutto
ai soli carichi verticali
tenendo però presenti i criteri derivanti dalla
contemporanea presenza di azioni orizzontali
2. Rivedere la carpenteria per renderla più idonea
a sopportare azioni orizzontali

Principi base della progettazione strutturale

Adeguate fondazione

=

Elementi di fondazione ben collegati tra loro
e dotati di adeguata rigidità

Serve per evitare cedimenti differenziali
(verticali e orizzontali) del piede dei pilastri

Assicura che l'intero edificio sia soggetto
ad una uniforme eccitazione sismica

scorrere
rapidamente

Impostazione della carpenteria

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

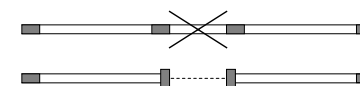
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi
limiti massimi leggermente inferiori a quelli
consigliati in assenza di sisma

Elemento	Per soli carichi verticali	In zona sismica
Solaio	7.00 m	6.00 m
Sbalzo	2.50 m	2.00 m
Trave emergente che porta rilevanti carichi verticali	6.00 m	5.50 m
Trave a spessore che porta rilevanti carichi verticali	5.00 m	4.50 m

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi
limiti massimi leggermente inferiori a quelli
consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che
provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



Edifici a struttura intelaiata

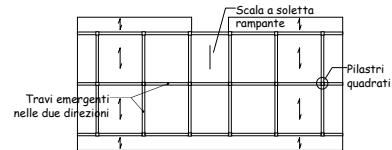
Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)

Edifici a struttura intelaiata

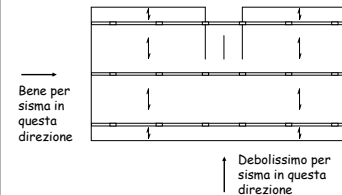
Nell'impostazione per azioni orizzontali:

- Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta



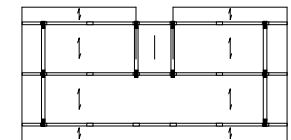
Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

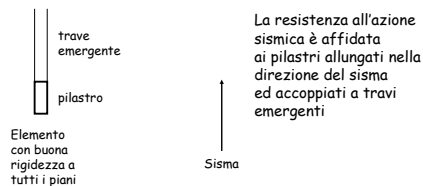


Girare un certo numero di pilastri

Aggiungere travi emergenti per renderli efficaci

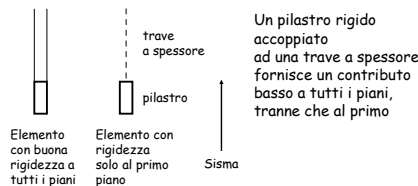
importante Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



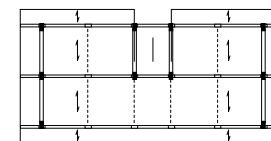
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



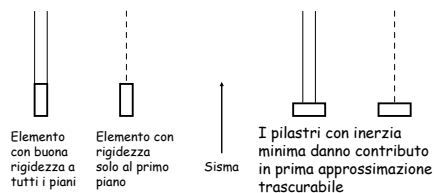
Si potranno poi aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici

scorrere
rapidamente

Esempio

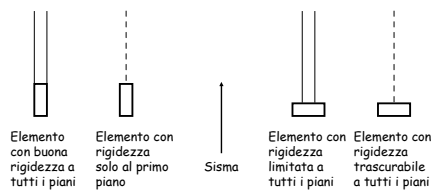
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Edificio analizzato

Tipologia:
edificio adibito a civile abitazione, a 5 piani

Classe dell'edificio:
classe 1 (costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi e funzioni sociali essenziali)

Ubicazione:
zona sismica 2 ($a_g = 0.25 g$)

Categoria di suolo:
categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

Edificio analizzato

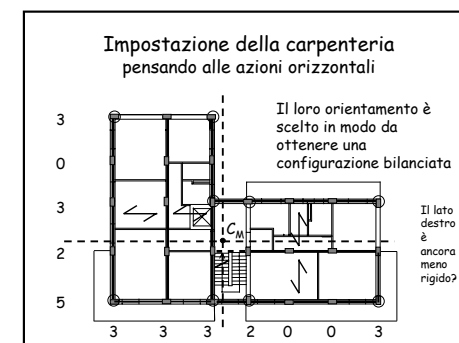
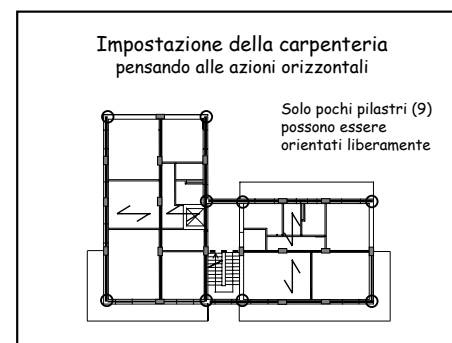
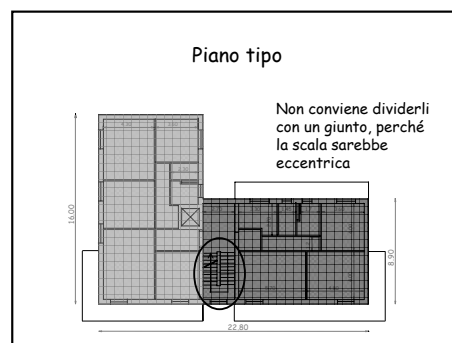
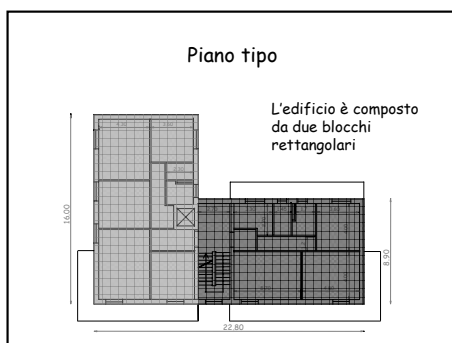
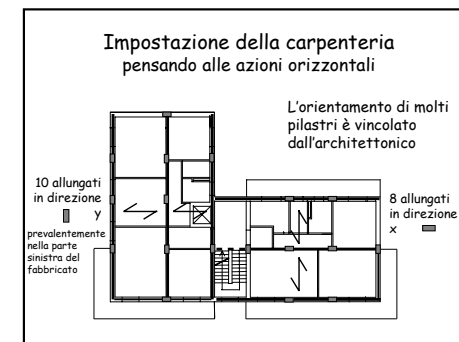
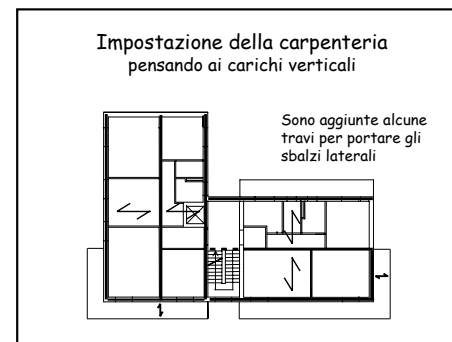
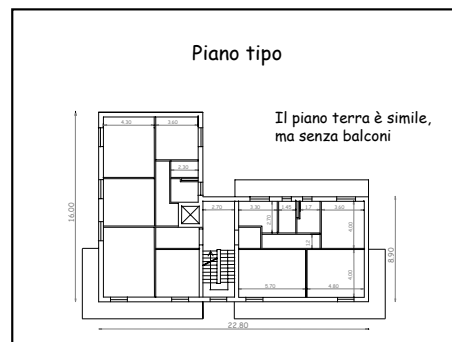
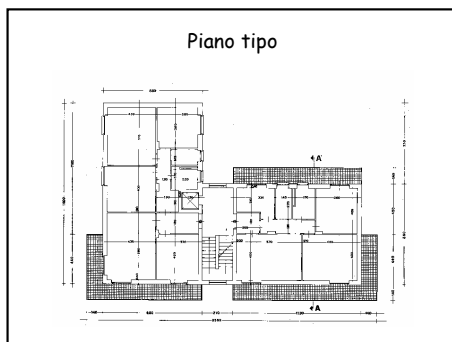
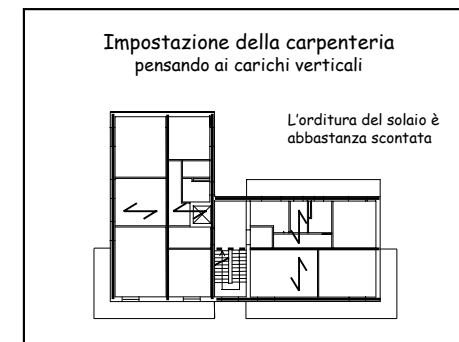
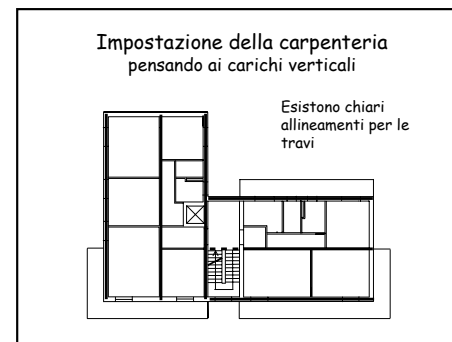
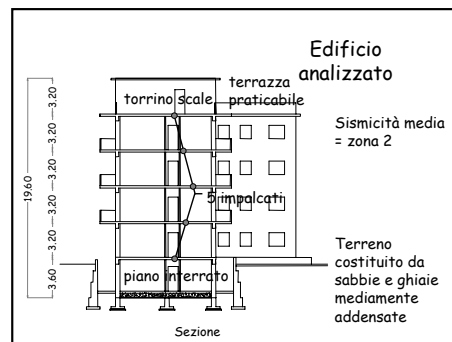
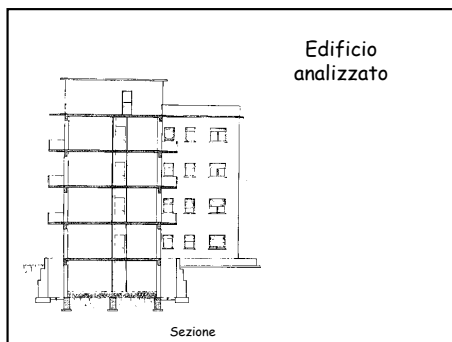
Struttura portante principale:
con struttura intelaiata in cemento armato

Solai:
in latero-cemento, gettati in opera

Scale:
a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")

Fondazioni:
reticolo di travi rovesce

Materiali:
calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$)
acciaio B450C



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m²)

	g _k	q _k	SLU solo c.v	SLU con F
Solaio del piano tipo	5.2	2.0	10.00	5.80
Solaio di copertura	4.2	2.0	8.46	4.80
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.17	3.40
Sbalzo piano tipo	4.2	4.0	11.46	6.60
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.82	3.90
Scala	5.0	4.0	12.50	7.40

Dimensionamento travi a spessore

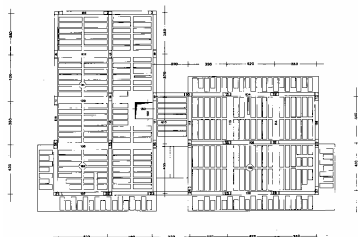
Se vi sono più travi emergenti che travi a spessore

Dimensionamento in base ai soli carichi verticali

Se tutte le travi sono a spessore

Aumentare l'altezza della trave (spessore del solaio) di 4-6 cm

Carpenteria finale



rapido centro,
saltare a masse (dia 80)

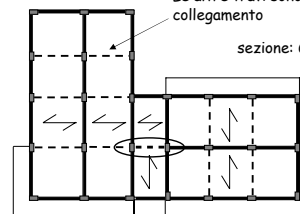
Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima

Esempio

L'unica trave a spessore che porta carichi verticali ha luce modesta (3 m)

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22

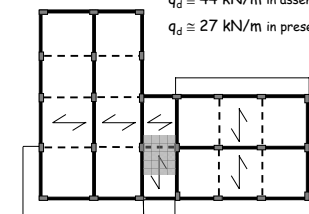


Esempio

La trave a spessore caricata porta circa 2.5 m di scala e 1 m di solaio

q_d ≈ 44 kN/m in assenza di sisma

q_d ≈ 27 kN/m in presenza di sisma



Dimensionamento solaio

Il solaio deve trasmettere i carichi verticali alle travi, senza eccessive deformazioni $s \leq \frac{L_{max}}{25}$

Lo spessore del solaio definisce l'altezza delle travi a spessore

Aumentare lo spessore del solaio in presenza di travi a spessore molto lunghe e caricate

L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)

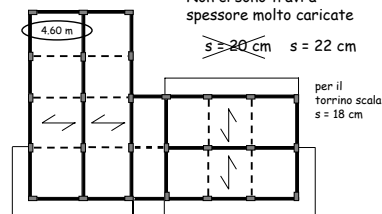
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete Ø8 / 25x25

Esempio

La luce massima delle campate di solaio è inferiore a 5.00 m

Non ci sono travi a spessore molto caricate

s = 20 cm s = 22 cm



Esempio - dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M = \frac{q L^2}{12} = \frac{44 \times 3.0^2}{12} \approx 33 \text{ kNm}$$

Il momento totale in presenza di sisma certamente non è più grande

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{12} = \frac{27 \times 3.0^2}{12} \approx 20 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica è certamente molto piccolo

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare
b = da determinare
h = 22 cm
c = 4 cm

M_{ed} = 33 kNm
Calcestruzzo R_{yk} = 25 MPa

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.021^2 \times 33}{0.18^2} = 0.45 \text{ m}$$

La sezione 60x22 va bene

Dimensionamento travi emergenti

Si potrebbe stimare ad occhio il momento flettente di progetto delle travi più sollecitate

- il momento dovuto ai carichi verticali è facilmente prevedibile
- si incrementa forfetariamente il momento flettente ottenuto per tener conto della presenza delle azioni sismiche

In alternativa (metodo più preciso) ...

Dimensionamento travi emergenti

Si potrebbe stimare ad occhio il momento flettente di progetto delle travi più sollecitate

- il momento dovuto ai carichi verticali è facilmente prevedibile
- si incrementa forfetariamente il momento flettente ottenuto per tener conto della presenza delle azioni sismiche

È possibile stimare le masse e determinare i momenti flettenti da sisma attraverso un calcolo semplificato

Dimensionamento pilastri

Consigli:

1. Dimensionare la sezione del primo ordine in modo che la tensione media N/A_c non superi:
in presenza di sisma
 $0.3-0.4 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)
meno di $0.3 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti più elevati

Dimensionamento pilastri

Consigli:

2. Usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia

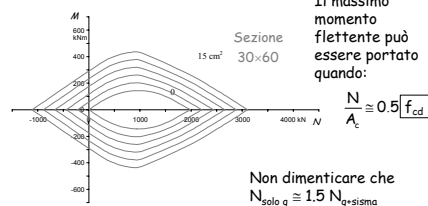
Quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

Altri carichi unitari

Una volta definita (anche sommariamente) la sezione delle travi, si può completare l'analisi dei carichi unitari (kN/m)

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.20		5.46	4.20
Travi 30 x 50	3.50		4.55	3.50
Travi 60 x 22	1.60		2.08	1.60
Tampereature	6.00		7.80	6.00
Tramezzi	3.00		3.90	3.00

Dimensionamento pilastri



Dimensionamento pilastri

Consigli:

3. Ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

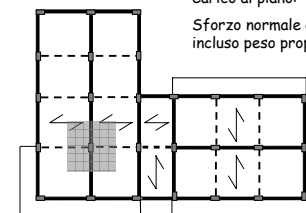
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

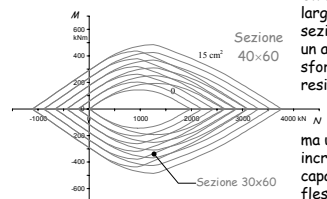
Pilastro interno, porta 8 m di trave 21 m² di solaio

Carico al piano: 150 kN

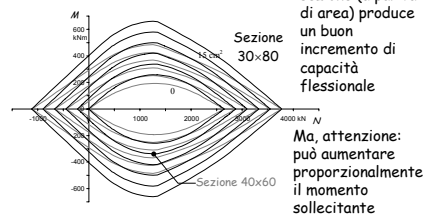
Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 830 kN



Dimensionamento pilastri



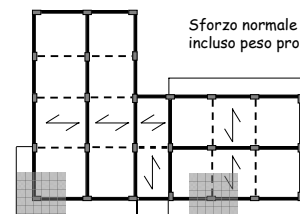
Dimensionamento pilastri



Esempio

Pilastro laterale con sbalzo pilastro d'angolo con sbalzi Più o meno lo stesso

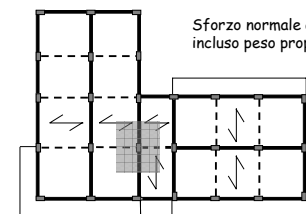
Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 830 kN



Esempio

Pilastro interno in corrispondenza della scala Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 1050 kN



Esempio

Pilastro laterale privo di sbalzo o d'angolo con uno sbalzo

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 600 kN



Esempio

Pilastro d'angolo privo di sbalzo
Carico al piano ancora minore

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 380 kN



Esempio - con pilastri più sollecitati

E ai piani superiori

Tipo di pilastro	Sezione alla base	Sezione 2° ordine	Sezione ordini sup.
Pilastri molto caricati (2)	40 x 70	40 x 70	30 x 70
Pilastri caricati (18)	40 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30 x 70	30 x 70

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8÷11 kN/m²

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m² (9 kN/m² in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N _{sd} (SLU con F)	A _c
Pilastri più caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	600 kN	1210 cm²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	380 kN	770 cm²

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo C) $A_c = \frac{N_{sd}}{0.35 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{sd}}{5.0} \times 10$

Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N _{sd}	A _c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm²	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	600 kN	1210 cm²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	380 kN	770 cm²	30 x 30	30 x 70

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e permette una più uniforme distribuzione delle azioni sismiche.

Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala: S = 48.0 m²

V impalcato: S = 331.9 m²

Piano tipo: S = 323.5 m²

Per il piano terra: S = 263.2 m²

Nota: il torrino scala può essere accorpato al 5° impalcato, ottenendo

Torrino + V impalcato: S = 379.9 m²

Esempio - masse

Impalcato	Superficie m²	Incidenza kN/m²	Peso kN
Torrino + V	379.9	9.0	3419
IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

Esempio - dimensionamento pilastri

Variazione di sezione lungo l'altezza

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi
quindi la si può mantenere invariata per tutta l'altezza

Solo per il torrino scala: sezioni 30x50

Esempio - con pilastri più sollecitati

Se l'edificio fosse stato in zona 1 e suolo D

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0.3 f_{cd}} \cong \frac{N_{sd}}{4.0} \times 10$$

Tipo di pilastro	N _{sd}	A _c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (2)	1050 kN	2625 cm²	40 x 70	40 x 70
Pilastri caricati (18)	830 kN	2075 cm²	40 x 60	40 x 70
Pilastri perimetrali (5)	600 kN	1500 cm²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	380 kN	950 cm²	30 x 40	30 x 70

Spettro di progetto

È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "A"

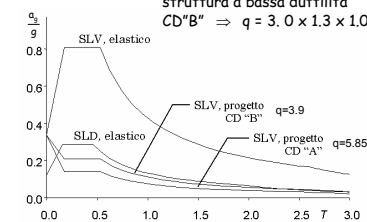
$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "B"

$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ telaio con più piani e più campate

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura a bassa duttilità CD "B" $\Rightarrow q = 3.0 \times 1.3 \times 1.0 = 3.90$



Ordinata spettrale

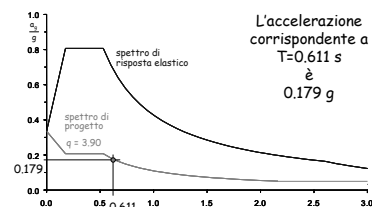
Dipende dal periodo

Si può assumere $T_i = C_i H^{3/4}$

con $C_i = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.
 H = altezza dell'edificio dal
piano di fondazione (m)

Nell'esempio: $H = 16.40$ m (escluso torrino)
 $T_i = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611$ s

Esempio - ordinata spettrale



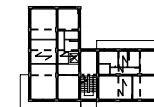
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Incrementare i momenti per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	826.7
4	1456.3
3	1933.3
2	2257.6
1	2397.3



I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

Ripartisco il taglio globale tra 13 pilastri (direzione x)

Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.179 = 2397.3$ kN

Forza al piano $F_k = \frac{\sum_{i=1}^n m_i z_i}{\sum_{i=1}^n m_i} V_b$

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	W/z (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	826.7	826.7
4	3235	13.20	42702	629.6	1456.3
3	3235	10.00	32350	477.0	1933.3
2	3235	6.80	21998	324.3	2257.6
1	2632	3.60	9475	139.7	2397.3
somma	15756		162597		

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	826.7	63.6
4	1456.3	112.0
3	1933.3	148.7
2	2257.6	173.7
1	2397.3	184.4

Volendo, potrei ridurre il taglio di un 20%, per tener conto del contributo dei pilastri "deboli"

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)
5	826.7	63.6	101.7
4	1456.3	112.0	179.2
3	1933.3	148.7	237.9
2	2257.6	173.7	277.9
1 testa	2397.3	184.4	265.5
piede			464.7

$M = V h / 2$

$M = V 0.4 h$

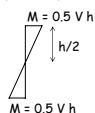
$M = V 0.7 h$

Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

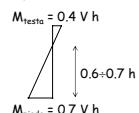
- Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

- Valutare il momento nei pilastri

ai piani superiori

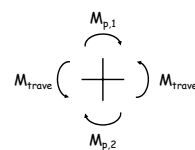


al primo ordine



Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	101.7	50.9
4	1456.3	112.0	179.2	140.5
3	1933.3	148.7	237.9	208.6
2	2257.6	173.7	277.9	257.9
1 testa	2397.3	184.4	265.5	271.7
piede			464.7	

$M_t = M_{ps}/2$

$M_t = (M_{ps} + M_{pd})/2$

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	101.7	50.9
4	1456.3	112.0	179.2	140.5
3	1933.3	148.7	237.9	208.6
2	2257.6	173.7	277.9	257.9
1 testa	2397.3	184.4	265.5	271.7
piede			464.7	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	122.1	50.9
4	1456.3	112.0	215.1	140.5
3	1933.3	148.7	285.5	208.6
2	2257.6	173.7	333.4	257.9
1 testa	2397.3	184.4	318.7	271.7
piede			557.6	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

+20%

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 326 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 326 = 386 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare
b = 30 cm
h = da determinare
c = 4 cm

$M_{Ed} = 335 \text{ kNm}$
Calcestruzzo $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{386}{0.30}} = 0.72 \text{ m}$$

sezione: 30x70

Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

Questi valori andrebbero incrementati un po' per garantire un meccanismo di collasso globale

Le NTC 08 (punto 7.2.1) impongono gerarchia delle resistenze anche per CD"B", con sovrarresistenza 1.1 (mentre è 1.3 per CD"A")

Dimensionamento travi emergenti

Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Le sollecitazioni da sisma si riducono di molto ai piani superiori

Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare
b = 30 cm
h = da determinare

$M_{Ed} = 386 \text{ kNm}$
Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile (armatura compressa uguale al 50% di quella tesa):

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0154 \sqrt{\frac{386}{0.30}} = 0.55 \text{ m}$$

sezione: 30x60

all'ultimo impalcato 30x50

Verifica pilastri (Nota: i pilastri sono tutti uguali)

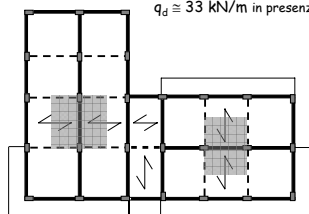
Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

Sezione più sollecitata

Esempio

Le travi di spina portano circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma
 $q_d \cong 33 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma

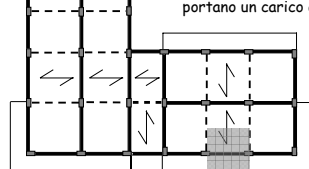


Esempio

Le travi di spina portano circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma
 $q_d \cong 33 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma

Le travi perimetrali portano un carico analogo



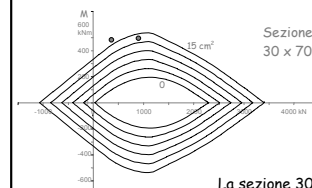
Verifica pilastri (pilastri uguali)

Utilizzando il dominio M-N

$M = 557 \text{ kNm}$

$N = 380 \text{ kN}$

Sezione 30 x 70
 $N = 900 \text{ kN}$



occorrono 6 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

Dimensionamento e verifica di massima dell'edificio ad alta duttilità

Cosa cambia?

Il solaio e, dunque, i carichi unitari sono gli stessi

Il fattore di struttura è più grande ...

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.5 \times 1.3$$

struttura intelaiata in c.a.

telaio con più piani e più campate
duttilità bassa

$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

Si calcola:

$$q = 5.85 \text{ (prima era 3.90)}$$

Caratteristiche della sollecitazione edificio ad alta duttilità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	549.6	42.3	81.2	40.6
4	968.2	74.5	143.0	112.1
3	1285.3	98.9	189.8	166.4
2	1500.9	115.5	221.7	205.8
1 testa	1593.8	122.6	211.9	216.8
piede			370.7	

Tutti i valori
x 0.67

Caratteristiche della sollecitazione 5 - per gerarchia delle resistenze

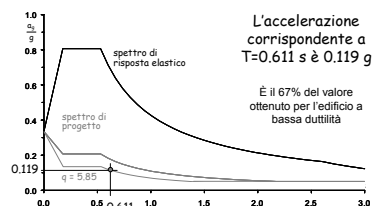
Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	549.6	42.3	162.3	40.6
4	968.2	74.5	257.4	112.1
3	1285.3	98.9	322.7	166.4
2	1500.9	115.5	332.5	205.8
1 testa	1593.8	122.6	317.8	216.8
piede			370.7	

x 2

x 1.5

non modificato

Esempio - ordinata spettrale



Cosa cambia?

Il solaio e, dunque, i carichi unitari sono gli stessi

Il fattore di struttura è più grande ...

Le forze e le sollecitazioni dovute al sisma sono pari al 67% di quelle dell'edificio a bassa duttilità

Le sollecitazioni dei pilastri vanno calcolate con criterio di gerarchia delle resistenze

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 217 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 217 = 277 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare
b = 30 cm
h = da determinare
c = 4 cm

$M_{Ed} = 277 \text{ kNm}$
Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{277}{0.30}} = 0.61 \text{ m}$$

sezione: 30x60
all'ultimo impalcato 30x50

Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Determinare i momenti dovuti al sisma incrementati per tenere conto dell'eccentricità accidentale (Nell'esempio si ottengono moltiplicando per 0.67 quelli dell'edificio a bassa duttilità)
- Incrementare i momenti nei pilastri (tranne che alla base); in linea di massima moltiplicare: per 1.2÷1.5 ai piani inferiori per 2 ai piani superiori (escluso l'ultimo)

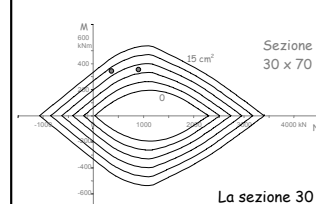
Attenzione ai casi di trave più rigida dei pilastri

Caratteristiche della sollecitazione edificio a bassa duttilità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



Confronto edifici Alta e Bassa duttilità

Edificio	Travi a spessore	Travi emergenti	Pilastri
Bassa duttilità	60 x 22	30 x 70 o 30 x 60 + armatura compressa	30 x 70
Alta duttilità	60 x 22	30 x 60	30 x 70