

Corsi di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni**

San Ponziano, Spoleto
aprile - settembre 2015

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

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

Corso di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni**

Progetto di edifici antisismici in c.a.

1 - Progettazione strutturale e novità della norma sismica

Spoleto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

Obiettivi del corso di aggiornamento

- Mostrare con esempi concreti in che modo si procede nella progettazione strutturale
- Capire che cosa cambia veramente con le attuali norme (rispetto a quelle degli anni '90) e cosa invece è solo un aggiustamento formale
- Esaminare le possibili evoluzioni future (testo approvato nel novembre 2014) citata come NTC15
- Riagganciare il "nuovo" modo di procedere con quanto si faceva in passato, mostrando che non ci sono poi tante differenze
- Rassicurare i progettisti strutturali: chi sapeva operare prima è in grado di farlo anche ora

Perché parlare di progettazione?

- Oggi il calcolo delle strutture è fatto mediante appositi programmi
- Chiunque (apparentemente) è in grado di fornire i dati al programma e quindi di "fare il calcolo"
- Ma "fare il calcolo" è diverso da "progettare"
- Per progettare bene occorre comprendere a fondo il comportamento sismico delle strutture e concepire una struttura in grado di comportarsi nel migliore dei modi
- Oggi più che nel passato una buona progettazione può portare anche a vantaggi economici

Progettazione e normativa

- Le norme attuali forniscono indicazioni dettagliate da seguire nella progettazione

Ma questo basta?

- I troppi dettagli della normativa rischiano di far perdere il senso globale della progettazione
- La normativa non può essere applicata alla lettera ma deve essere interpretata
- Per svolgere una buona progettazione occorre conoscenza dei problemi ed esperienza

Progettazione e validazione del progetto

- La normativa espressamente richiede la "validazione del progetto"

"Le norme di cui al cap. 10, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli uffici preposti nonché per la loro verifica e validazione"

Circolare 2/2/2009, punto C10

Validazione del progetto strutturale

- Cosa significa?

Fare la "validazione" di un progetto strutturale vuol dire esprimere un giudizio col quale si afferma la validità (cioè la correttezza) del progetto

Richiede quindi che venga espresso un giudizio motivato di accettazione del progetto

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

NTC15, punto 10.2.1

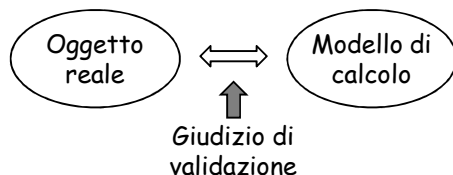
(molto simile a NTC08)

Validazione del progetto strutturale

- Perché è necessaria?

- Oggi il calcolo delle strutture è fatto mediante appositi programmi
- Chiunque (apparentemente) è in grado di fornire i dati al programma e quindi di "fare il calcolo"
- In realtà l'oggetto reale (ad esempio l'edificio) ed il modello di calcolo (la schematizzazione di struttura e carichi, i dati forniti) sono due cose ben diverse
- Non c'è alcuna garanzia che il modello di calcolo sia veramente correlato all'oggetto reale

Validazione del progetto strutturale



Validazione:

- Il modello rappresenta bene l'oggetto reale
- I risultati ottenuti sono plausibili

Ma anche:

- I risultati ottenuti mostrano un buon comportamento dell'oggetto reale

Obiettivi fondamentali della validazione e della relativa relazione

- Comprendere il comportamento della struttura
 - controllare che sia corrispondente a quello che si aspetta
 - cercare di migliorarlo per quanto possibile
- Spiegare qual è il comportamento della struttura
 - preparare una relazione semplice e sintetica che spieghi in che modo è arrivato a questa convinzione
- Consentire controlli specifici di dettaglio
 - organizzare il materiale che si fornisce in modo che possa essere effettivamente usato

Come si esprime il giudizio?

- Il controllo non è un fatto formale
- Esprimere un giudizio richiede il raggiungimento di una convinzione profonda
- Non ha assolutamente senso:
 - che un programma giudichi se stesso (preparando automaticamente una relazione)
 - usare un altro programma per esprimere automaticamente un giudizio di validazione di un progetto

I programmi possono essere utili per mettere in evidenza problemi ("programmi esperti") ma le loro indicazioni possono essere solo strumenti per raggiungere una convinzione

Norme di riferimento indicazioni generali

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09
Bozza NTC 2013
 - Capitolo 1: Oggetto
 - Capitolo 2: Sicurezza e prestazioni attese
 - Capitolo 3: Azioni sulle costruzioni
- EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991 (Eurocodice 1): Azioni sulle strutture

Norme di riferimento cemento armato

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09
Bozza NTC 2013
 - Capitolo 4, par. 1: Costruzioni di calcestruzzo
 - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale
- EN 1992 (Eurocodice 2), parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici

Norme di riferimento sismica

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09
Bozza NTC 2013
 - Capitolo 3, par. 2: Azione sismica
 - Capitolo 7: Progettazione per azioni sismiche
 - Capitolo 10: Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo
- O.P.C.M. 3431, Allegato 2: Edifici
- EN 1998 (Eurocodice 8), parte 1: Regole generali, azione sismica e regole per edifici

Normativa e progettazione Spunti di riflessione (1)

Ieri: Norme molto carenti,
non sufficientemente sicure

Oggi: Norme molto più dettagliate e precise

Luogo comune

Ieri: Alle norme si affiancavano
principi di buona progettazione
che le rendevano più efficaci

Realtà

Oggi: La complessità delle norme può
portare a errori che annullano
la loro maggior precisione

Normativa e progettazione Spunti di riflessione (2)

Ieri: DM 9/1/96 e DM 16/1/96,
poche decine di pagine

Oggi: centinaia, anzi migliaia di
pagine

Si, ma ...

Principi

- obiettivi da raggiungere,
obbligatori

... occorre
distinguere

Regole applicative

- come farlo, consigli
autorevoli ma non obbligatori

Principi e regole applicative Un cambio radicale di mentalità

Ieri: normativa cogente, prescrittiva
- tutte regole da applicare

Oggi: impostazione prestazionale

- è obbligatorio raggiungere gli obiettivi, cioè
seguire i principi
- per farlo, si possono seguire regole applicative
diverse da quelle indicate nella normativa
(ma nella relazione bisogna spiegarlo)

Principi e regole applicative Come distinguerli?

1. Fare riferimento agli Eurocodici
(lì la distinzione è chiara)
2. Confrontare le diverse versioni delle norme,
dal 2003 a oggi
(quello che di volta in volta è cambiato è
sicuramente una regola applicativa)
3. Fare riferimento a indicazioni autorevoli
(libri, articoli scientifici)
4. Affidarsi al proprio buon senso

Principi e regole applicative

La normativa è perfetta?

- Nel testo della normativa ci sono alcuni errori facilmente individuabili (ad esempio riferimenti incrociati chiaramente sbagliati)
- Nel testo della normativa ci sono punti ambigui che potrebbero portare ad interpretazioni sbagliate
- Nel testo della normativa ci sono regole applicative discutibili (e mancano richiami bibliografici per chiarirle)

Ma tutto questo riguarda le regole applicative, non i principi generali

Normativa e progettazione

Spunti di riflessione (3)

Ieri: metodo delle tensioni ammissibili (TA)

Oggi: metodo degli stati limite (SLU) Apparenza

La verifica SLU è più facile di quella TA e fornisce risultati non molto diversi Sostanza

La vera differenza è nel diverso peso relativo di carichi verticali ed azione sismica

Normativa e progettazione

Spunti di riflessione (4)

Ieri: poche condizioni di carico $q \pm F$

Oggi: numero enorme di condizioni di carico Apparenza

Per una struttura ben concepita l'incremento di sollecitazioni è modesto Sostanza

L'esame dei risultati dei singoli schemi base fornisce indicazioni utili

Normativa e progettazione

Spunti di riflessione (5)

Ieri: indicazioni quasi nulle sui dettagli costruttivi

Oggi: indicazioni molto gravose Sì, ma ...

Elementi principali
- essenziali per il sisma
- per questi occorrono accorgimenti particolari ... occorre distinguere

Elementi secondari
- irrilevanti per il sisma
- non occorrono accorgimenti

Elementi principali e secondari

Pensiamo a ciò che serve veramente

- Individuare quali elementi sono principali, cioè servono realmente a portare l'azione sismica

Come dimostrare che alcuni elementi sono secondari?

- se necessario, ripetere il calcolo senza questi elementi; confrontare i risultati (gli elementi sono secondari se sostanzialmente non cambia niente)
- Applicare con rigore i criteri antisismici (gerarchia delle resistenze, minimi di armature, ecc.) solo agli elementi principali
 - per quelli secondari, applicarli in maniera blanda

Normativa e progettazione

Spunti di riflessione (6)

Ieri: calcolo abbastanza semplice, alla portata di tutti

Oggi: calcolo troppo complesso, impossibile senza un programma di calcolo Slogan dei produttori di software

Il programma di calcolo è essenziale oggi come ieri In realtà

Il capitolo 10 della norma richiede espressamente "semplici calcoli, anche di larga massima ... adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento"

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

2 - Terremoti e norma sismica

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

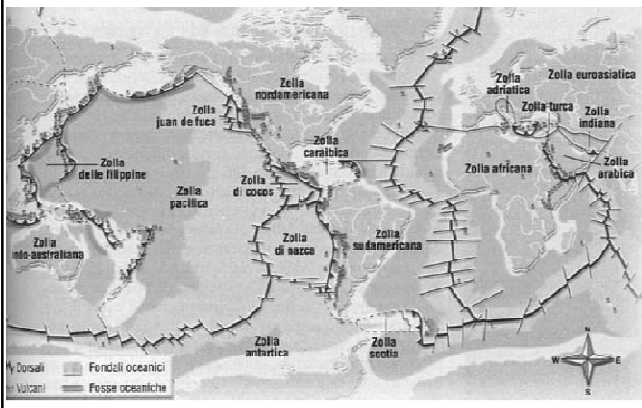
I terremoti

Cosa sono?

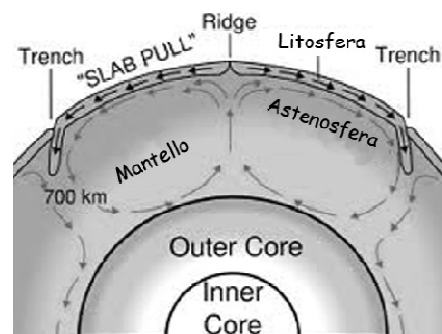
Quali effetti producono?

Qual è l'obiettivo della
progettazione antisismica?

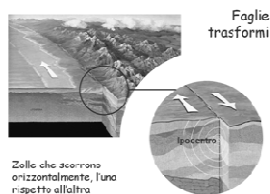
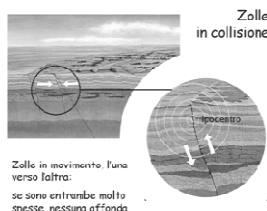
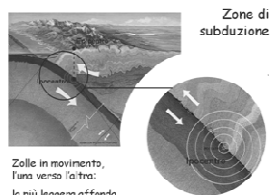
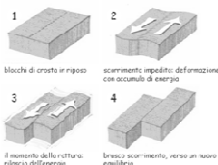
Zolle crostali, vulcani e terremoti



Moti convettivi nel mantello e movimento delle zolle



Il meccanismo che scatena un terremoto: scorrimento lungo una faglia



Onde sismiche

L'energia liberata dal sisma si propaga in onde

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

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

Registrazione di un evento sismico

Si fa riferimento all'accelerogramma, che diagramma l'accelerazione in funzione del tempo

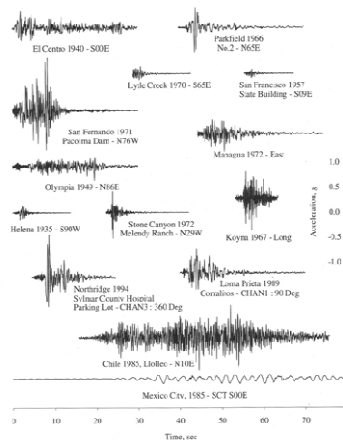


Primo parametro di interesse: accelerazione massima

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

Misura dell'intensità sismica

Magnitudo (Richter, 1935)

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

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

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

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

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

I terremoti

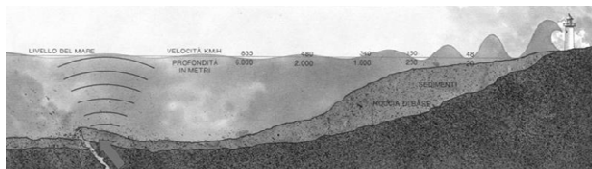
Cosa sono?

Quali effetti producono?

⇒ Particolare attenzione a ...

Qual è l'obiettivo della progettazione antisismica?

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

Tsunami



Tsunami

Commenti:

- È impossibile garantire la sicurezza delle costruzioni e la salvaguardia della vita
- È indispensabile la prevenzione, ovvero:
 - Evitare costruzioni in zone litoranee a rischio di maremoto
 - Creare sistemi di allarme e piani di evacuazione che consentano di mettere in salvo le persone

Scorrimenti della faglia



Scorrimenti della faglia

Commenti:

- Non si devono realizzare costruzioni in zone poste in prossimità di faglie
- Rimane comunque il problema per le opere di comunicazione (strade, ferrovie) che sono costrette ad attraversare zone di faglia

Movimenti della faglia, smottamenti del terreno, frane



Cedimenti del terreno



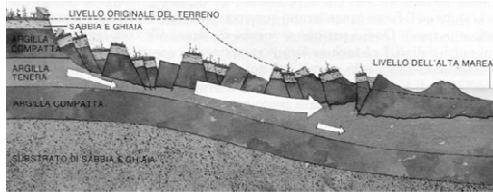
Smottamenti del terreno, frane

Commenti:

- Occorre conoscere bene il rischio di frane nel territorio in cui si costruisce
- Dovrebbero essere gli enti pubblici (comuni, ecc.) ad individuare nel piano regolatore le zone a rischio di frana e considerarle non edificabili
- In ogni caso, il progettista deve curare particolarmente le fondazioni, per evitare la possibilità di movimenti relativi tra i punti alla base dell'edificio



Liquefazione
di strati
sotterranei



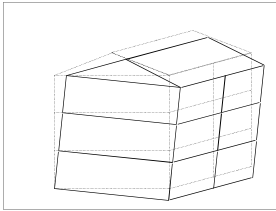
1964 - Alaska



Liquefazione del terreno

1999 - Turchia

Liquefazione del
terreno



1999 - Turchia



Liquefazione del terreno



1999 - Turchia

Liquefazione del terreno

Commenti:

- Occorre evitare di costruire in zone in cui si può avere liquefazione di strati sotterranei, perché questo può provocare spostamenti nel terreno non sostenibili
- In presenza di strati superficiali suscettibili di liquefazione è necessario realizzare fondazioni profonde, che si ancorino in un suolo che non dà questi problemi

I terremoti

Cosa sono?

Quali effetti producono?

Accelerazione
sismica
medio-bassa
Basso periodo
di ritorno

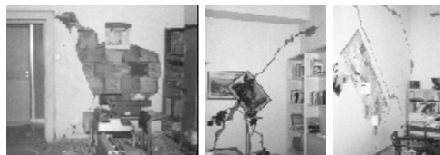
Qual è l'obiettivo della
progettazione antisismica?

Ribaltamento di mobili

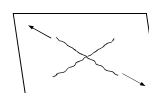
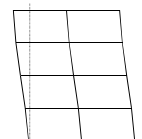


23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi

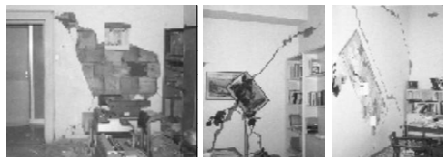


Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

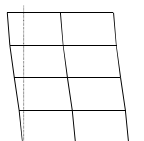


23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria



oppure distacco
dei tramezzi dagli
elementi strutturali

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Espulsione delle pareti di tamponamento per azioni ortogonali al loro piano



1999 - Turchia

Espulsione delle pareti di tamponamento



1994 - Northridge

Altre conseguenze dei terremoti



Incendi

Rottura delle
condotte idriche



1906 - San Francisco

Terremoti di intensità medio-bassa con basso periodo di ritorno

Commenti:

- I danni a tramezzature e tamponature, anche se facilmente riparabili, hanno un costo notevole e possono causare lunghi periodi di inutilizzabilità di un edificio
- Il crollo di tramezzature e tamponature o di mobili può causare perdite di vite umane
- La rottura di impianti può causare grossi danni



Occorre tener conto di questo nella progettazione

I terremoti

Cosa sono?

Quali effetti producono?

⇒
Accelerazione
sismica
elevata
Alto periodo
di ritorno

Qual è l'obiettivo della
progettazione antisismica?

Danno agli elementi strutturali



2002 – Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni e difetti costruttivi



2002 – Santa Venerina

foto G. Gaeta

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

Danni e difetti costruttivi ...

foto A. Ghersi



S. Angelo dei Lombardi,
edificio in costruzione



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

... possono portare a meccanismi di piano



1999 – Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



1999 – Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



1999 – Turchia

Fino al crollo totale ...
Così, possono essere gli edifici
a investire le automobili



1994 – Northridge

Meccanismi di piano - crollo totale, con traslazione degli impalcati

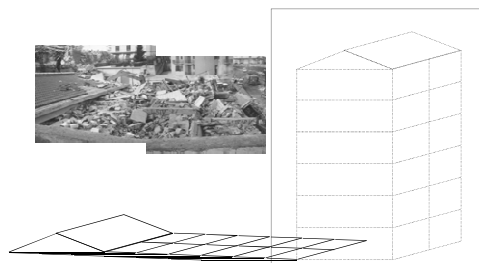
S. Angelo dei Lombardi,
edificio 1



foto A. Ghersi

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Crollo totale, con traslazione degli impalcati



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi Edificio 2



foto A. Ghersi

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



foto A. Ghersi



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



foto A. Ghersi



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Il meccanismo di piano è facilitato da difetti locali ...



foto A. Ghersi

S. Angelo dei Lombardi
edificio 2

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

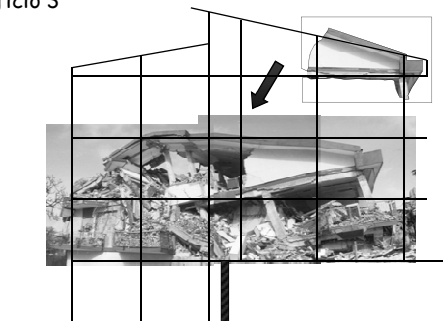
S. Angelo dei Lombardi Edificio 3



foto A. Ghersi

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi
edificio 3



S. Angelo dei Lombardi - edificio 3



23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

foto A. Gherzi

Crollo totale - tipico (pilastri scadenti)



1999 - Turchia

Crollo totale - pilastri di ottima fattura



1994 - Northridge

Crollo totale



1994 - Northridge

Oppure ...



Espulsione di blocchi di
calcestruzzo
Scorrimento
lungo la lesione

2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta





1999 – Turchia

... con risultati fatali



foto A. Ghersi



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Perdita del piano inferiore

Lioni,
edificio del Banco di Napoli



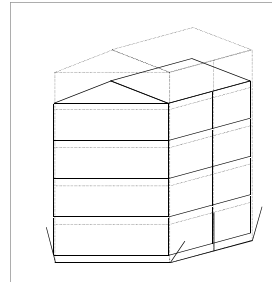
foto A. Ghersi



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

foto A. Ghersi

Lioni,
edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata



foto A. Ghersi

Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata



foto A. Ghersi

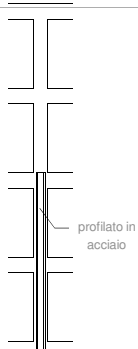
Perdita del piano inferiore



1995 – Kobe



Perdita di un piano intermedio



1995 - Kobe

Perdita di un piano intermedio

possibili effetti torsionali
in pianta



1995 - Kobe

Terremoti di intensità elevata con alto periodo di ritorno

Commenti:

- Evitare danni alle strutture sarebbe troppo costoso e quindi non conviene economicamente
- Bisogna però evitare il crollo e la perdita di vite umane



Occorre tener conto di questo nella progettazione
e nella realizzazione dell'opera

I terremoti

Cosa sono?

Quali effetti producono?

Qual è l'obiettivo della
progettazione antisismica?

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

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

Eventi sismici, classificazione sismica e indicazioni della normativa

La normativa sismica si è evoluta nel tempo, quasi
sempre con nuove norme emesse subito dopo un
forte evento sismico

Evento sismico



Nuova classificazione delle zone sismiche



Nuova norme sismiche

Prime norme sismiche in Italia

Fine '700 ed '800:

Norme che fornivano prescrizioni costruttive e
limitazioni all'altezza degli edifici

C1

Problematica

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

Classificazione sismica e normativa 1909

Terremoto: Messina (1908)
80000 morti e 600 miliardi di lire (di allora) di danni

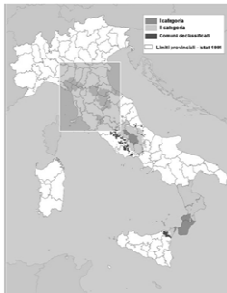


R.D. 18 aprile 1909, n.193
Impone di tener conto, nei
calcoli di resistenza delle
costruzioni, di "azioni
dinamiche dovute al moto
sismico ondulatorio,
rappresentandole con
accelerazioni applicate alle
masse del fabbricato"

C1

Classificazione sismica e normativa 1916-1927

Terremoti: Alto Adriatico, Riminese (1916), Val Tiberina (1917)
Appennino Romagnolo (1918), Mugello, Toscana
meridionale (1919), Garfagnana (1920)



Decreto Legge n. 1526/1916
Regio Decreto n. 2089/1924
Regio Decreto n. 431/1927



Viene introdotta la zona
sismica di seconda categoria

Classificazione sismica e normativa 1930-1935

Terremoti: Irpinia, Marche settentrionali (1930), Monte Baldo
(1932), Maiella (1933)



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

C1

Classificazione sismica e normativa 1962-1975

Terremoti: Monti Nebrodi (1967), Valle del Belice (1968),
Tuscania (1971)



Legge n. 64/1974

D.M. 3 marzo 1975

Le forze corrispondono ad una
accelerazione crescente col piano
Introduce un "coefficiente
di struttura"
Consente l'analisi dinamica
(modale)

Classificazione sismica e normativa 1962-1975

Terremoti: Monti Nebrodi (1967), Valle del Belice (1968),
Tuscania (1971)



Legge n. 64/1974

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)

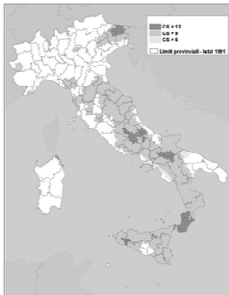
Bisogna tener conto del differente
comportamento delle strutture
oltre il limite elastico

C2

C2

Classificazione sismica e normativa 1976-1996

Terremoti: Friuli (1976), Calabria meridionale, golfo di Patti
(1978), Valnerina (1979), Irpinia-Basilicata (1980)



D.M. 3 giugno 1981 n. 515

Viene introdotta la zona sismica
di terza categoria

D.M. 2 luglio 1981, n. 593

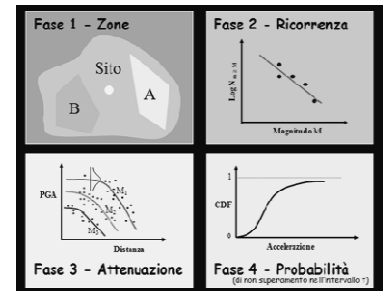
Fornisce indicazioni per
riparazione e rafforzamento
di edifici danneggiati dal sisma
del 1980

Introduce il calcolo anche per
gli edifici in muratura

Evoluzione della classificazione sismica anni finali del '900

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

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



Evoluzione della classificazione sismica anni finali del '900

Valutazione probabilistica dell'intensità dei terremoti

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

oppure

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

Esempio: periodo di ritorno di 475 anni

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

È fornita dalla relazione:

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

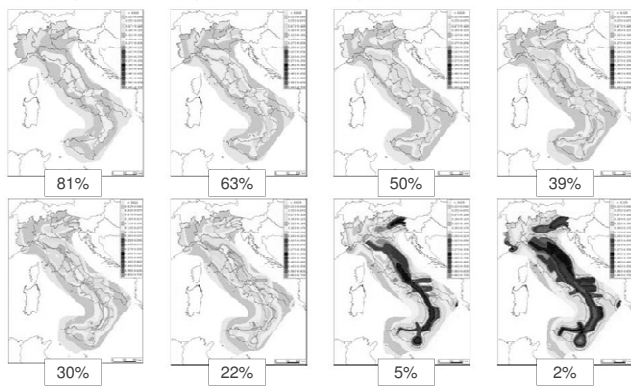
Esempio:

probabilità di superamento del 10% in 50 anni

Il periodo di ritorno è:

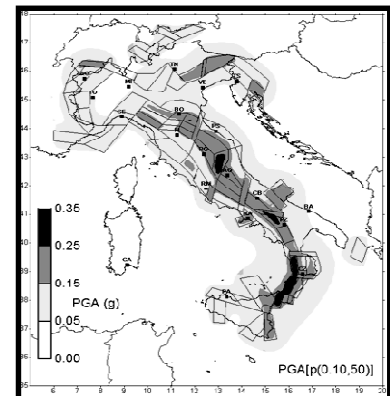
$$T_r = -\frac{50}{\ln(1 - 0.10)} = 474.6 \approx 475 \text{ anni}$$

Carte di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni

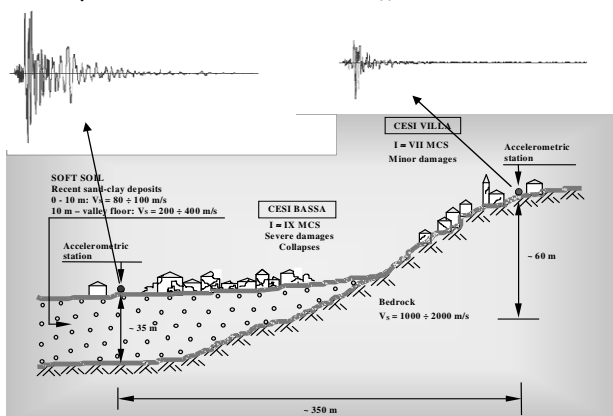


Analisi di pericolosità

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



Influenza del terreno e microzonazione



Anni finali del '900, Italia

D.M. 24 gennaio 1986

Introduce un "coefficiente di importanza" →

C3

Problematica

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

C3

D.M. 16 gennaio 1996

Consente la verifica col metodo degli stati limite

Introduce limiti agli spostamenti di interpiano →

D

Problematica

Per terremoti con basso periodo di ritorno: poiché questi avvengono con frequenza, è importante evitare danni eccessivi ed interruzioni troppo lunghe dell'uso

D

Anni finali del '900, Stati Uniti

Norme americane FEMA

Introducono il concetto di "Performance based design" "

cioè

prestazione richiesta per un assegnato terremoto →

P

Problematica

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

P

Classificazione sismica e normativa 1997-2003

Terremoti: Umbro-Marchigiano 1997, zona etnea (Santa Venerina) 2001, Molise (San Giuliano di Puglia) 2002

Dal 2003 partono una serie di norme, che modificano radicalmente il panorama normativo

Inizio del XXI secolo, 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

Oggi

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

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

Bozza Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC15)
Piccoli aggiustamenti, senza variazioni rilevanti
Cambiano alcuni termini molto usati

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

Stato Limite di Danno - SLD

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

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

Livelli di prestazione

Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite Ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV

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

Stato Limite di prevenzione del Collasso - SLC

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

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

Livelli di intensità sismica

Sono legati alla "vita di riferimento" V_R della struttura

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

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1 * Per $V_R = 50$ anni

Accelerazione di picco

L'intensità sismica è espressa come accelerazione di picco (PGA, peak ground acceleration)

L'accelerazione di picco dipende da:

- Sito (collocazione geografica, tipo di terreno, ecc.)
- Periodo di ritorno dell'evento che interessa

Vita di riferimento V_R

L'intensità sismica è definita in funzione del periodo di ritorno T_r del sisma, che è legato alla vita di riferimento.

La vita di riferimento 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 provvisoriati - Strutture in fase costruttiva	≤ 10 anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100 anni

NTC08, punto 2.4.1

NTC15, punto 2.4.1

Classe d'uso

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

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

NTC08, punto 2.4.2

NTC15, punto 2.4.2

Vita di riferimento V_R

Dipende da:

- Vita nominale V_N
- Classe d'uso

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

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

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

Periodo di riferimento V_R per l'azione sismica

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

Esempio: edificio per abitazione di nuova realizzazione

Opera ordinaria

Normale affollamento

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

NTC08, punto 3.2.1

NTC15, punto 3.2.1

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

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

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 $a_g \approx 0.25 \times \sqrt{1.5} = 1.22 \times 0.25 g$
 - Per classe d'uso IV (edifici strategici) $C_U = 2$ quindi $a_g \approx 0.25 \times \sqrt{2} = 1.41 \times 0.25 g$

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

- 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

Normativa europea considerazioni

L'Eurocodice 8 prevede solo due requisiti:

- Requisito di non-collasso
 - Equivale a SLV
 - È riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ovvero a un periodo di ritorno di 475 anni
- Requisito di limitazione del danno
 - Equivale a SLD
 - È riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 10 anni, ovvero a un periodo di ritorno di 95 anni

La differenziazione in base all'uso viene fatta mediante il coefficiente di importanza γ_I

EC8, punto 2.1

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

3 - Risposta elastica e spettri di risposta elastica

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

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

Risposta sismica

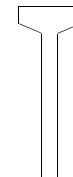
Schemi a un grado di libertà
in campo elastico

Struttura a un grado di libertà

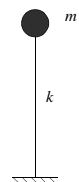
Serbatoio pensile



Foto



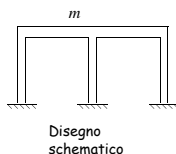
Disegno
schematico



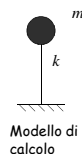
Modello
di calcolo

Struttura a un grado di libertà

Telaio monopiano



Disegno
schematico



Modello di
calcolo

Oscillazioni libere

Esempio: altalena



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

Oscillazioni libere

Esempio: altalena



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

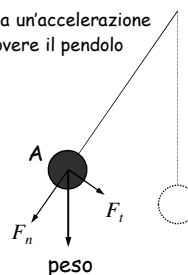


Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

F_n assorbita dall'asta del pendolo

F_t che provoca un'accelerazione che fa muovere il pendolo

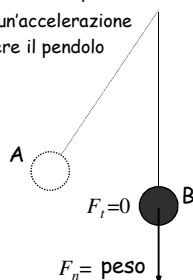


Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

F_n assorbita dall'asta del pendolo

F_t che provoca un'accelerazione che fa muovere il pendolo

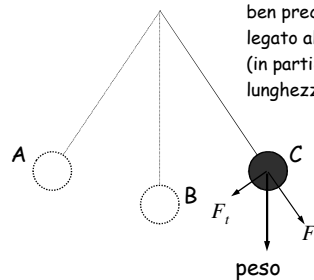


B) In questa posizione la velocità è massima (quando inizia a risalire rallenta) ma l'accelerazione è nulla perché $F_t = 0$



Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

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



Oscillazioni libere telaio monopiano



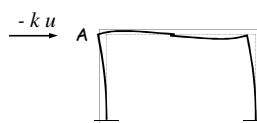
A) Per deformare il telaio in questa posizione occorre applicare una forza F , uguale ed opposta alla forza elastica che tende a riportare il telaio alla posizione indeformata (forza di richiamo elastico).

Equilibrio statico

$$F = k u$$



Oscillazioni libere telaio monopiano



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

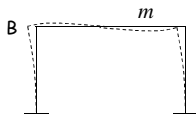
Equilibrio dinamico

$$-k u = m a$$

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



Oscillazioni libere telaio monopiano



Equazione del moto:

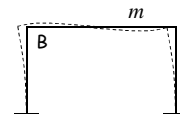
$$m \ddot{u} + k u = 0$$

equilibrio dinamico

L'equazione differenziale può essere risolta analiticamente.

La soluzione è una funzione trigonometrica (seno, coseno)

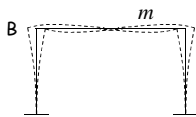
Oscillazioni libere telaio monopiano



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

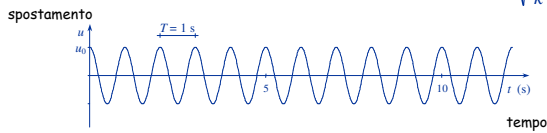


Oscillazioni libere telaio monopiano

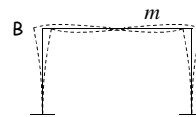


Il telaio oscilla con un periodo ben preciso, legato alla massa ed alla rigidità del telaio

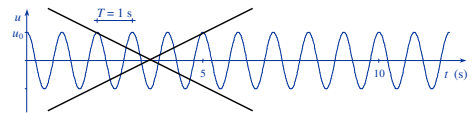
$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$



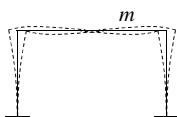
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



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



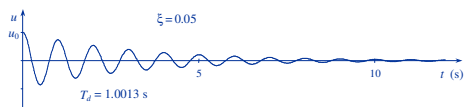
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



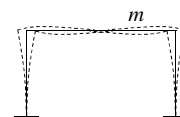
Equazione del moto:

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

Lo smorzamento è legato alla variazione di spostamento (velocità)



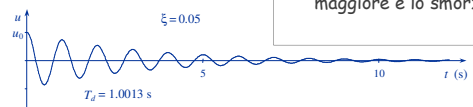
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



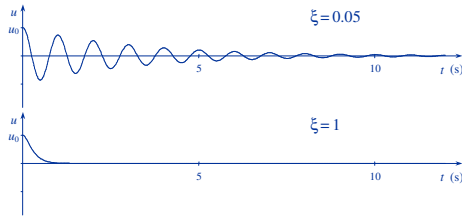
Equazione del moto:

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

L'ampiezza del moto si riduce tanto più rapidamente quanto maggiore è lo smorzamento



Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



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

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

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

Smorzamento - negli edifici

Dipende da:

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

Edifici in cemento armato, con tramezzi in muratura:

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

Edifici in acciaio, con tramezzatura leggera:

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

Edifici isolati alla base, con isolatori in gomma:

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

Oscillazioni forzate

Esempio: altalena



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

Oscillazioni forzate telaio monopiano

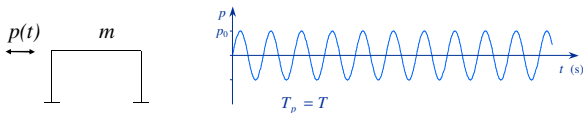
Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t)$$

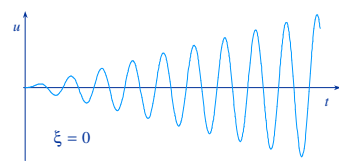
Nell'equazione del moto compare un nuovo termine (l'azione forzante)

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

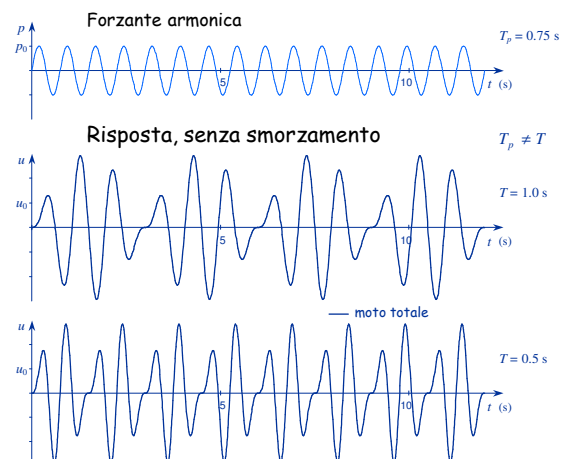
Oscillazioni forzate telaio monopiano, forzante armonica (periodica)

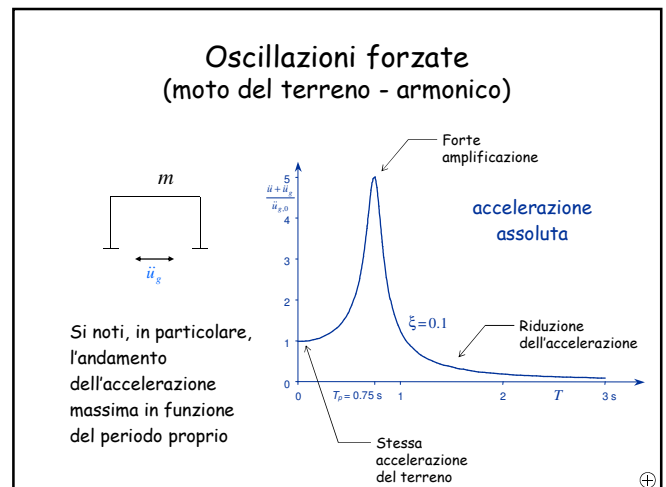
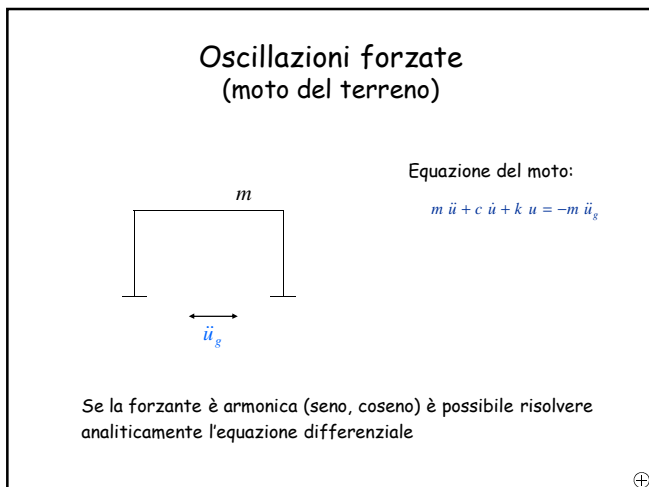
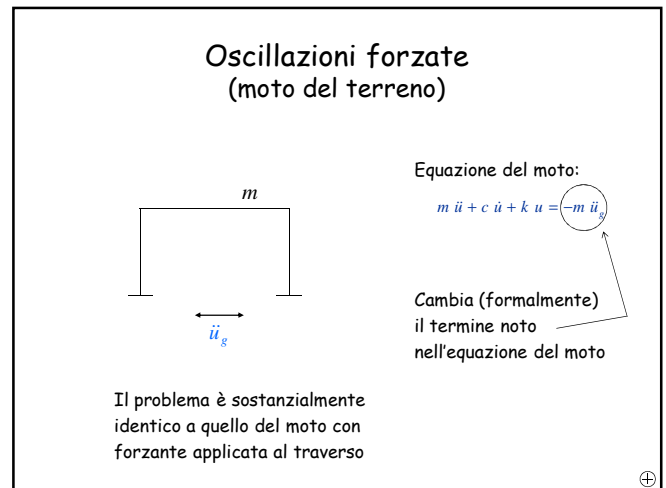
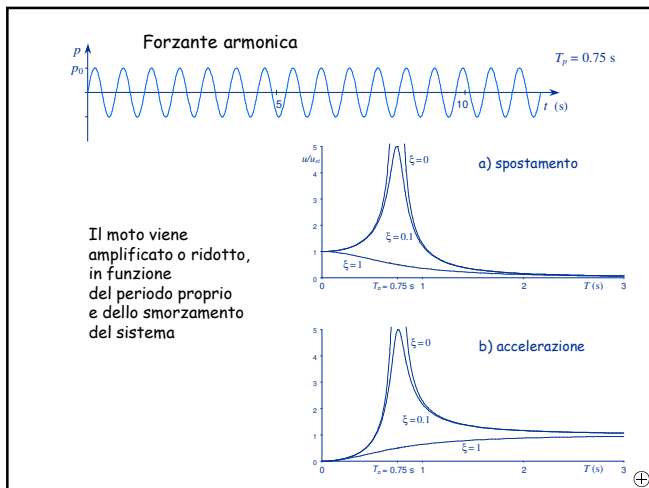
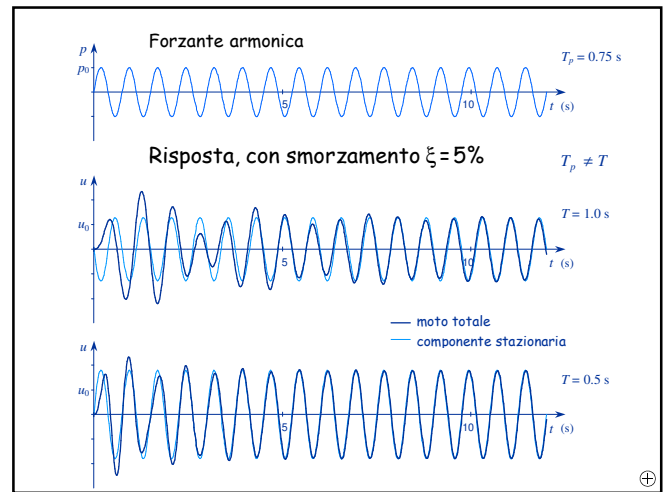
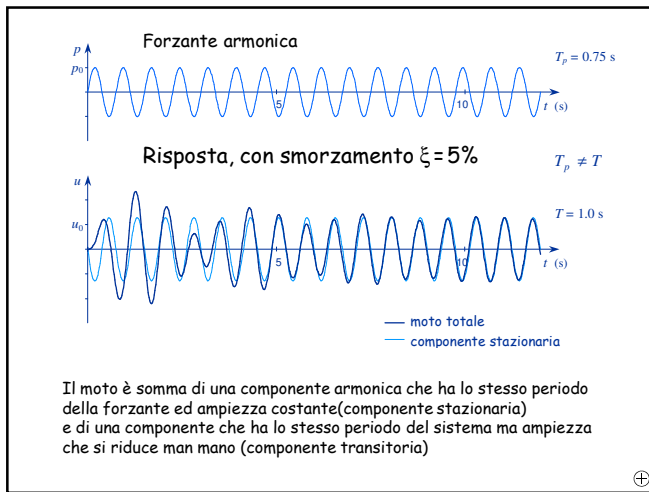


Se il periodo della forzante coincide con quello del sistema, in assenza di smorzamento il moto si amplifica sempre più

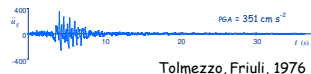
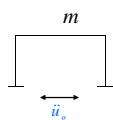


risonanza





Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

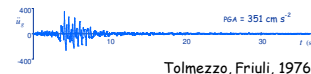
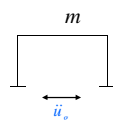


Input sismico: accelerogramma

Equazione del moto:

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

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

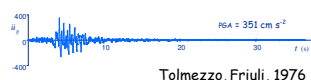
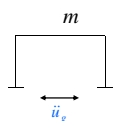


È possibile determinare numericamente la risposta ad un accelerogramma

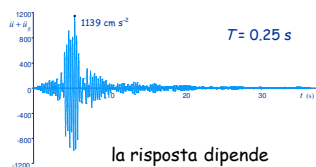
Noti i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} in un certo istante t_1 ed il valore di \ddot{u}_g tra t_1 e $t_1 + \Delta t$ si possono ricavare i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} nell'istante $t_1 + \Delta t$

Si ottiene la risposta nel tempo (time history)

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

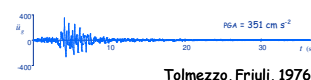
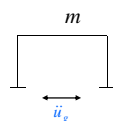


È possibile determinare numericamente la risposta ad un accelerogramma

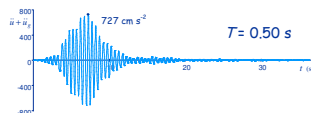


la risposta dipende dal periodo T dell'oscillatore

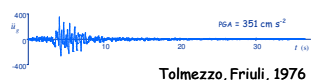
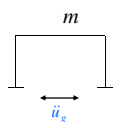
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



Cambiando il periodo dell'oscillatore, cambia la risposta



Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

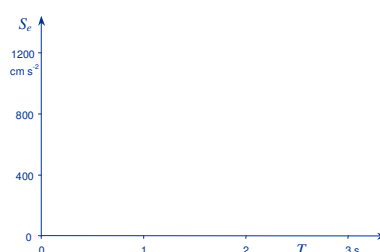


Cambiando il periodo dell'oscillatore, cambia la risposta



Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

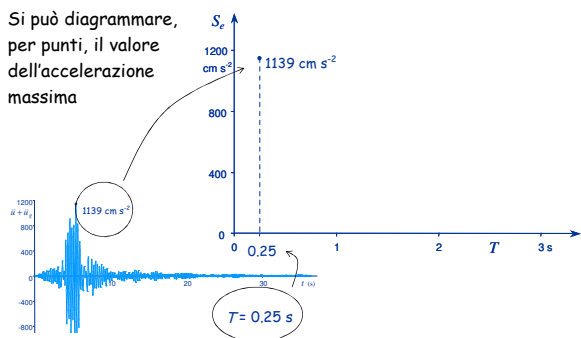
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima per schemi con periodo diverso



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

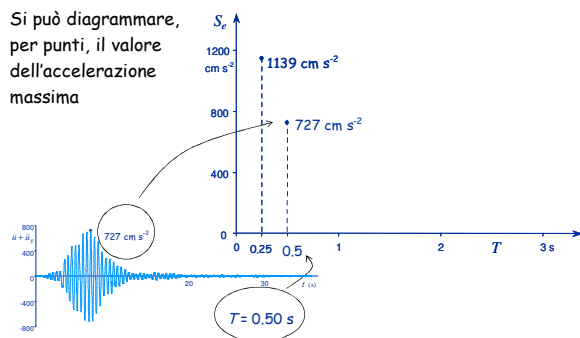
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



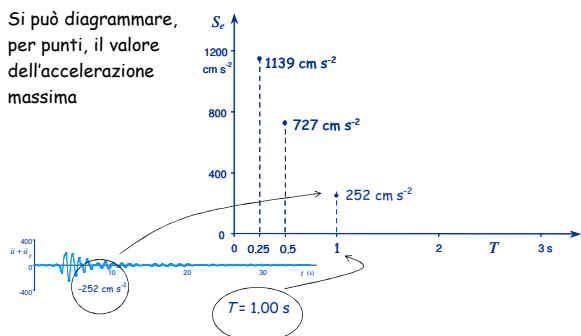
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



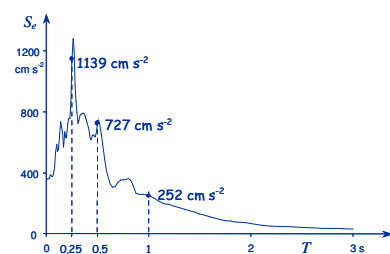
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



Oscillazioni forzate Spettro di risposta

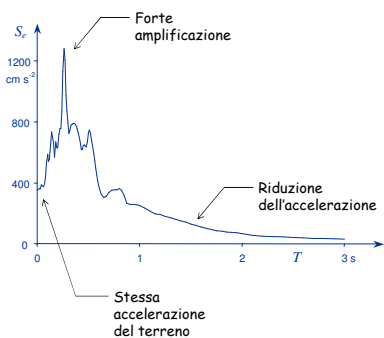
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



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

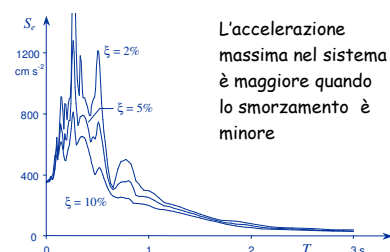
Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

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



Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

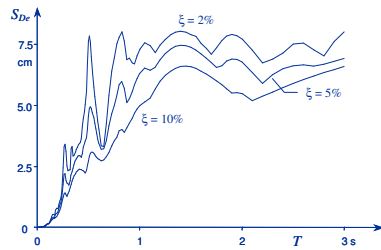
Al variare dello smorzamento si ottengono diverse curve



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

Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

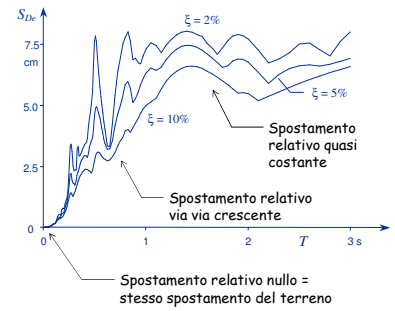
Allo stesso modo si può diagrammare lo spostamento relativo massimo in funzione del periodo



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

Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

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



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

Oscillazioni forzate Spettri di risposta (accelerazione-spostamento)

Nota:

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

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

Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

Equazione del moto:

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

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

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

Si ha allora:

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

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

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



Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

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

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

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

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

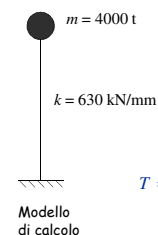
consente di passare dai valori massimi dello spostamento a quelli massimi dell'accelerazione assoluta, e viceversa



A cosa servono gli spettri?



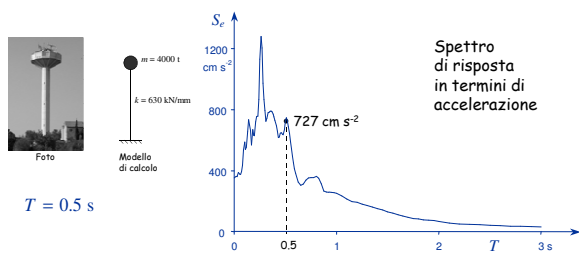
Foto



Conoscendo massa e rigidezza possiamo determinare il periodo proprio

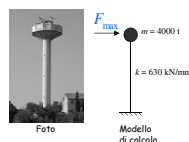
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{4000 \times 10^3}{630 \times 10^6}} = 0.5 \text{ s}$$

A cosa servono gli spettri?



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

A cosa servono gli spettri?



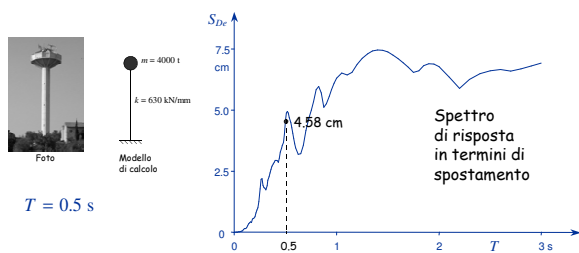
Ma dall'accelerazione possiamo ricavare anche la massima forza d'inerzia

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

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

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

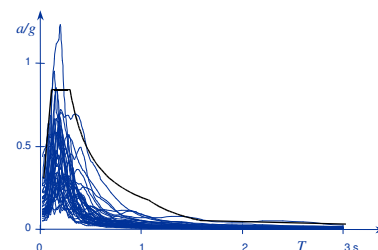
A cosa servono gli spettri?



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

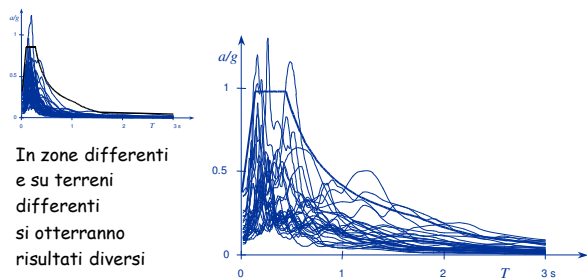
Spettri di risposta

L'analisi di oscillatori semplici può essere ripetuta per diversi accelerogrammi (con un assegnato smorzamento)



Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

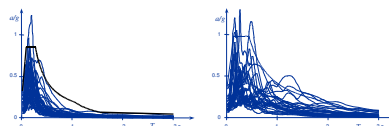
Spettri di risposta



In zone differenti e su terreni differenti si otterranno risultati diversi

Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

Spettri di risposta

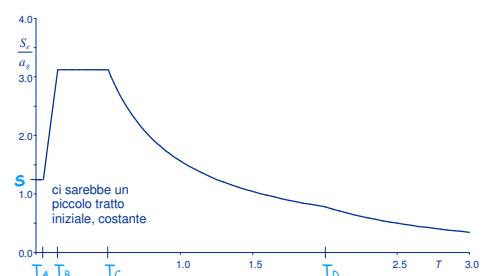


In zone differenti e su terreni differenti si otterranno risultati diversi

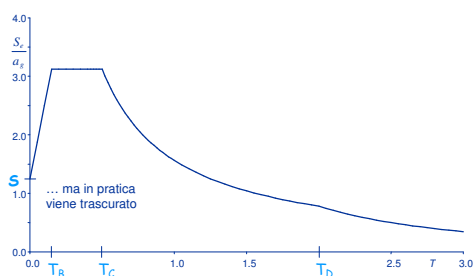
La normativa fornisce quindi spettri di risposta differenziati in funzione delle caratteristiche del suolo e della zona in cui è ubicata la struttura

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

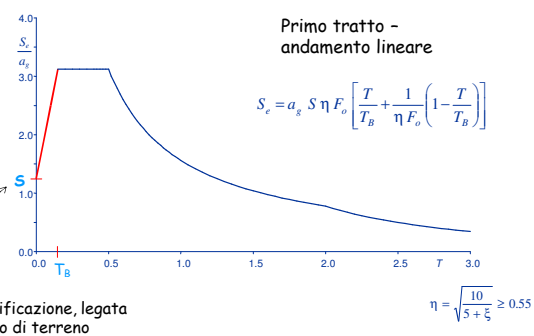
Forma generale degli spettri di risposta elastica



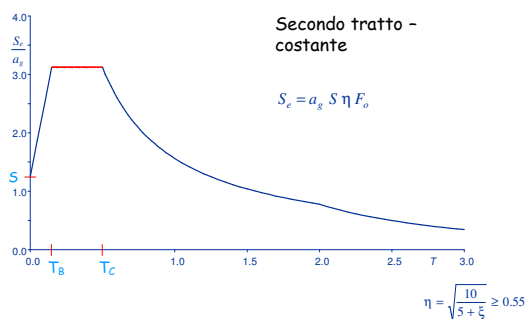
Forma generale degli spettri di risposta elastica



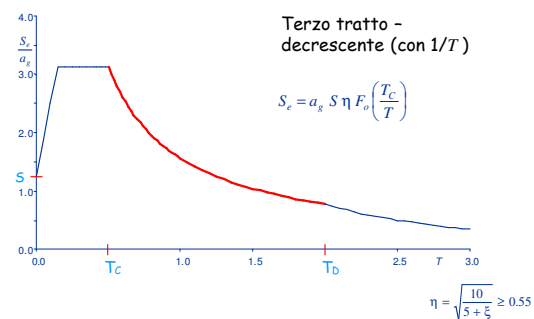
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



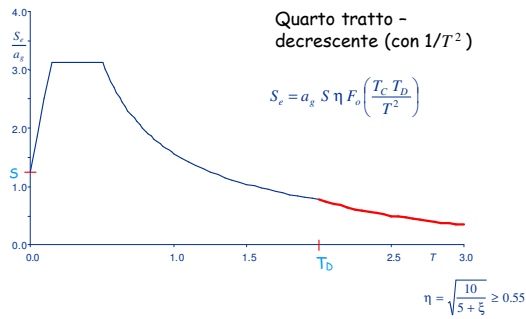
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali

Per definire uno spettro di risposta elastico occorre indicare i parametri

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

S T_B T_C T_D si ricavano a partire dai tre parametri

$$a_g \quad F_0 \quad T_C^*$$

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

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

NTC08

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

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

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

NTC08, punto 3.2.2

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

NTC08

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

NTC15

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

NTC08, punto 3.2.2

NTC15, punto 3.2.2

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

Confronto NTC08 - NTC13

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

$$V_{s,eq}$$

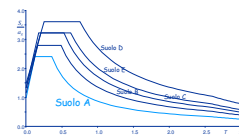
Velocità media di propagazione delle onde di taglio negli H m superiori del suolo

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

NTC08, punto 3.2.2

NTC15, punto 3.2.2

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo A

Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

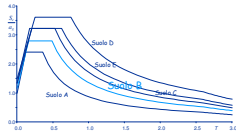
$$V_{s30} > 800 \text{ m/s}$$

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

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

$$S = 1 \quad T_B = 0.15 \text{ s} \quad T_C = 0.4 \text{ s} \quad T_D = 2.5 \text{ s}$$

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



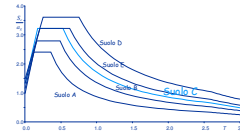
Suolo B

Rocce tenere, depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità
 $360 \text{ m/s} < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno
 $S = 1.20 \quad T_B = 0.15 \text{ s} \quad T_C = 0.5 \text{ s}$

Per NTC08 anche:
 Resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$
 Coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



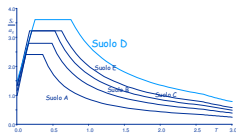
Suolo C

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità
 $180 \text{ m/s} < V_{S30} < 360 \text{ m/s}$

Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno
 $S = 1.30 \quad T_B = 0.15 \text{ s} \quad T_C = 0.5 \text{ s}$

Per NTC08 anche:
 Resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$
 Coesione non drenata $70 < c_u < 250 \text{ kPa}$

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



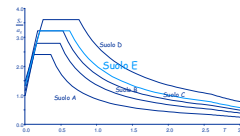
Suolo D

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità
 $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$

$S = 1.45 \quad T_B = 0.25 \text{ s} \quad T_C = 0.8 \text{ s}$
 Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

Per NTC08 anche:
 Resistenza penetrometrica $N_{SPT} < 15$
 Coesione non drenata $c_u < 70 \text{ kPa}$

Classificazione dei suoli e spettri di risposta



Suolo E

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

$S = 1.30 \quad T_B = 0.2 \text{ s} \quad T_C = 0.6 \text{ s}$
 Valori orientativi per terremoti con alto periodo di ritorno

NTC15
 profondità del substrato non superiore a 30 m

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

Classificazione dei suoli e spettri di risposta

Suolo S1

Depositi con strato di almeno 10 m di argille di bassa consistenza ed elevato indice di plasticità e contenuto di acqua
 $V_{S30} < 100 \text{ m/s}$
 Coesione non drenata $10 < c_u < 20 \text{ kPa}$

Suolo S2

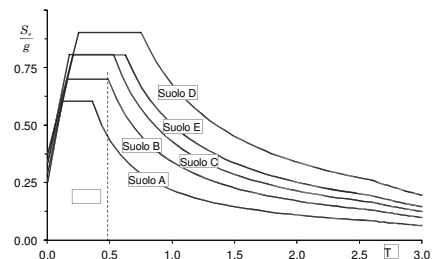
Depositi di terreni soggetti a liquefazione

I suoli S1 e S2 non esistono più nelle NTC15

Per questi tipi di terreno occorrono studi speciali

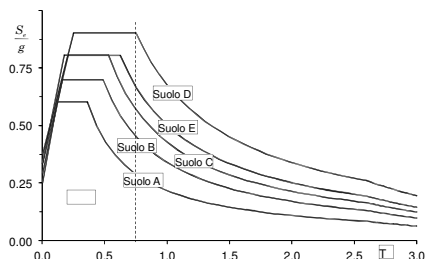
Considerazione sugli spettri

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



Considerazione sugli spettri

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



Classificazione sismica oggi (NTC 08)

La normativa fornisce a_g , F_o , T_c^*

A che servono?

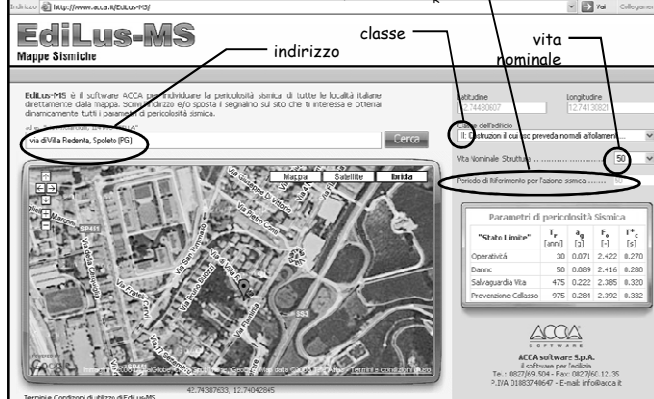
- consentono di definire lo spettro di risposta

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

Serve veramente tutta questa precisione?

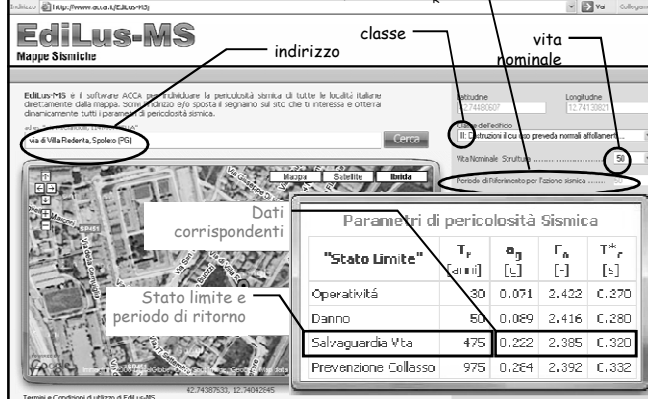
Determinazione dei dati sismici

Periodo di riferimento V_R



Determinazione dei dati sismici

Periodo di riferimento V_R



Spettri di risposta NTC08 S - amplificazione dovuta al terreno

- Dipende da

S_S - Categoria di sottosuolo

S_T - Categoria topografica

$$S = S_S \times S_T$$

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

Intervengono anche F_o e a_g

Vedere foglio Excel "Spettri" per applicazioni

Spettri di risposta NTC08 S - amplificazione dovuta al terreno

- Dipende da

S_S - Categoria di sottosuolo

S_T - Categoria topografica

$$S = S_S \times S_T$$

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	---	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Spettri di risposta NTC08

T_B, T_C, T_D - periodi

- T_C dipende dal suolo e da T_C^*

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

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

Vedere foglio Excel "Spettri" per applicazioni

Spettri di risposta NTC08

T_B, T_C, T_D - periodi

- T_C dipende dal suolo e da T_C^*

- T_B dipende da T_C $T_B = T_C / 3$

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

Vedere foglio Excel "Spettri" per applicazioni

Spettri di risposta NTC 08

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

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

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

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

Spettri di risposta NTC 08

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

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

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

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

Spettri di risposta NTC08

accelerazioni verticali

- Lo spettro ha la stessa forma, cambiano i parametri

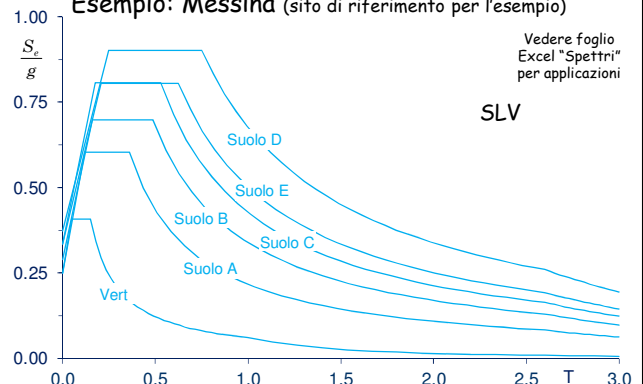
Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.05	0.15	1.00

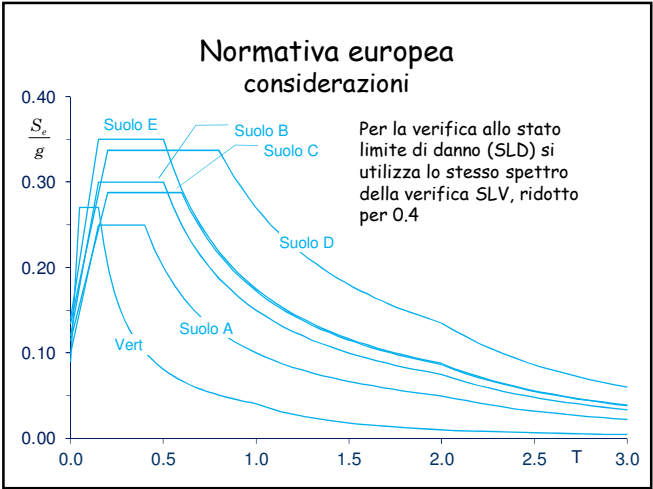
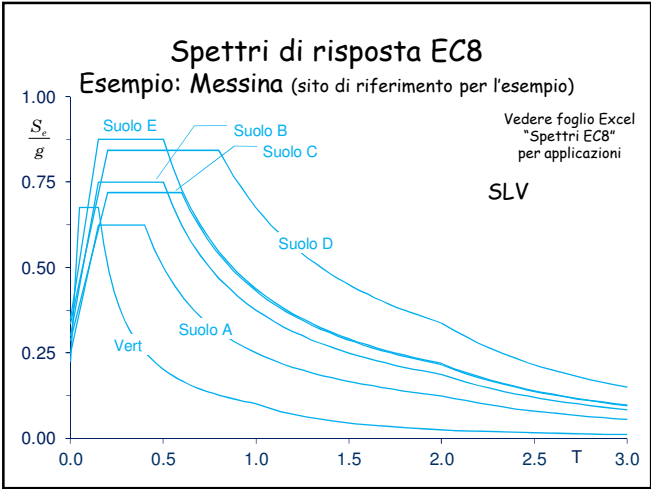
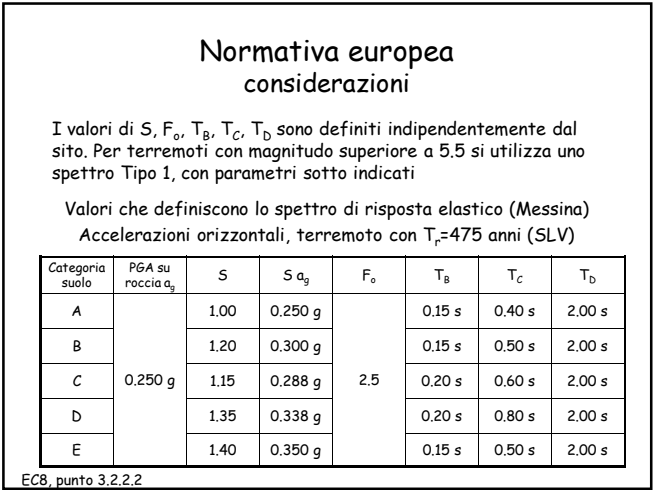
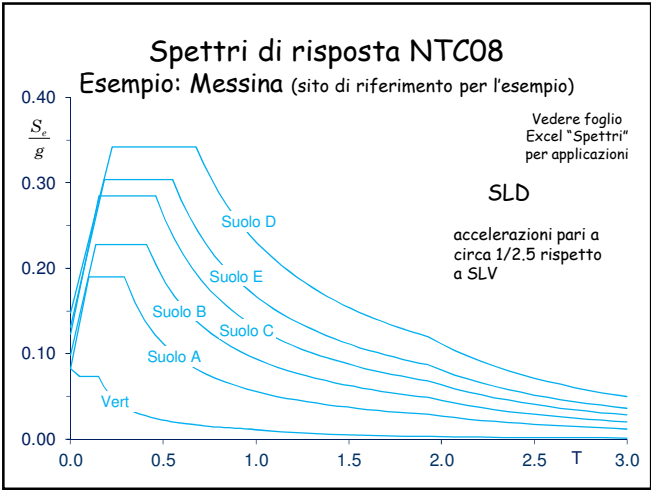
$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

NTC08, punto 3.2.3.2.2

Spettri di risposta NTC08

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





Progetto di edifici antisismici in c.a.

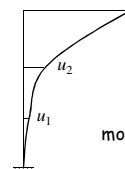
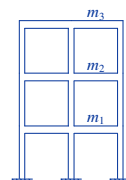
4 - Risposta elastica di schemi a più gradi di libertà

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

Strutture a più gradi di libertà

Le strutture reali hanno più gradi di libertà (dinamici)

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



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

moto libero non smorzato

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

moto forzato

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

Moto di oscillazione libera (trattazione matematica)

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, è un insieme di funzioni armoniche

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

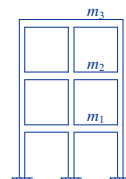
a condizione che sia $\det(\mathbf{k} - \omega_j^2 \mathbf{m}) = 0$

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

Modi di oscillazione libera (significato fisico)

Modi di oscillazione libera della struttura

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

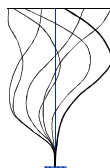
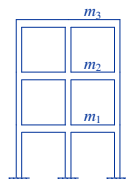


... la struttura si muove in maniera disordinata

Modi di oscillazione libera (significato fisico)

Modi di oscillazione libera della struttura

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



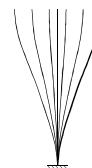
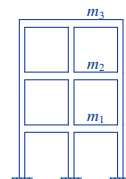
... la struttura si muove in maniera disordinata

altro esempio

Modi di oscillazione libera (significato fisico)

Questo è un "modo di oscillazione libera"

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



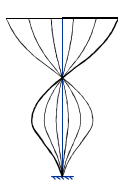
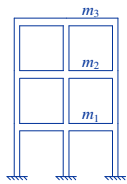
... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

T = periodo di oscillazione libera

Modi di oscillazione libera (significato fisico)

Questo è un "modo di oscillazione libera"

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



altro esempio

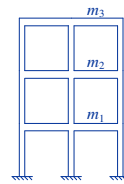
... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

T = periodo di oscillazione libera

Modi di oscillazione libera

Telaio piano (con traversi inestensibili):

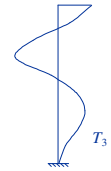
numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



Primo modo



Secondo modo



Terzo modo

Moto forzato (trattazione matematica)

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

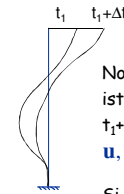
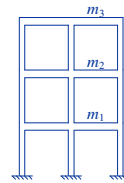
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m I \ddot{u}_g$$

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

Moto forzato (trattazione matematica)

Risoluzione per via numerica

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

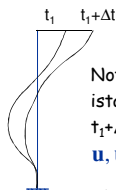
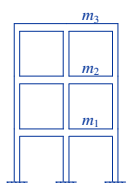


Noti i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} in un certo istante t_1 ed il valore di \ddot{u}_g tra t_1 e $t_1 + \Delta t$ si possono ricavare i valori di u, \dot{u}, \ddot{u} nell'istante $t_1 + \Delta t$

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

Moto forzato (trattazione matematica)

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



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

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

Possibili approcci per valutare la risposta elastica

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

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

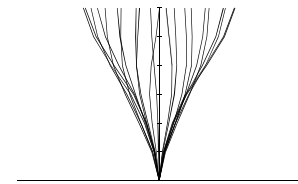
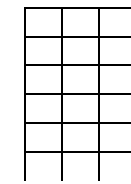
Analisi statica, per valutare in maniera approssimata la massima risposta

Analisi dinamica, con valutazione della storia della risposta

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

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

Risposta dinamica elastica



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

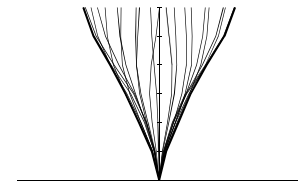
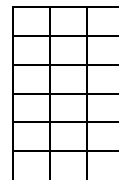
Analisi dinamica, con valutazione della storia della risposta

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



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

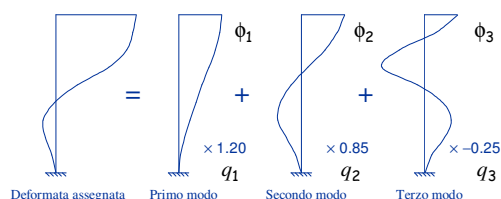
Analisi modale (con spettro di risposta)



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

Equazione del moto (trattazione matematica)

Una qualsiasi deformata può essere espressa come
combinazione delle deformate modali



$$u = \phi q$$

Equazione del moto: moto libero non smorzato

Con questa posizione, l'equazione del moto diventa

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

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

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

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

Equazione del moto: moto libero con smorzamento

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

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

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

Equazione del moto: risposta ad un accelerogramma

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

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

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

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

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

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

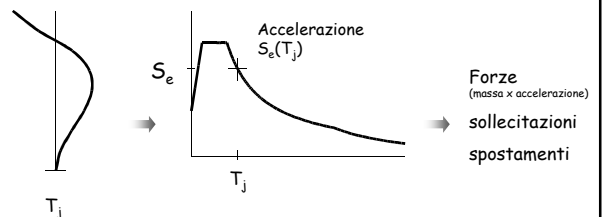
Equazione del moto: risposta ad un accelerogramma

Contributo di un singolo modo:

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

Equazione del moto: contributo di un modo

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



Equazione del moto: contributo di un modo

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

Il taglio alla base corrispondente al modo j è

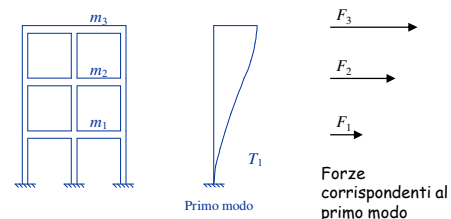
$$V_{b,j} = M_j^* S_e(T_j)$$

M_j^* è detta massa partecipante

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

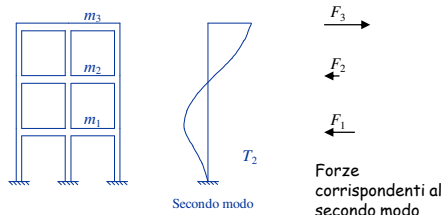
Equazione del moto: contributo di un modo

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



Equazione del moto: contributo di un modo

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



Analisi modale con spettro di risposta

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

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

Analisi modale con spettro di risposta

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

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

Analisi modale con spettro di risposta

Combinazione dei risultati:

- È opportuno usare sempre la CQC

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

con:

E_i valore dell'effetto relativo al modo i ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

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

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

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

ξ_i smorzamento viscoso dei modi i ;

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

NTC13, punto 7.3.3.1

Analisi modale con spettro di risposta

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

- ... e poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi con criteri statistici
 - SRSS = radice quadrata della somma dei quadrati
 - CQC = combinazione quadratica completa
- Attenzione: nel fare la combinazione si perde il segno (che può essere utile);
ma se c'è un modo prevalente si può assegnare a ciascun valore il segno che esso ha nel modo prevalente

Contributo dei singoli modi

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

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

In generale, è opportuno considerare tanti modi da:

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

Contributo dei singoli modi

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

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

In genere, possiamo fare ulteriori semplificazioni da:

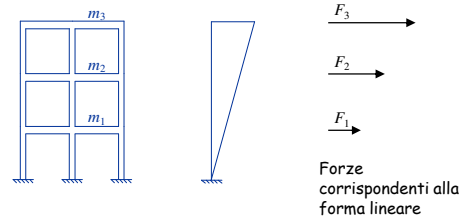
- raggiungere il 5%
- non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%

Il primo modo è nettamente predominante

Possiamo fare ulteriori semplificazioni

Analisi statica

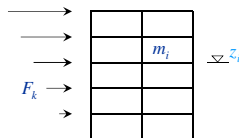
Se si considera solo un modo (il primo), assumendo per esso una deformata lineare, si ha la cosiddetta analisi statica.



Analisi statica

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

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



Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

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

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

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

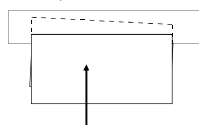
- L'analisi statica ha un significato fisico facilmente comprensibile (applicare alla struttura un insieme di forze orizzontali)
- In molti casi l'analisi statica fornisce risultati quasi uguali o leggermente cautelativi rispetto all'analisi modale
- L'analisi statica può però presentare seri problemi: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

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:

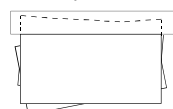
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con forti rotazioni, non va bene

Analisi modale

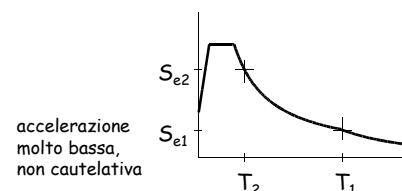


modo 1
modo 2
involuppo

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

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



Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

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

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

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

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

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

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

NTC08, punto 7.3.3.2

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

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

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

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

NTC08, punto 7.3.3.2

NTC15, punto 7.3.2

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

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

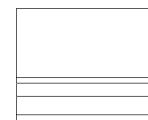
Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

Modi di oscillazione libera

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

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:
- n modi di traslazione in una direzione



Vista dell'edificio,
dall'alto

Modi di oscillazione libera

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

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

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



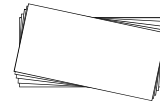
Vista dell'edificio,
dall'alto

Modi di oscillazione libera

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

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

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



Vista dell'edificio,
dall'alto

Modi di oscillazione libera

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

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



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale
senza impalcati indeformabili nel piano

Il numero di modi di oscillazione libera è molto maggiore

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

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

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

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

Considerazioni: analisi statica o analisi modale?

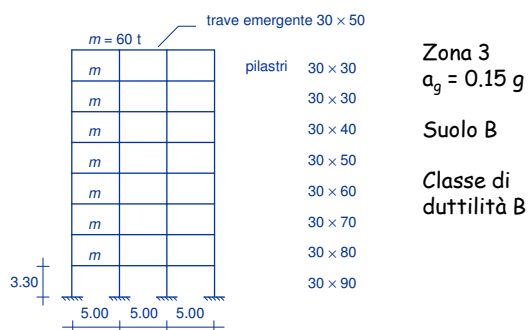
Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)

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

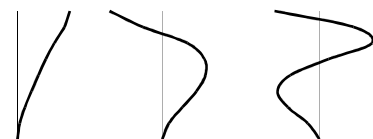
Esempio

Confronto analisi statica - modale

Confronto analisi statica - modale Edificio con travi emergenti



Periodi, accelerazioni spettrali, masse partecipanti Edificio con travi emergenti



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

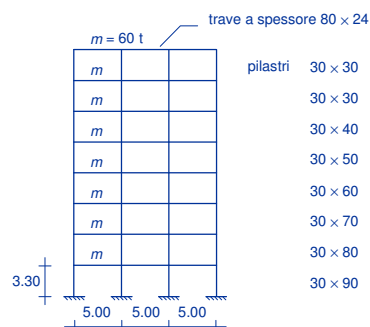
Forze statiche - modali [kN] Edificio con travi emergenti

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

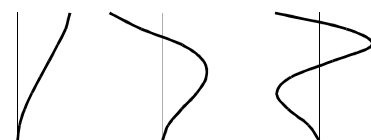
Tagli statici - modali [kN] Edificio con travi emergenti

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

Confronto analisi statica - modale Edificio con travi a spessore



Periodi, accelerazioni spettrali, masse partecipanti Edificio con travi emergenti



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

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

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

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

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

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

5 - Risposta in campo plastico e spettri di progetto

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

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

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

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

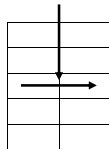
Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal sisma) possono essere comparabili con le azioni verticali

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

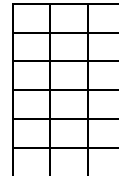
Azioni orizzontali comparabili
con le azioni verticali

Le sollecitazioni provocate
dalle azioni orizzontali sono
molto forti

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



Comportamento oltre il limite elastico



Modello per i materiali

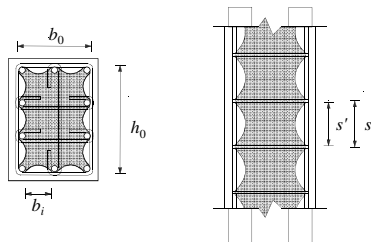


Legame momento-curvatura
(M-x) per la sezione
mediante modello a fibre

**Modello per i materiali
calcestruzzo**

Problemi:

- Distinzione tra ricoprimento e nucleo confinato
- Efficacia del confinamento



Calcestruzzo

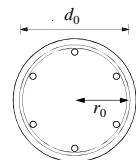
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione circolare

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

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

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



La compressione
trasversale migliora il
comportamento del
calcestruzzo

Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

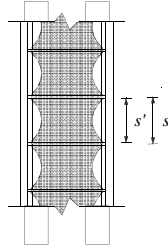
Staffe in una sezione circolare
Efficacia del confinamento

Allontanandosi dalla staffa, la zona confinata si riduce

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

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

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



Calcestruzzo

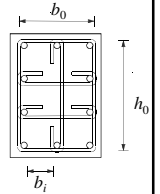
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare

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

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

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



Calcestruzzo

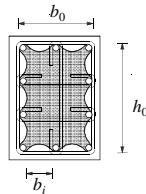
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

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

Si considera un coefficiente di efficacia

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



Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

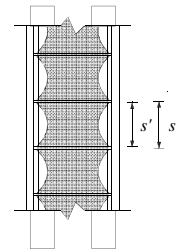
Staffe in una sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

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

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

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

con $\alpha = \alpha_s \alpha_n$

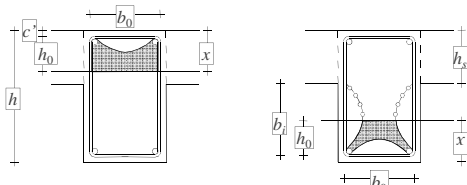


Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una trave a sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

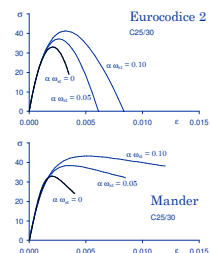
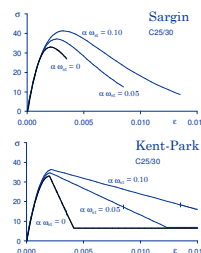
Nel valutare l'efficacia del confinamento bisogna tener conto di qual è la parte compressa e come viene confinata



Modello per i materiali calcestruzzo

Modelli:

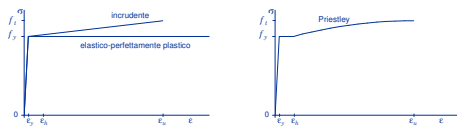
- Esistono numerose proposte, molto diverse



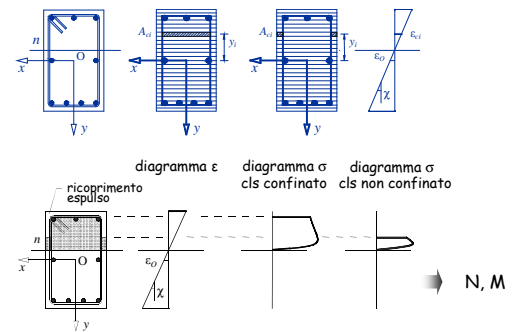
Modello per i materiali acciaio

Modelli:

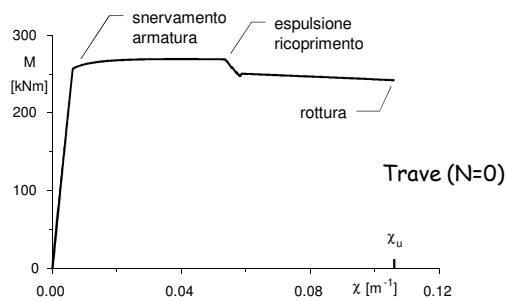
- Esistono alcune proposte, leggermente diverse



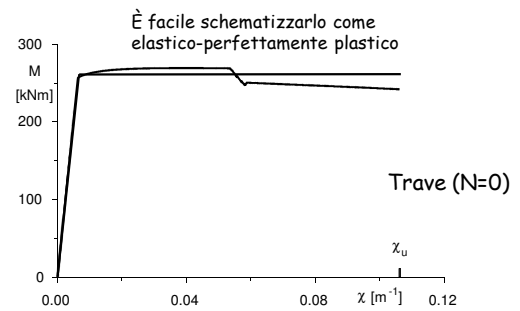
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



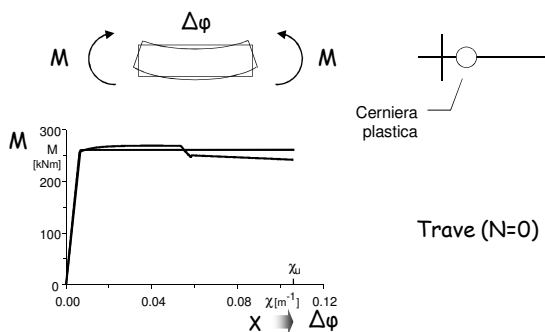
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



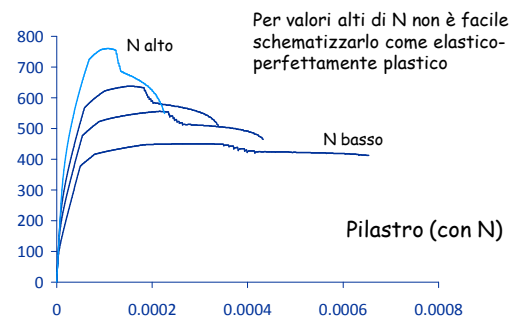
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



Cerniera plastica concio di trave



Legame momento-curvatura mediante modello a fibre

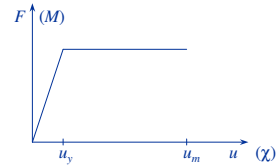


Risposta sismica

Schemi a un grado di libertà
in campo plastico

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

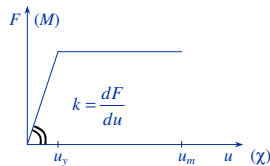


È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



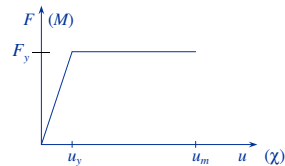
È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



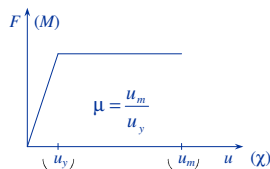
È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



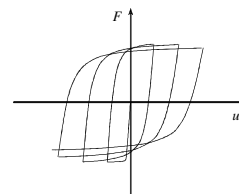
È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Comportamento oltre il limite elastico

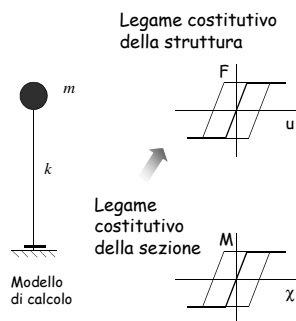
Per una valutazione della risposta sismica, occorre
anche tener conto del comportamento ciclico, con i
possibili degni di rigidezza e resistenza



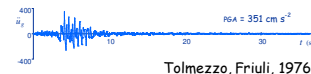
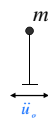
Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Foto



Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

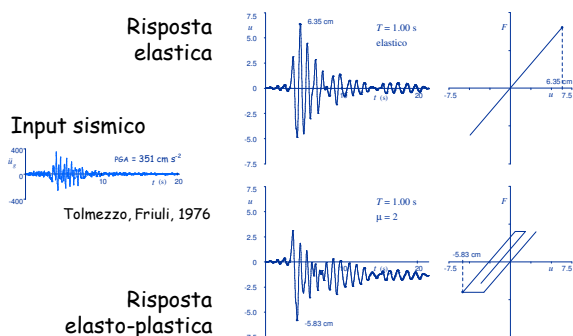


È possibile determinare numericamente la risposta ad un accelerogramma

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

Si ottiene la risposta nel tempo (time history)

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

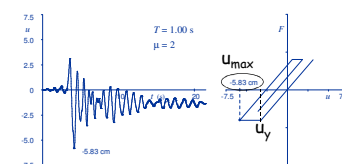


Richiesta di duttilità

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

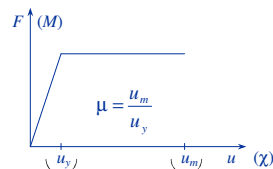
In genere, tanto minore è la resistenza tanto maggiore è la richiesta di duttilità

Risposta elasto-plastica



Duttilità disponibile

Legame elastico-perfettamente plastico



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

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

Displacement based design

Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

Idea base della progettazione sismica:

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

Force based design

Progettazione a duttilità assegnata

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

Force based design

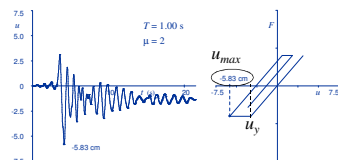
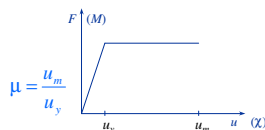
Progettazione a duttilità assegnata

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

sia maggiore di quella richiesta

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

Risposta
elasto-plastica



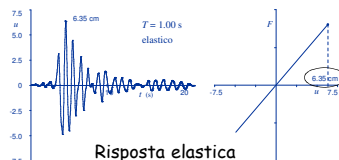
Progettazione a duttilità assegnata

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

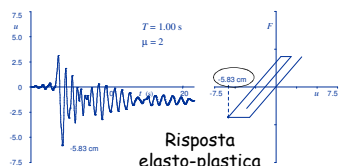


Ricordando che $F = m a$, si può diagrammare in funzione del periodo l'accelerazione da usare nel progetto, per assegnati valori della duttilità μ

Progettazione a duttilità assegnata

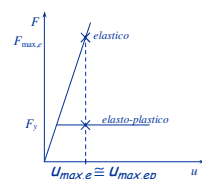


Risposta elastica



Risposta
elasto-plastica

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



Progettazione a duttilità assegnata

La forza di progetto può essere ottenuta dividendo

F_d

la forza necessaria per mantenere la struttura in campo elastico

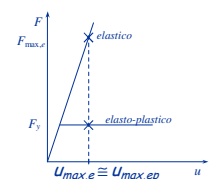
$F_{max,e}$

per la duttilità

μ

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

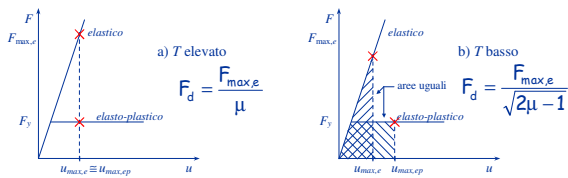
Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Progettazione a duttilità assegnata

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

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



Progettazione a duttilità assegnata

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

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

Le attuali normative indicano:

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

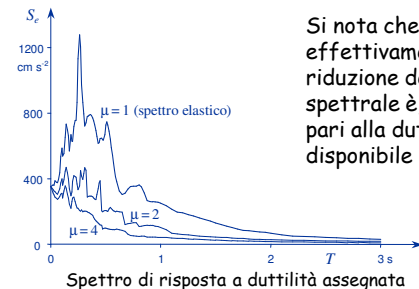
$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{1 + (\mu - 1) T_1 / T_c} \quad \text{per } T_1 < T_c$$

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

NTC15, punto 7.3.3.3

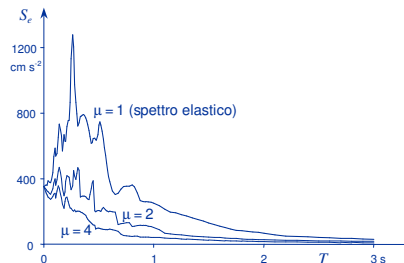
Progettazione a duttilità assegnata

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



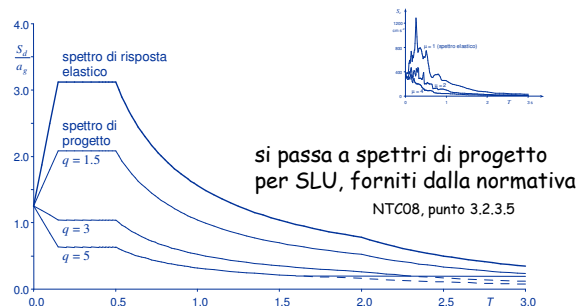
Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



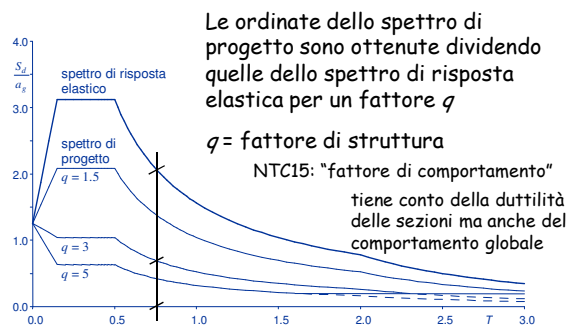
Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata

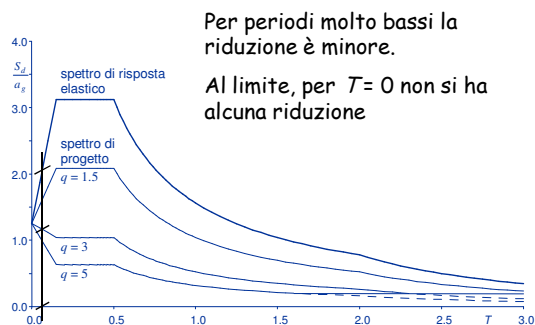


Spettri di progetto per SLV NTC 08 (D.M. 14/1/2008)

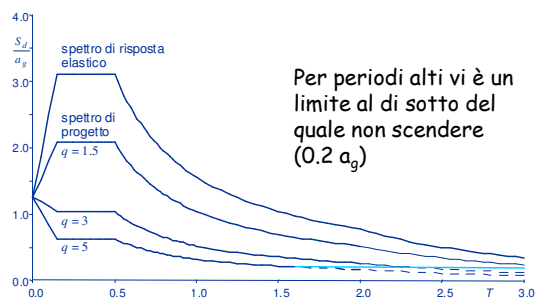
Spettri di progetto di normativa



Spettri di progetto di normativa

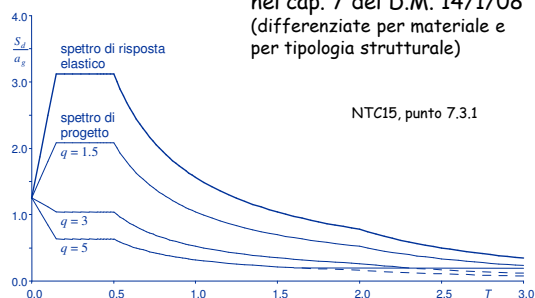


Spettri di progetto di normativa

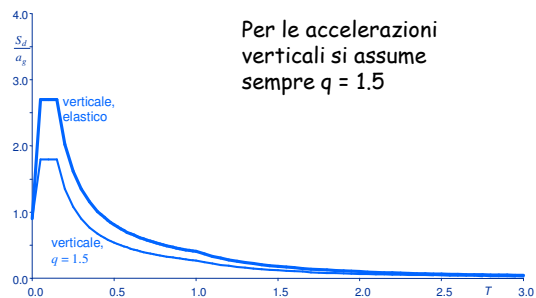


Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali

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



Spettri di progetto di normativa accelerazioni verticali



Displacement based design o Force based design?

- Tradizionalmente si è scelto di puntare sulla progettazione basata sulle forze, perché è più vicina al modo standard di procedere dei progettisti
- Problema di fondo:
 - quanto vale la duttilità disponibile?
 - che valore assegnare al fattore di comportamento q ?
- La normativa fornisce valori di q e indicazioni per ottenere una sufficiente duttilità

Ma sono veramente efficaci?

Displacement based design o Force based design?

- Le nuove tendenze vanno verso una progettazione basata sugli spostamenti, per superare i dubbi relativi alla duttilità
- Questo vale soprattutto per l'analisi di strutture esistenti, per le quali è molto difficile valutare correttamente la duttilità disponibile

Risposta sismica

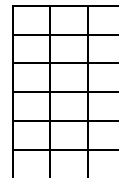
Schemi a più gradi di libertà
in campo plastico

Analisi della risposta dinamica non lineare

Occorre:

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

Analisi della risposta dinamica non lineare



Modello per i materiali

Legame momento-curvatura
($M-\chi$) per la sezione
mediante modello a fibre

Modello di telaio con
cerniere plastiche

Modello di telaio
a fibre

Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri - telai piani)

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

Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri - telai spaziali)

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

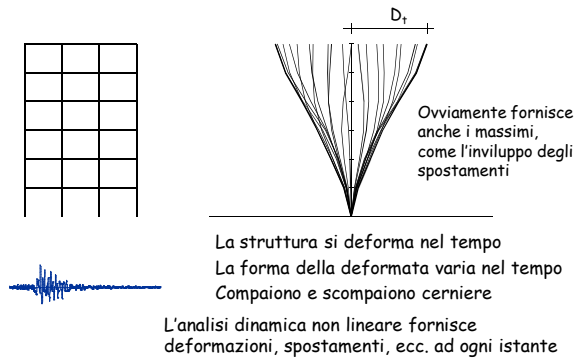
Analisi della risposta dinamica non lineare

Occorre:

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

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

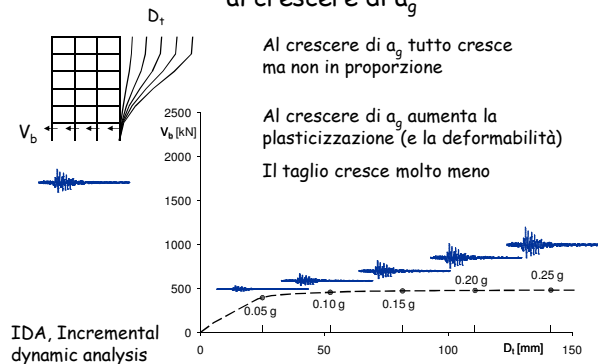
Analisi della risposta dinamica non lineare



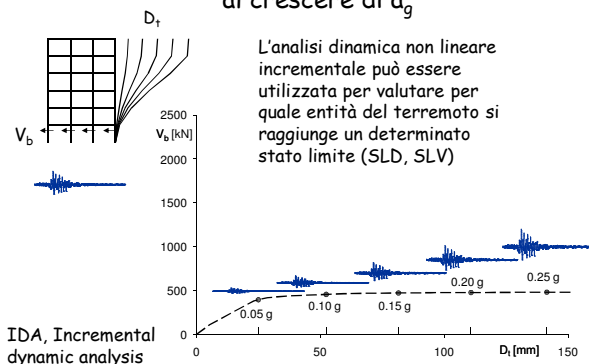
Analisi della risposta dinamica non lineare

- Il giudizio sulla capacità della struttura di superare il terremoto si esprime esaminando:
 - rotazione plastica delle singole sezioni
 - rotazioni alla corda
 - spostamenti relativi tra i piani
- e non:
 - caratteristiche della sollecitazione
- Siamo quindi nell'ambito del displacement based design

Risposta dinamica non lineare al crescere di a_g



Risposta dinamica non lineare al crescere di a_g



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 - vedi NTC 08, punto 3.2.3.6 (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

Quindi: possibile solo a livello di ricerca

Alternative all'analisi dinamica non lineare

1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare

Analisi statica non lineare

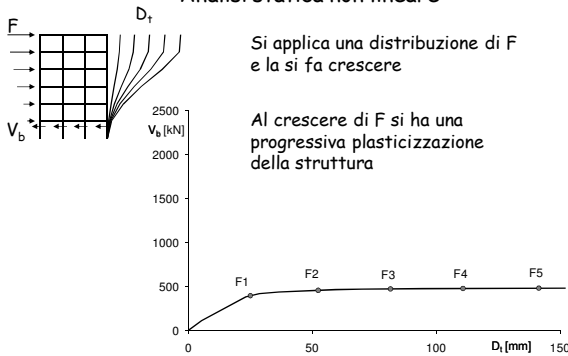
Effettuare una analisi statica non lineare vuol dire:

1. Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)

NTC 08, punto 7.3.4.1

NTC15, punto 7.3.4.2

Alternative all'analisi dinamica inelastica Analisi statica non lineare



Analisi statica non lineare

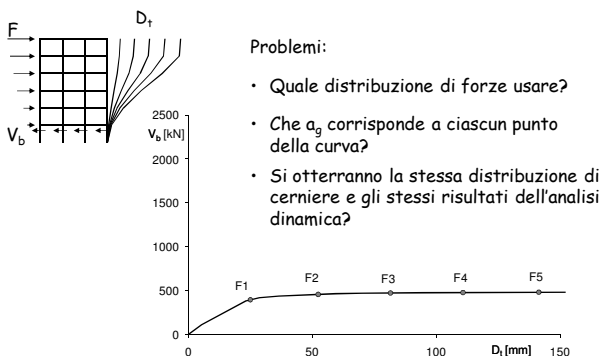
Effettuare una analisi statica non lineare vuol dire:

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

NTC 08, punto 7.3.4.1

NTC15, punto 7.3.4.2

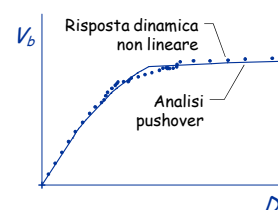
Analisi statica non lineare



Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

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



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

Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

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

Analisi statica non lineare

In quali casi può essere utile?

Progetto di nuove costruzioni:

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

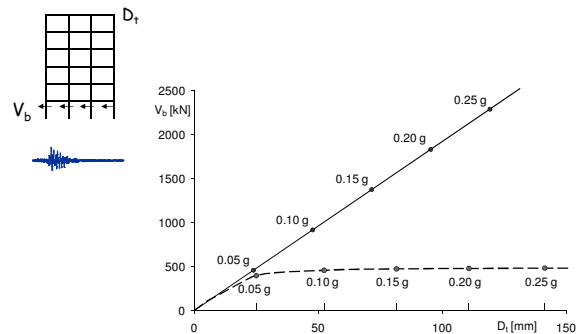
Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

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

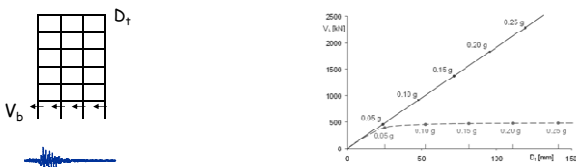
Alternative all'analisi dinamica non lineare

1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una analisi statica lineare

Confronto tra risposta dinamica lineare e non lineare



Confronto tra risposta dinamica lineare e non lineare



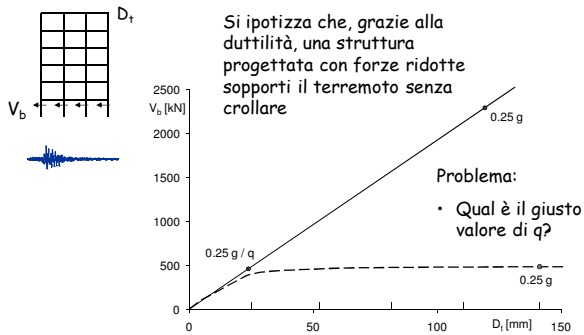
Si noti che gli spostamenti in testa, a parità di a_g , potrebbero non cambiare molto nei due casi (comportamento elastico e plastico)

Può però essere molto diversa la distribuzione di spostamenti lungo l'altezza

Alternative all'analisi dinamica non lineare

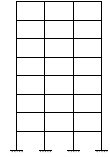
1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una analisi statica lineare
3. Si può applicare, anche per strutture a più gradi di libertà, un approccio basato sulle forze:
 - Applicare forze ridotte di una quantità dipendente dalla duttilità globale della struttura

Analisi dinamica non lineare e analisi modale con fattore di comportamento q



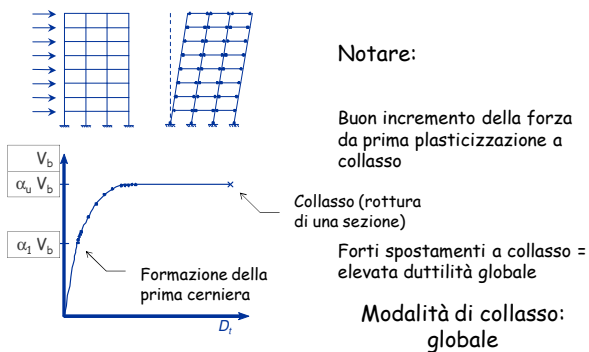
Dalla sezione alla struttura

Per schemi a più gradi di libertà

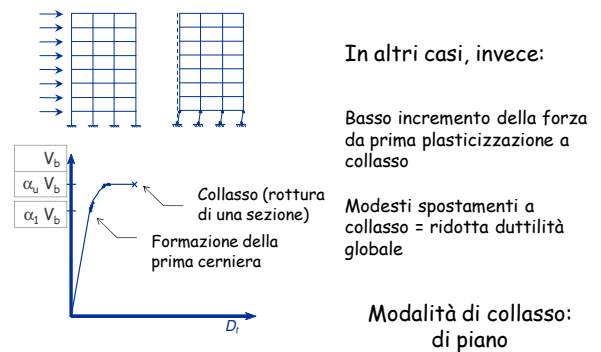


il passaggio tra comportamento della sezione e comportamento globale è molto più complesso

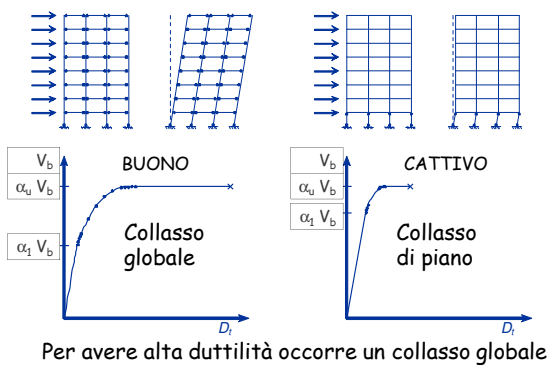
Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Meccanismi di collasso per schemi multipiano



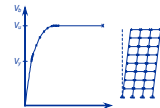
Meccanismi di collasso per schemi multipiano



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 collasso globale, fornendo maggiore resistenza ai pilastri (criterio di gerarchia delle resistenze) NTC15: "progetto in capacità"
- evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione



Fattore di comportamento

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

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

Fattore di comportamento

Dipende da:

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

$$q = q_0 K_R$$

NTC 08, punto 7.3.1

Comportamento strutturale e classi di duttilità

Le strutture possono essere progettate:

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

NTC15, punto 7.2.2

Classe di duttilità (comportamento globale e duttilità locale)

Classe di duttilità alta: CD"A"

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

Classe di duttilità media: CD"B"

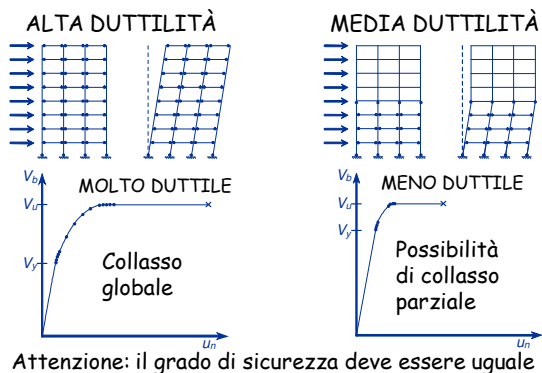
Forze di calcolo maggiori

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

NTC 08, punto 7.2.1

NTC15, punto 7.2.2

Scelte progettuali: alta o media duttilità



Scelte progettuali: alta o media duttilità

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

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

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

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

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

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

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

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

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

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

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

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

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

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

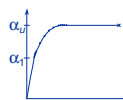
Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

Strutture torsionalmente deformabili

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

NTC15, punto 7.4.3.1

Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione



α_u / α_1

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

per strutture non regolari in pianta

Oppure effettuare analisi statica non lineare

NTC15, punto 7.4.3.2

Regolarità dell'edificio

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

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

Esempio (casi estremi)

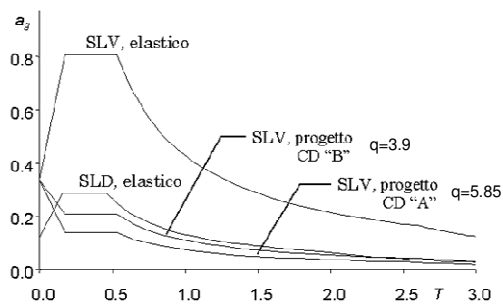
Edificio multipiano (e più campate) con struttura a telaio, regolare in altezza e in pianta, ad alta duttilità
 $q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$

Stesso edificio, ma non regolare in altezza né in pianta ed a bassa duttilità
 $q = 3.0 \times 1.15 \times 0.8 = 2.76$

Quindi le forze sono maggiori di oltre il doppio

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

Confronto tra spettri



Valori riferiti a Messina, Piazza Cairoli, suolo C

Regolarità dell'edificio

Secondo l'attuale normativa:

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

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

Regolarità in altezza

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

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

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

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

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

Regolarità in pianta

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

Criteri poco significativi e quasi non utilizzati

NTC 08, punto 7.2.2

Considerazioni sulla definizione di regolarità

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

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

Regolarità e fattore di comportamento q

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

- Carenza di duttilità locale

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

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

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

Regolarità e fattore di comportamento q

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

- Precoce plasticizzazione di alcune sezioni

Il calcolo dovrebbe garantire adeguata resistenza a tutte le sezioni

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

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

Regolarità e fattore di comportamento q

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

- Influenza delle tamponature

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

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

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

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

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

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

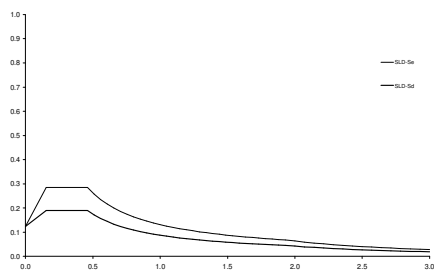
- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
 $q \leq 1.5$

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

NTC15, punto 3.2.3.5 e 7.3

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

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



Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

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

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

NTC15, punto 3.2.3.5

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

NTC15, punto 7.3.1

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

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

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

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

NTC15, punto 7.3.1

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

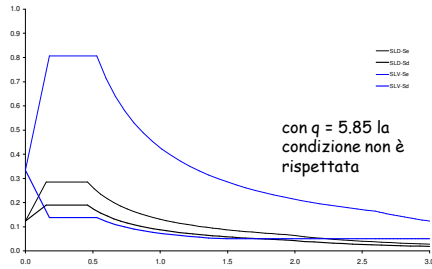
- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

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

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

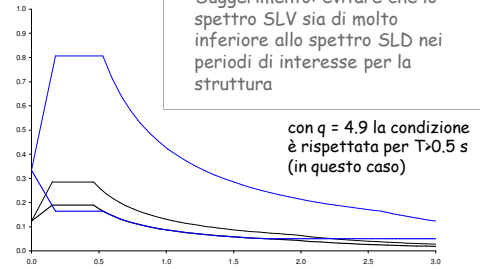
Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

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



Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

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



Azioni

Cenno a problemi
che verranno approfonditi più avanti

Carichi verticali e sisma

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

Vecchia norma (1996)

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

Nuova norma (da 2003 in poi)

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti ($g_k + \psi_2 q_k$)

NTC 08, punto 3.2.4

Modellazione delle azioni

- 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
- 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
Ma sostanzialmente portano un incremento di sollecitazione nei telai più esterni

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

6 - Concezione generale della struttura
e impostazione della carpenteria

Spoleto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

Progettazione strutturale

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

Principi base della progettazione strutturale

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

È un obiettivo fondamentale della progettazione ...
... ma cosa vuol dire regolarità?

Concetto generale, di portata molto vasta,
facilmente intuibile ma difficile da definire

In realtà esistono molte problematiche,
completamente diverse, che rientrano
nel concetto di regolarità

Ad esempio: scelta del tipo di analisi (statica o modale);
scelta del fattore di comportamento

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

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

Condiziona:

- La qualità
 - La capacità
 - Il costo
 - L'adeguatezza all'uso
- Si vedano in particolare gli articoli:
- A. Ghersi
La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica
Atti del convegno tecnico-scientifico "Problemi attuali di Ingegneria Strutturale", dal volume omonimo, CUEN, Napoli, 2000
- A. Ghersi
General considerations on structural regularity
Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-7, 2004

Principi base della progettazione strutturale

Per valutare il comportamento sismico di un edificio occorre:

- Definire un modello geometrico e meccanico dell'edificio, includendo se necessario gli elementi non strutturali e tenendo conto del complesso terreno-fondazione
- Valutare la risposta sismica in campo elastico
- Valutare la risposta sismica oltre i limiti elastici

Se l'edificio è regolare è possibile usare modelli e tipi di analisi standard

Principi base della progettazione strutturale

I cosiddetti
"principi base della progettazione strutturale"

Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità
Resistenza e rigidità bi-direzionale
Resistenza e rigidità torsionale
Resistenza e rigidità dell'impalcato
Adeguate fondazione

consentono di usare modelli e tipi di analisi standard

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

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

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 rigidezza 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

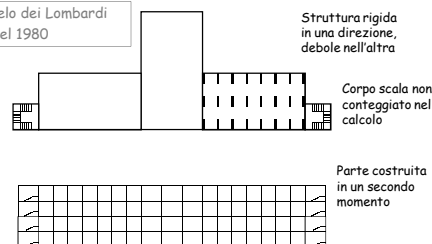
Forti differenze di rigidezza possono rendere
rilevanti aspetti in genere trascurabili

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Ospedale di S. Angelo dei Lombardi
Crollato col sisma del 1980

PIANTA



Struttura rigida
in una direzione,
debole nell'altra

Corpo scala non
conteggiato nel
calcolo

Parte costruita
in un secondo
momento

PROSPETTO

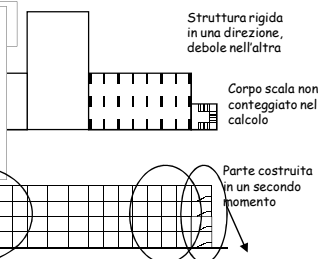
Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

La zona scala, non conteggiata
nel calcolo, era più rigida (in
dir. x) della struttura e quindi
ha subito sollecitazioni molto
forti ed ha innescato il crollo

Nel crollo, la scala ha
trascinato verso il basso tutto
l'edificio

PROSPETTO



Struttura rigida
in una direzione,
debole nell'altra

Corpo scala non
conteggiato nel
calcolo

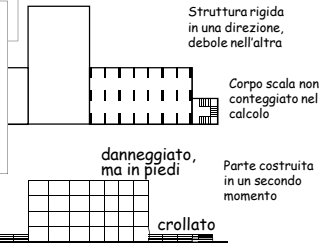
Parte costruita
in un secondo
momento

Principi base della progettazione strutturale

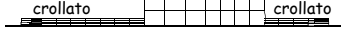
Resistenza e rigidezza bi-direzionale

La zona scala, non conteggiata nel calcolo, era più rigida (in dir. x) della struttura e quindi ha subito sollecitazioni molto forti ed ha innescato il crollo

Nel crollo, la scala ha trascinato verso il basso tutto l'edificio



PROSPETTO



Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza torsionale =

Adeguate rigidezza 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 rigidezza 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

Principi base della progettazione strutturale

Adeguate fondazione =

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

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

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

Impostazione della carpenteria

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

In particolare:

- 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

Edifici con pareti o nuclei in c.a.

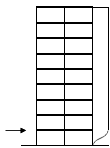
Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
 - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

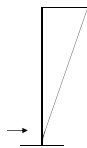
Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori provocano grossi spostamenti ...
... ma gli spostamenti non aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti, oppure telaio con travi a spessore)

Forze applicate ai piani inferiori provocano piccoli spostamenti ...
... ma gli spostamenti aumentano di molto ai piani superiori

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

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

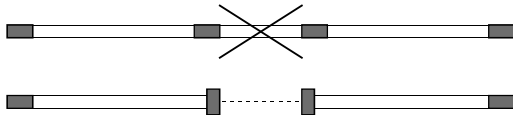
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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:

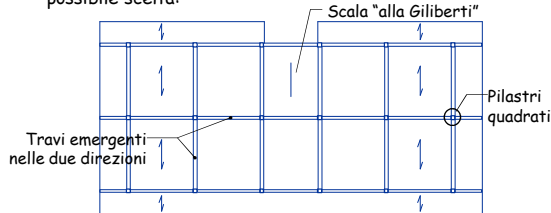
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori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

possibile scelta:



Elementi resistenti alle azioni orizzontali

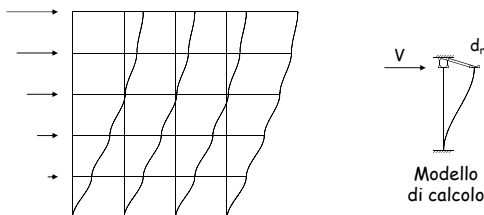
In realtà si hanno spesso travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari

I singoli elementi assorbono un'aliquota dell'azione sismica minore o maggiore in proporzione alla loro rigidità

In che modo si può stimare la rigidità?

Rigidità

- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- Se le travi sono infinitamente rigide



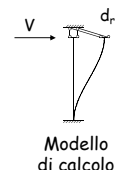
Rigidità

- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- Se le travi sono infinitamente rigide

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p}$$

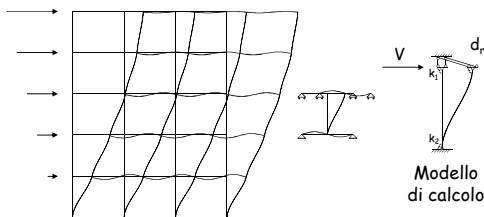
$$\text{rigidità} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$

La rigidità è proporzionale al momento d'inerzia della sezione



Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- In realtà le travi sono deformabili



Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- In realtà le travi sono deformabili

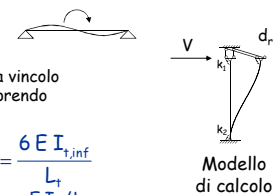
$$k_1 = \frac{12 E I_{t,sup}}{L_t}$$

ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà

$$k_1 = \frac{6 E I_{t,sup}}{L_t}$$

$$k_2 = \frac{6 E I_{t,inf}}{L_t}$$

pongo $r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,sup} / L_t}$ $r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,inf} / L_t}$



Rigidezza

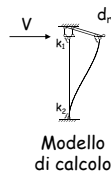
- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- In realtà le travi sono deformabili

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right]$$

$$= \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) - \frac{1}{2} \frac{(r_1 - r_2)^2 / 6}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right]$$

$$\cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) \right] \quad \text{se } r_1 \cong r_2$$

Lo spostamento dipende anche dalla rigidezza delle travi



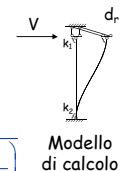
Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- In realtà le travi sono deformabili

Spostamento e rigidezze si possono esprimere direttamente con

$$d_r \cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E I_p / L_p}{E I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,inf} / L_t} \right) \right]$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E I_p / L_p}{E I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,inf} / L_t} \right)}$$



Rigidezza

Esempi:

pilastro 30x70 $l=3.20$ m
travi 30x60 $l=4.50$ m
 $k = 30.60$ kN/mm

pilastro 70x30 $l=3.20$ m
travi 30x60 $l=4.50$ m
 $k = 12.88$ kN/mm

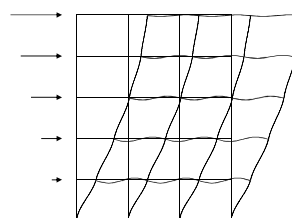
pilastro 30x70 $l=3.20$ m
travi 60x24 $l=4.50$ m
 $k = 5.36$ kN/mm

Vedi file Excel Rigidezza

Rigidezza

Nota:

- Le formule sono ricavate nell'ipotesi di rotazione uguale per tutti i nodi



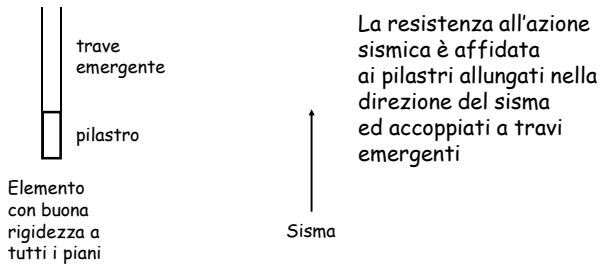
Cadono in difetto se vi sono forti variazioni tra un pilastro e l'altro
In particolare nel caso di un pilastro di piatto tra due pilastri di coltello



In questo caso la rotazione del nodo centrale può essere nulla; valutare la rigidezza del pilastro centrale senza riduzioni

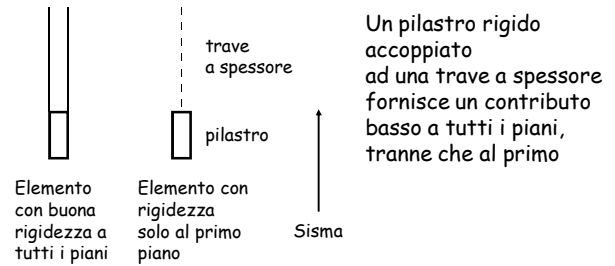
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



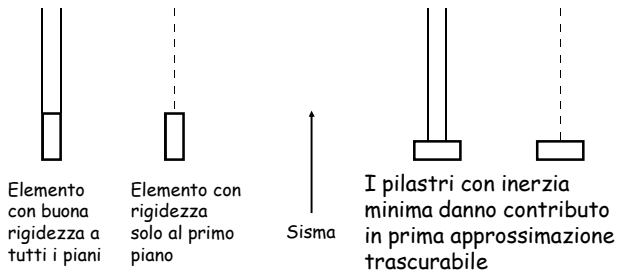
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



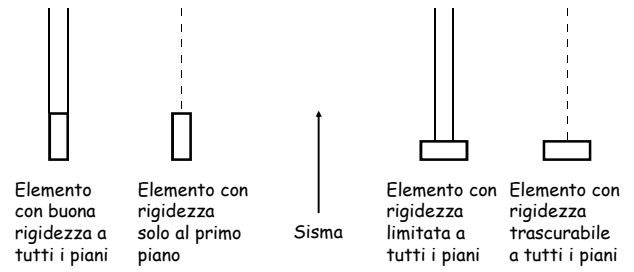
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



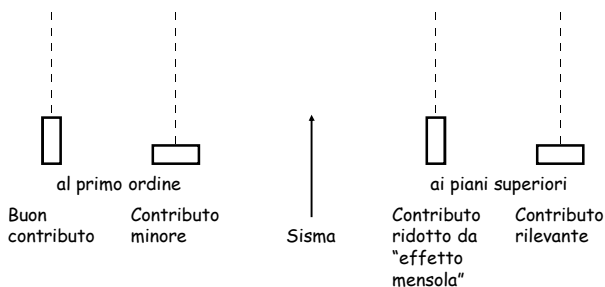
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



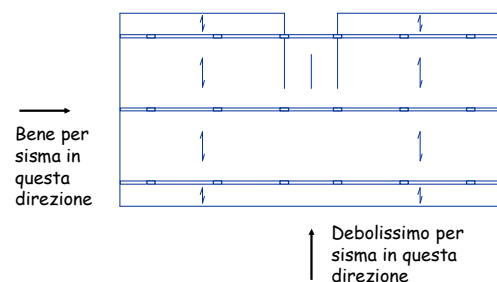
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

Se tutte le travi sono a spessore, il comportamento dei pilastri è un po' diverso



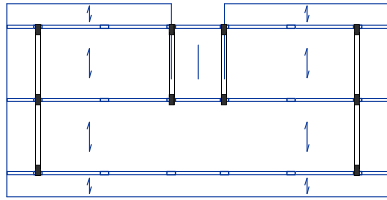
Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria:
da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

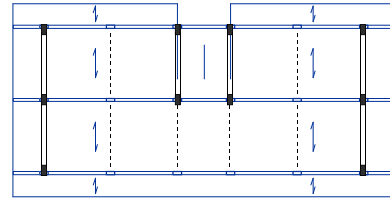


Girare un certo numero
di pilastri

Aggiungere travi emergenti
per renderli efficaci

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

Esempio

Edificio analizzato

Tipologia:
edificio adibito a civile abitazione, a 5 piani

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

Ubicazione:
zona sismica con $a_g = 0.25 g$

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

Edificio analizzato

Struttura portante principale:
con struttura intelaiata in cemento armato

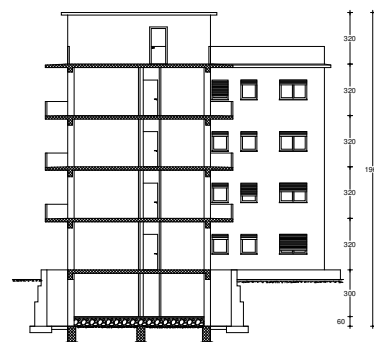
Solai:
in latero-cemento, gettati in opera

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

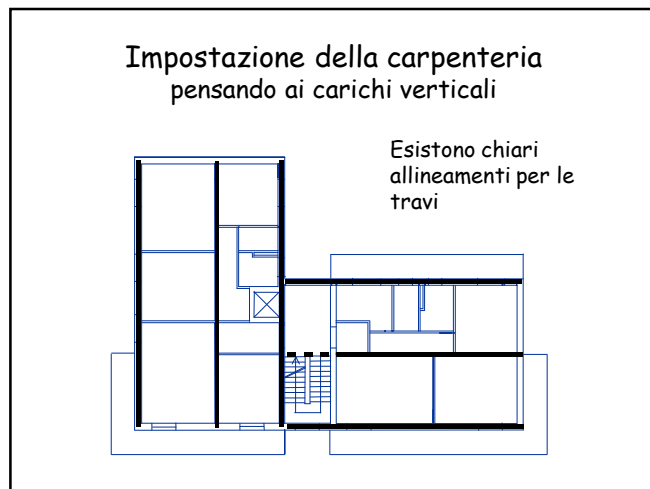
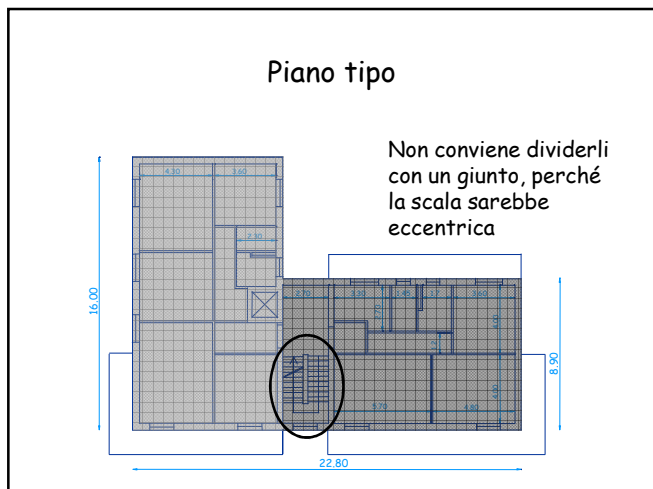
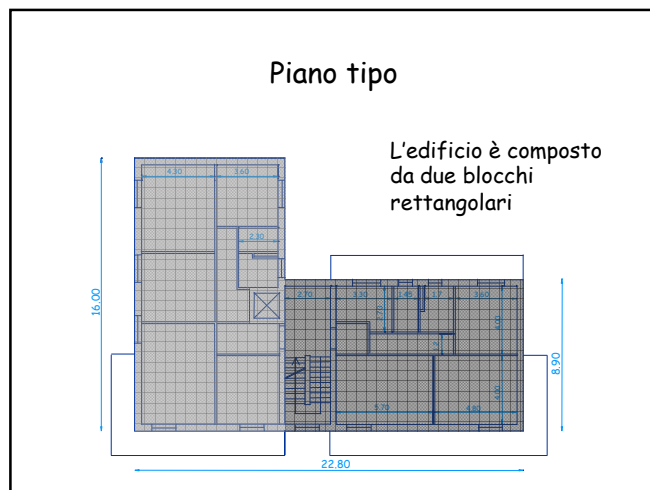
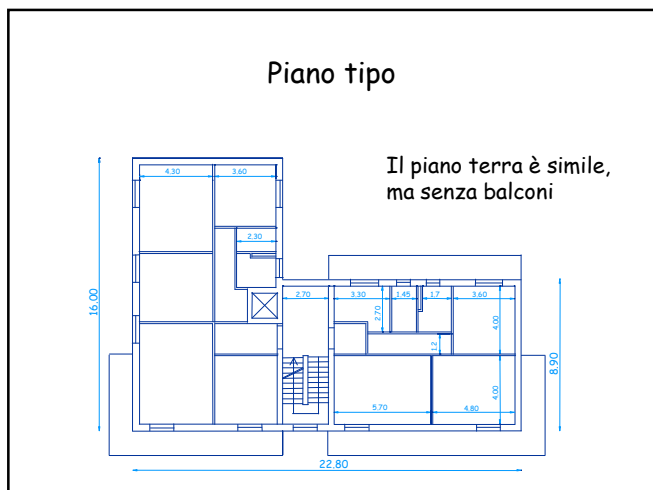
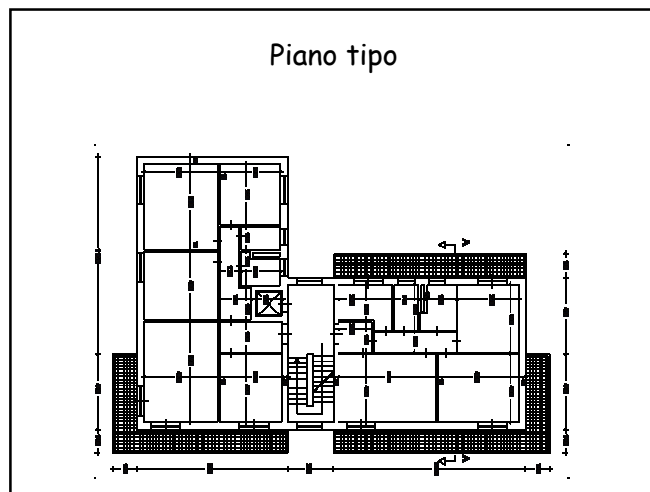
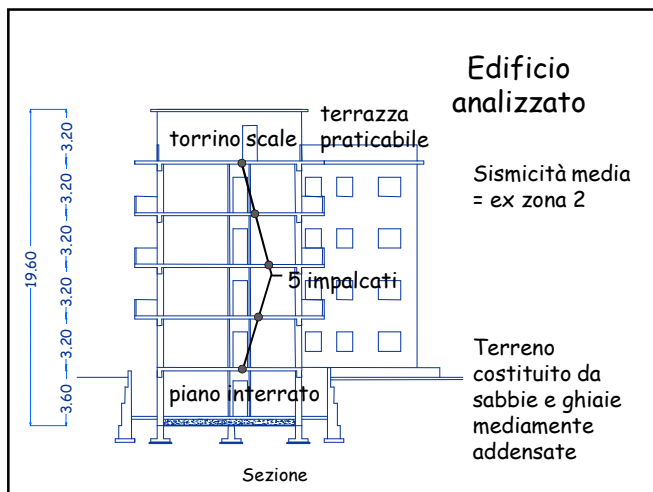
Fondazioni:
reticolo di travi rovesce

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

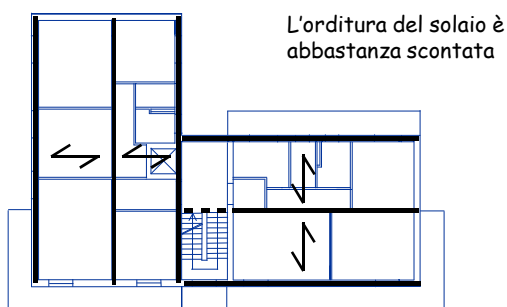
Edificio analizzato



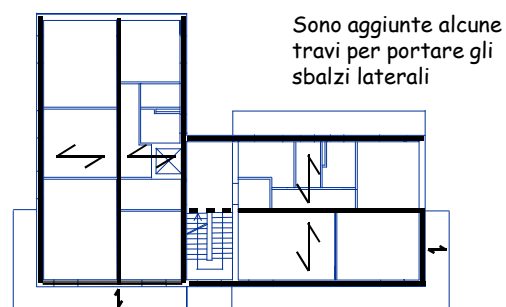
Sezione



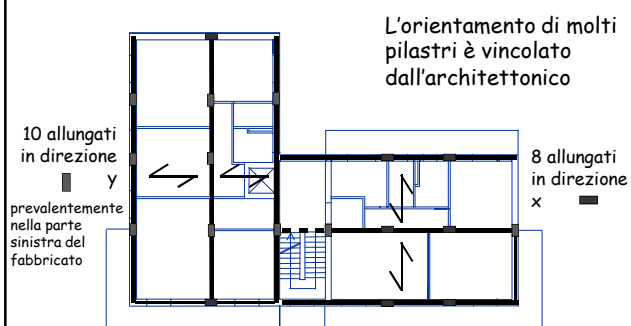
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



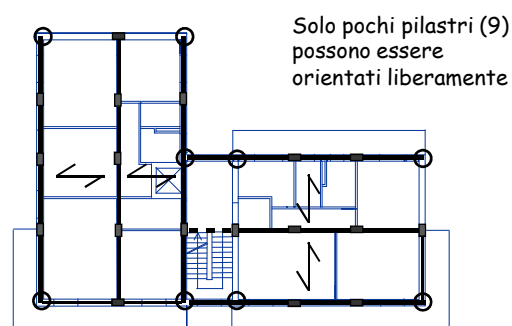
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



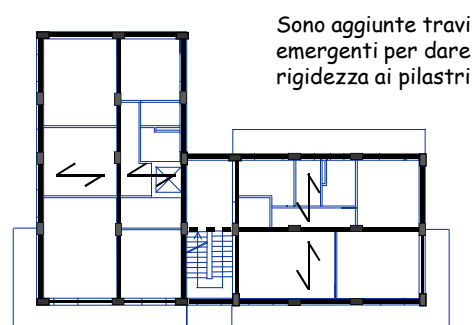
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



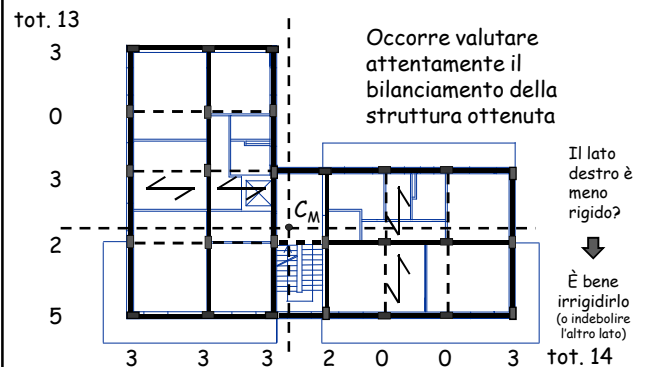
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



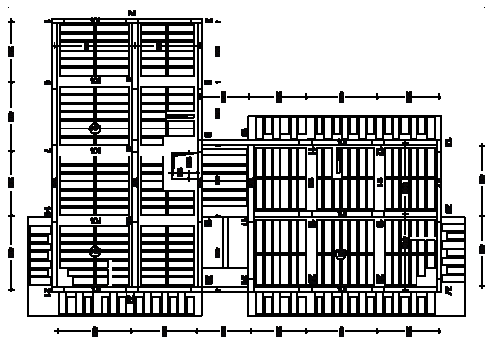
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



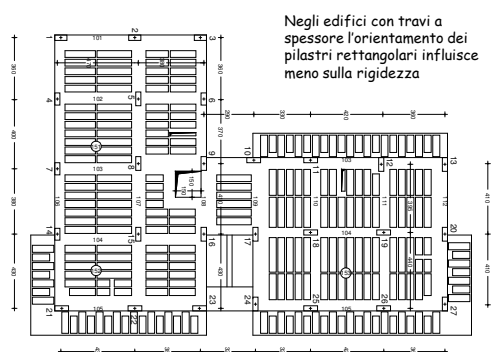
Carpenteria del piano tipo



Se l'edificio avesse solo travi a spessore

- I ragionamenti fatti non cambiano
- L'organizzazione della carpenteria può essere la stessa
- Lo spessore del solaio e le dimensioni degli elementi strutturali devono variare

Carpenteria edificio con travi a spessore



Progetto di edifici antisismici in c.a.

7 - Dimensionamento e verifica di massima

Spoleto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

**Dimensionamento delle sezioni
e
verifica di massima**

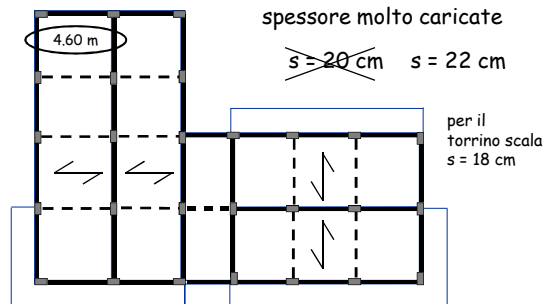
**Dimensionamento
solaio**

- In presenza di travi emergenti: dimensionare il solaio per gli usuali limiti di deformazione (un tempo $s \geq L_{max}/25$, ora limiti vari)
- Se vi sono alcune travi a spessore lunghe e molto caricate aumentare un po' lo spessore
- Se vi sono solo travi a spessore usare uno spessore del solaio sufficientemente alto (almeno 28 cm)
- L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)
Per questo basta una soletta di 4-5 cm con rete $\varnothing 8 / 25 \times 25$

Esempio

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

Non ci sono travi a spessore molto caricate



Carichi unitari

Una volta definito lo spessore del solaio, si possono calcolare i carichi unitari più rilevanti (kN/m^2), da utilizzare per le successive analisi

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F
Solaio del piano tipo	4.0 + 1.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.2	4.6
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

Dimensionamento

travi emergenti, travi a spessore, pilastri

Immediatamente valutabile:

- Effetto dei carichi verticali (M per le travi, N per i pilastri)

Determinabile in maniera approssimata:

- Effetto del sisma (M per travi e pilastri, ΔN per i pilastri)

Dimensionamento travi a spessore per edifici con numerose travi emergenti

- Dimensionamento per soli carichi verticali

Momento sollecitante $M_{Ed} = \frac{q l^2}{12} \div \frac{q l^2}{8}$

Larghezza necessaria $b = \frac{M_{Ed} r^2}{d^2}$ con $r = 0.019 \div 0.020$

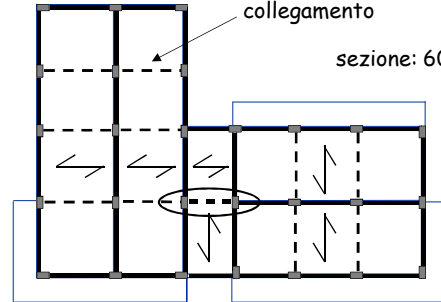
- Nessuna prescrizione specifica per il sisma, perché la trave è in questo caso un elemento secondario

Esempio

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

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22

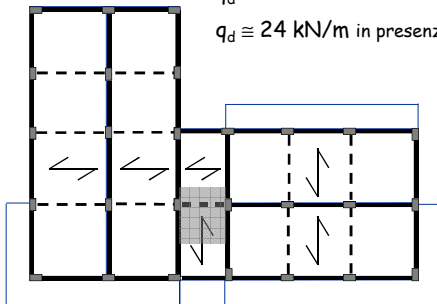


Esempio

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

$q_d \cong 40 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

$q_d \cong 24 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma



Esempio - dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q L^2}{10} = \frac{40 \times 3.0^2}{10} \cong 36 \text{ kNm}$$

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

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q L^2}{10} = \frac{24 \times 3.0^2}{10} \cong 22 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica
è certamente molto piccolo

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare
 b = da determinare
 $h = 22 \text{ cm}$
 $c = 4 \text{ cm}$

$M_{Ed} = 36 \text{ kNm}$
Calcestruzzo C25/30
 $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.020^2 \times 36}{0.18^2} = 0.44 \text{ m}$$

La sezione 60x22
va bene

Dimensionamento travi e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

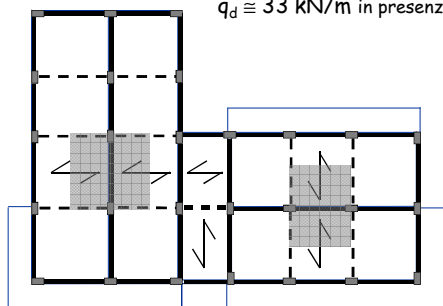
Stima degli altri carichi unitari (kN/m), per le analisi

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.0		5.2	4.0
Travi 30 x 50	3.5		4.5	3.5
Travi 60 x 22	1.6		2.1	1.6
Tamponature	6.0		7.8	6.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

Esempio: travi

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

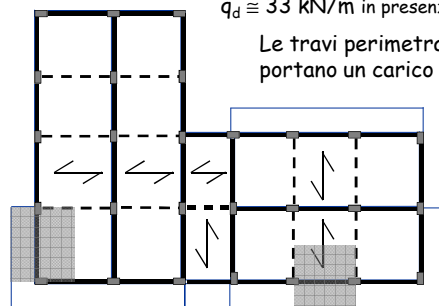


Esempio: travi

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



Momento flettente prodotto dai carichi verticali

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Andrà sommato all'effetto del sisma

Momento per carichi verticali (senza sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{55 \times 4.20^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

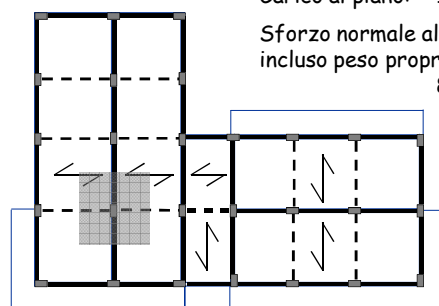
Può essere condizionante solo per travi molto lunghe
(non è il nostro caso)

Esempio: pilastri

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



In assenza
di sisma:
1330 kN

Esempio: pilastri

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

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio: 830 kN

In assenza
di sisma:
1330 kN

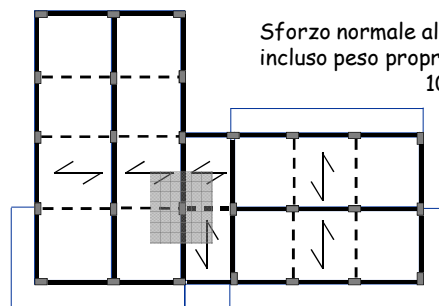


Esempio: pilastri

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

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio: 1050 kN

In assenza
di sisma:
1570 kN



Esempio: pilastri

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

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
600 kN

In assenza
di sisma:
900 kN



Esempio: pilastri

Pilastro d'angolo
privo di sbalzo

Carico al piano ancora
minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
380 kN

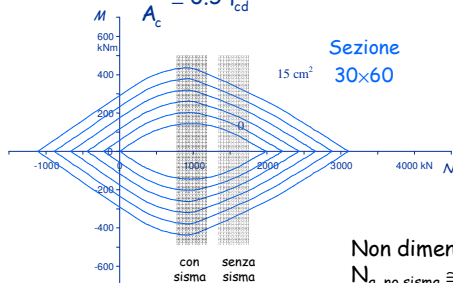
In assenza
di sisma:
560 kN



Considerazioni domini M-N per i pilastri

Il massimo momento flettente può essere portato
quando:

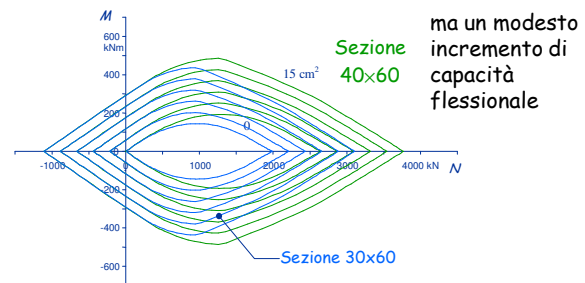
$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 f_{cd}$$



Non dimenticare che
 $N_{q, no\ sisma} \cong 1.5 N_{q+sisma}$

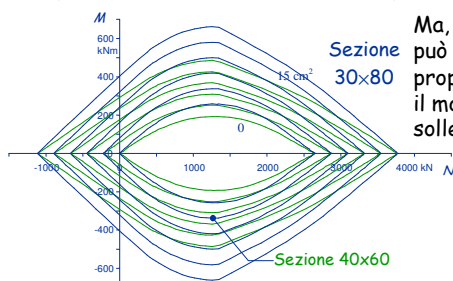
Considerazioni domini M-N per i pilastri

- Un aumento della larghezza della sezione produce
un aumento dello sforzo normale resistente



Considerazioni domini M-N per i pilastri

Un aumento di altezza della sezione (a parità di area)
produce un buon incremento di capacità flessionale



Ma, attenzione:
può aumentare
proporzionalmente
il momento
sollecitante

Considerazioni sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare
che, nella sezione del primo ordine, la tensione media
 N/A_c non superi:

in presenza di sisma

- $0.35-0.4 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti
elevati, ma non troppo (esempio:
zona 2, suolo C, q non troppo basso)
- $0.3 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti
più elevati (zona 1 o suolo D, CD "B")
- $0.5 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti
più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

Considerazioni sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media N/A_c non superi:

in presenza di sisma ↗

0.35-0.4 f_{cd} se si prevedono momenti flettenti
o: basso)
0.3 f_{cd} La normativa impone di non superare (incluso il ΔN da sisma):
0.55 f_{cd} per classe di duttilità "A"
0.65 f_{cd} per classe di duttilità "B"
enti D "B")
enti
0.5 f_{cd} NTC08, punto 7.4.4.2.2.1
più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

Considerazioni sezioni dei pilastri

- È opportuno 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

- È opportuno 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

Dimensionamento travi e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Poi:
effetto del sisma

- Valutare il momento flettente indotto dal sisma nelle travi e nei pilastri
- Valutare la variazione di sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

Effetto del sisma

- Stima delle masse
- Stima iniziale del periodo
- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Valutazione delle forze per analisi statica
- Ripartizione del taglio tra i pilastri
- Stima del momento flettente nei pilastri
- Stima del momento flettente nelle travi
- Dimensionamento sezioni
- Valutazione rigidezze e nuova stima periodo
- Stima degli spostamenti per SLD
- Eventuali iterazioni

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di $8 \div 11 \text{ kN/m}^2$

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m^2 (9 kN/m^2 in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala:	$S = 48.0 \text{ m}^2$
V impalcato:	$S = 331.9 \text{ m}^2$
Piano tipo:	$S = 323.5 \text{ m}^2$
Per il piano terra:	$S = 263.2 \text{ m}^2$

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

Torrino + V impalcato:	$S = 379.9 \text{ m}^2$
------------------------	-------------------------

Esempio - masse

Impalcato	Superficie m ²	Incidenza kN/m ²	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

Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

q_0 dipende dalla classe di duttilità (CD "A" o CD "B")
può dipendere anche dal valore α_u/α_1 legato alla iperstaticità dello schema

K_R dipende dalla regolarità in altezza
anche la regolarità in pianta influisce (poco) su q

Quale valore per q ?

Classe di duttilità:
la scelta è molto importante

- È obbligatorio usare classe di duttilità "B" per strutture con solo travi a spessore
- Può essere preferibile usare classe di duttilità "B" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico non sono molto alte
- Conviene usare classe di duttilità "A" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte

Quale valore per q ?

Classe di duttilità:
la scelta è molto importante

- È obbligatorio usare classe di duttilità "B" per strutture con solo travi a spessore
- Può essere preferibile usare classe di duttilità "B" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico non sono molto alte
- Conviene usare classe di duttilità "A" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte

Ordinate alte e quindi forze alte rendono necessarie dimensioni degli elementi strutturali maggiori, quindi struttura più rigida, periodo minore e forze ancora più alte

Quale valore per q ?

Regolarità della struttura:
deve esserci sempre

- La regolarità in altezza deve essere ottenuta dosando opportunamente la variazione delle sezioni lungo la verticale
- La regolarità in pianta (che corrisponde ad un comportamento traslazionale e non rotazionale) deve essere ottenuta dosando dimensioni ed orientamento dei pilastri in pianta

Spettro di progetto

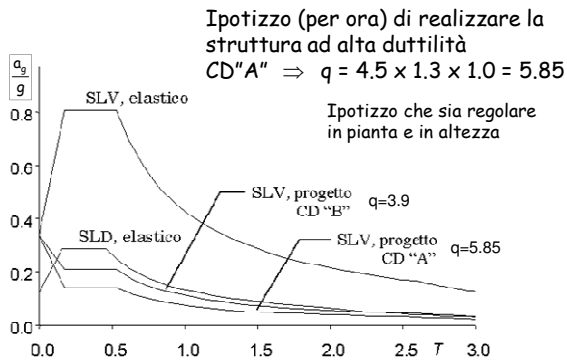
È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

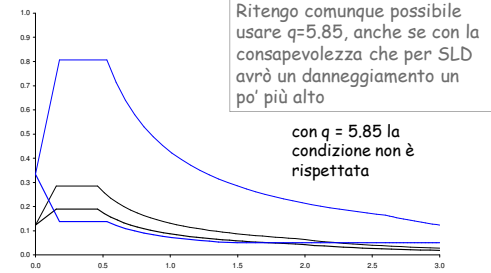
- $q_0 = 4.5 \alpha_u/\alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "A"
- $q_0 = 3.0 \alpha_u/\alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "B"
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ telaio con più piani e più campate
- $K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto



Considerazioni: novità introdotte dalla NTC 2015

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



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere in prima approssimazione $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con $C_1 = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.
 H = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Le NTC15 dicono che il periodo fondamentale deve essere stimato (non più in funzione dell'altezza ma) in funzione dello spostamento d ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse $T_1 = 2\sqrt{d}$

Questa indicazione non è utile in fase di dimensionamento
NTC15, punto 7.3

Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

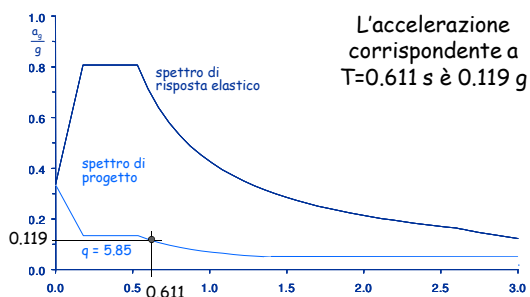
Si può assumere in prima approssimazione $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con $C_1 = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.
 H = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Nell'esempio: $H = 16.40$ m (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale



Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7 \text{ kN}$

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

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	549.6	549.6
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma	15756		162597		

Previsione dei risultati del calcolo

Per stimare l'effetto delle forze orizzontali:

1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano"; se necessario, incrementarlo per tener conto dell'eccentricità propria del sistema
2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M
3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi
4. Valutare il ΔN nei pilastri, dal taglio nelle travi
5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
 - eccentricità accidentale
 - effetto combinato delle diverse componenti
 - gerarchia delle resistenze per i pilastri

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

Nella fase iniziale di dimensionamento conviene (in genere) pensare di assegnare la stessa sezione a tutti i pilastri di uno stesso piano.

Poiché non si conosce ancora la sezione dei pilastri e delle travi si può pensare che il sisma si è portato dai pilastri "che contano" cioè quelli di coltello e con travi emergenti

Un'alternativa si può considerare come pilastro base quello di coltello con due travi emergenti e stimare la rigidità degli altri come aliquota di questa ("pilastri equivalenti")

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

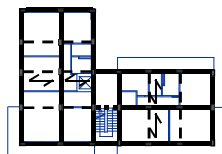
1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

In fasi successive, una volta dimensionate le sezioni di travi e pilastri si può stimare con maggior precisione la rigidità dei singoli pilastri e quindi ripartire il taglio in base a questa rigidità.

In alcuni casi questa maggior precisione porta a risultati diversi, ma spesso le differenze sono minime ed il maggior onere del calcolo è inutile perché non comporta vantaggi.

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	549.6
4	968.2
3	1285.3
2	1500.9
1	1593.8



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

Ripartisco il taglio globale tra 13 pilastri (direzione x)

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	549.6	42.3
4	968.2	74.5
3	1285.3	98.9
2	1500.9	115.5
1	1593.8	122.6

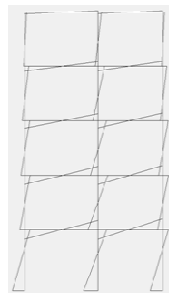
In eventuali iterazioni potrei ripartire in base alle rigidità calcolate separatamente per ciascun pilastro

Avrei una precisione maggiore, ma con più fatica

Ritengo che non vi siano rilevanti rotazioni per effetto dell'eccentricità propria del sistema, quindi non modifico questi valori

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

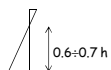
- Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M



Tipico diagramma di M per effetto di forze orizzontali



ai piani superiori

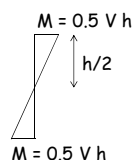


al primo ordine

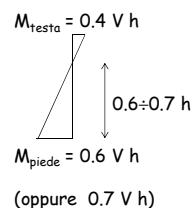
Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M

ai piani superiori



al primo ordine



Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	549.6	42.3	67.6
4	968.2	74.5	119.2
3	1285.3	98.9	158.2
2	1500.9	115.5	184.7
1 testa	1593.8	122.6	176.5
piede			264.8

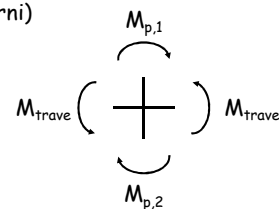
$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.6 h$$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)

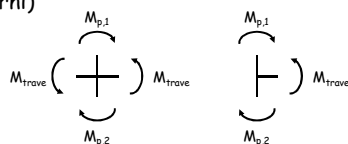
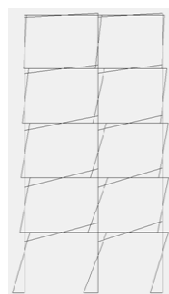


Per l'equilibrio:

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

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)



Se si è fatto un calcolo più preciso, valutando la rigidità dei singoli pilastri si può anche differenziare la situazione per i nodi perimetrali da quella dei nodi interni

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

$$M_t = M_{p5}/2$$

$$M_t = (M_{p5} + M_{p4})/2$$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

4. Valutare il ΔN nei pilastri

Nei pilastri di estremità (o dove c'è una trave rigida ed una a spessore) nasce un ΔN dovuto al taglio nelle travi

Il taglio può essere stimato, pensando a momenti uguali ed opposti ai due estremi della trave, come

$$V_{trave} = \frac{2 M_t}{l_{trave}}$$

Il ΔN ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N_{piln} = \sum_{i=n}^N V_{trave,i}$$

Caratteristiche della sollecitazione 4 - ΔN nei pilastri

$$V_{t,5} = 2 \frac{M_{t,5}}{l_{trave}} = 2 \frac{33.8}{4.10} = 16.5$$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

$$\Delta N = V_{t,5} + V_{t,4}$$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- gerarchia delle resistenze per i pilastri

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, per tener conto dei primi due può essere sufficiente incrementare del 20%

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

Caratteristiche della sollecitazione 5a - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

Caratteristiche della sollecitazione 5a - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			317.7	

+20%

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- gerarchia delle resistenze per i pilastri

La gerarchia delle resistenze dovrebbe essere presa in considerazione solo dopo aver armato le travi

In via approssimata si possono aumentare le sollecitazioni nei pilastri (a parte la sezione al piede del 1° ordine), moltiplicandole per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "A" (1.3 per CD "B")

Caratteristiche della sollecitazione 5b - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			317.7	

Questi valori vanno incrementati 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")

Caratteristiche della sollecitazione 5b - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	121.6	40.6
4	968.2	89.4	214.5	112.1
3	1285.3	118.6	284.7	166.4
2	1500.9	138.5	332.4	205.7
1 testa	1593.8	147.1	317.7	216.7
piede			317.7	

Moltiplicati per 1.5

Caratteristiche di sollecitazione nella direzione y

- Ho un numero diverso di pilastri (14 anziché 13) ma la differenza è modesta: posso ritenere che i risultati non cambino
 - C'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporta:
 - La necessità di aumentare le sollecitazioni nel lato destro dell'edificio
 - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente q
- o, meglio, è opportuno ridimensionare la struttura

Dimensionamento

- Le sollecitazioni trovate possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri
- In momenti successivi, dopo aver effettuato il calcolo con un apposito programma, i valori che si otterranno devono essere confrontati con quelli previsti:
 - Una buona corrispondenza consente la validazione del calcolo
 - Eventuali differenze rilevanti possono essere segno di errori nel calcolo, che lo renderebbero "non validato"

Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Piano	Momento trave (kNm)
5	40.6
4	112.1
3	166.4
2	205.7
1	216.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Dimensionamento: travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

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

Nota: ho incluso l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Momento massimo, totale

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

Dimensionamento: travi emergenti

Dati:

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

$M_{Ed} = 277 \text{ kNm}$
Calcestruzzo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018 \sqrt{\frac{277}{0.30}} = 0.55 \text{ m}$$

sezione: 30x60

Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

... ma si riducono di molto ai piani superiori

Piano	Momento trave (kNm)
5	40.6
4	112.1
3	166.4
2	205.7
1	216.7

È possibile ridurre le sezioni, ma avere travi rigide limita gli spostamenti della struttura

La riduzione sarebbe necessaria se le sezioni fossero eccessive

Nel mio caso, mantengo 30x60 al 4° impalcato, passo a 30x50 al 5°

Dimensionamento: pilastri

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate al primo e secondo ordine

Piano	Momento pilastro (kNm)
5	121.6
4	214.5
3	284.7
2	332.4
1 testa	317.7
piede	317.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità, perché i pilastri perimetrali ne risentono sicuramente

Ho anche considerato forfettariamente l'effetto della gerarchia di resistenza pilastro-trave per tutte le sezioni (tranne alla base)

Dimensionamento: pilastri

Piano	Momento pilastro (kNm)	Sforzo normale (kN)	ΔN da sisma (kN)
5	121.6	$77 \div 253$	± 16.5
4	214.5	$154 \div 451$	± 62.0
3	284.7	$231 \div 649$	± 129.7
2	332.4	$308 \div 847$	± 213.4
1 testa	317.7	$385 \div 1045$	± 301.5
piede	317.7		

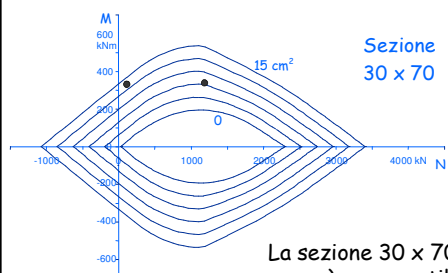
Coppie M-N più gravose

$M = 332 \text{ kNm}$
 $N_{\min} = 95 \text{ kN}$

$M = 317 \text{ kNm}$
 $N_{\max} = 1346 \text{ kN}$

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$M = 332 \text{ kNm}$

$N = 95 \text{ kN}$

$M = 317 \text{ kNm}$

$N = 1346 \text{ kN}$

occorrono
5 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 è al limite
ma può essere utilizzata

Dimensionamento: pilastri

- Utilizzerò sezioni 30x70, necessarie per i tre ordini inferiori
- Potrei ridurre la sezione ai due ordini superiori, ma preferisco mantenerla invariata
 - Tutte le riseghe possono essere causa di errori di esecuzione
 - Ne avrei fatte solo se la sezione fosse troppo grande
 - In ogni caso, ai piani superiori non devo mai utilizzare sezioni minori di quella della trave emergente
- Potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)

Ma attenzione al periodo ...

- La formula di normativa non tiene conto della effettiva rigidità della struttura
- È opportuno controllare appena possibile se il periodo è plausibile (e quindi se le forze sono effettivamente quelle da usare)
- Possibile procedimento per valutare il periodo:

Formula di Rayleigh

m_i : massa di piano

F_i : Forza di piano

u_i : spostamento del baricentro di piano (provocato dalle forze F_i)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

Stima del periodo

con formula di Rayleigh

- Gli spostamenti possono essere stimati valutando approssimativamente le rigidità

- Stima delle rigidità
- possibilità 1: approccio globale semplificato

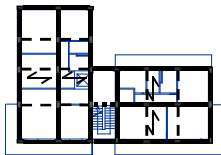
$$\text{rigidità} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)}$$

considerando solo i pilastri "che contano"

Stima del periodo

con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidità
- possibilità 1: approccio globale semplificato



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

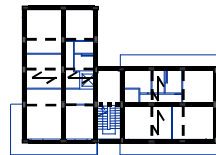
Le travi emergenti sono:
15 in direzione x
16 in direzione y

Considero 13 pilastri e
15 travi (direzione x)

Stima del periodo

con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidità
- possibilità 1: approccio globale semplificato



Al piano tipo, direzione x

Pilastri 30x70 (13)

$L_p = 3.20$ m

$I_p = 857500$ cm⁴

Travi 30x60 (15)

$L_t = 4.00$ m in media

$I_t = 540000$ cm⁴

Otengo

$k = 472.7$ kN/mm

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidità-1

Periodo proprio della struttura direzione x

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	384.3	1.43	12.49
IV	418.6	968.2	472.7	2.05	11.06
III	317.1	1285.3	472.7	2.72	9.01
II	215.6	1500.9	472.7	3.18	6.29
I	92.9	1593.8	511.8	3.11	3.11

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Periodo

Periodo proprio della struttura direzione x

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+V	348.5	549.6	12.49	6862	54.3
IV	329.8	418.6	11.06	4628	40.3
III	329.8	317.1	9.01	2856	26.8
II	329.8	215.6	6.29	1356	13.0
I	268.3	92.9	3.11	289	2.6
somma				15992	137.0

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$T = 0.582$ s

Periodo proprio della struttura direzione y

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	411.1	1.34	11.66
IV	418.6	968.2	506.0	1.91	10.32
III	317.1	1285.3	506.0	2.54	8.41
II	215.6	1500.9	506.0	2.97	5.87
I	92.9	1593.8	548.9	2.90	2.90

Periodo proprio della struttura direzione y

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+V	348.5	549.6	11.66	6409	47.4
IV	329.8	418.6	10.32	4321	35.1
III	329.8	317.1	8.41	2667	23.3
II	329.8	215.6	5.87	1266	11.4
I	268.3	92.9	2.90	270	2.3
somma				14932	119.5

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$$T = 0.562 \text{ s}$$

Stima del periodo con formula di Rayleigh

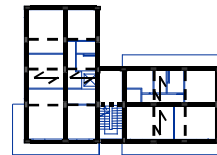
- Stima delle rigidzze
possibilità 2: approccio per singola tipologia di pilastro

Considerare ciascun pilastro e le travi che lo vincolano

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_1} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_1} \right)}$$

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze
possibilità 2: approccio per singola tipologia di pilastro



Al piano tipo Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-2

Pilastro rigido, 2 travi emergenti (10)
k = 33.14 kN/mm

Pilastro rigido, 1 trave emergente (3)
k = 19.90 kN/mm

Pilastro debole, 2 travi emergenti (1)
k = 13.31 kN/mm

Pilastro debole, 1 trave emergente (5)
k = 10.51 kN/mm

Pilastro debole, travi a spessore (4+4)
k = 3.87 - 2.16 kN/mm

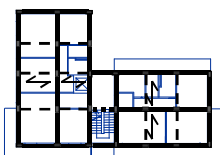
Ottingo

k = 481.1 kN/mm

Più o meno come prima

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze
possibilità 2: approccio per singola tipologia di pilastro



Si trova:

T_x = 0.574 s Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Periodo

T_y = 0.556 s

Con dettaglio ancora maggiore,
esaminando i pilastri uno ad uno:

T_x = 0.564 s Vedi file Excel
Rigidezze-schema base
foglio Periodo

T_y = 0.548 s

Periodo proprio della struttura ed eventuali iterazioni

- La formula di normativa aveva fornito un periodo T=0.611 s
- Le valutazioni più precise forniscono un periodo compreso tra 0.55 s e 0.58 s (leggermente minore per la direzione y, che è un po' più rigida)
- Questa differenza porterebbe ad un leggero incremento di sollecitazioni (circa il 10%)...
... ma il dimensionamento fatto non verrebbe modificato

Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

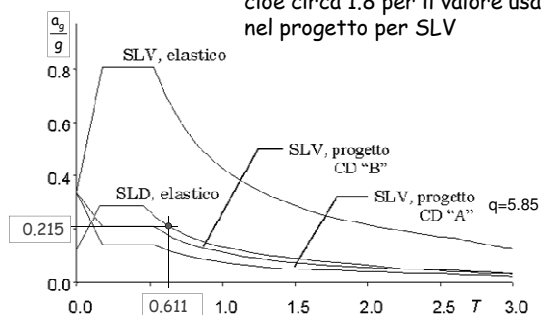
Gli spostamenti (relativi) sono importanti per la verifica allo stato limite di danno

Ho già fatto una previsione degli spostamenti per SLV con $q=5.85$

Data la linearità del calcolo, posso fare una proporzione tra ordinate spettrali e risultati del calcolo

Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.215 g
cioè circa 1.8 per il valore usato
nel progetto per SLV



Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Piano	u SLV [mm]	d _r SLV [mm]	d _r SLD [mm]	h _r [m]	d _{r, amm} [mm]
5	12.49	1.43	2.57	3.20	16.0
4	11.06	2.05	3.68	3.20	16.0
3	9.01	2.72	4.88	3.20	16.0
2	6.29	3.18	5.70	3.20	16.0
1	3.11	3.11	5.59	3.60	18.0

Gli spostamenti sono pienamente ammissibili, anche considerando il possibile incremento del 20% per eccentricità accidentale e combinazione componenti sisma

Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Considerazioni:

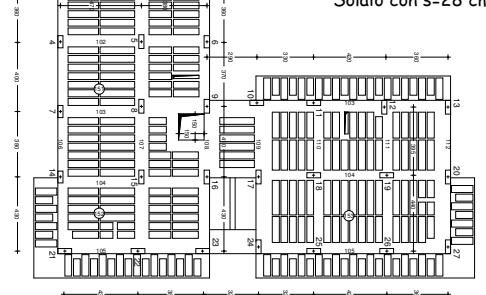
- La normativa ha subito varie evoluzioni, che nel caso della verifica allo SLD hanno comportato differenze molto più rilevanti che per la verifica allo SLV
- Attualmente i limiti per SLD sono meno condizionanti rispetto a versioni passate della norma
- È possibile che future versioni tornino a limiti più condizionanti
- La normativa 2015 introduce un fattore di comportamento ($q \leq 1.5$) anche per SLD, ma questo non influisce sulla verifica perché, per $T > T_c$, gli spostamenti calcolati con uno spettro ridotto di q vanno poi nuovamente amplificati per q

Dimensionamento e verifica di massima di edificio con tutte travi a spessore

Edificio esaminato

- Numero di impalcati: 6

Travi tutte a spessore
Solaio con $s=28$ cm



Considerazioni generali

- La scelta di usare solo travi a spessore è usata in alcune regioni, anche per la libertà di pianta che consente
- Questa impostazione non è ottimale, per vari motivi:
 - Porta in genere a schemi molto deformabili, per i quali diventa meno corretto trascurare nel calcolo gli elementi non strutturali
 - La deformabilità può portare problemi per lo stato limite di danno
 - La differenza di rigidezza tra pilastri di coltello e di piatto si riduce e questo rende difficile conferire adeguata rigidezza rotazionale: è forte il rischio di ricadere in schemi torsionalmente deformabili

Dimensionamento travi e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Carichi unitari

Stima preliminare dei carichi unitari più rilevanti, da utilizzare per le successive analisi

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F	
Solaio del piano tipo	4.5 + 1.2	2.0	10.7	6.3	kN/m ²
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4	
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9	
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4	

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F	
Travi 60 x 28	3.2		4.2	3.2	kN/m
Tamponature	7.0		9.1	7.0	
Tramezzi	3.0		3.9	3.0	

Effetto dei carichi verticali Momento flettente - travi

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{35 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Andrà sommato all'effetto del sisma

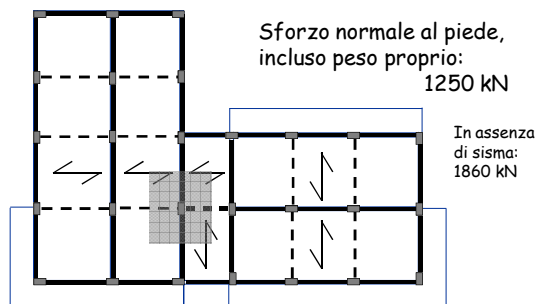
Momento per carichi verticali (senza sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{58 \times 4.20^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

Può essere condizionante solo per travi molto lunghe (non è il nostro caso)

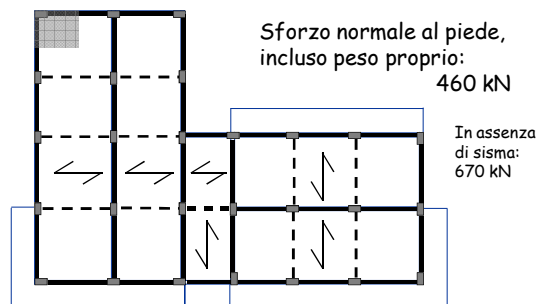
Sforzo normale pilastri

Pilastro interno in corrispondenza della scala



Sforzo normale pilastri

Pilastro d'angolo privo di sbalzo



Dimensionamento travi e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Poi:
effetto del sisma

- Valutare il momento flettente indotto dal sisma nelle travi e nei pilastri
- Valutare la variazione di sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

Effetto del sisma

- Stima delle masse
- Stima iniziale del periodo
- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Valutazione delle forze per analisi statica
- Ripartizione del taglio tra i pilastri
- Stima del momento flettente nei pilastri
- Stima del momento flettente nelle travi
- Dimensionamento sezioni
- Valutazione rigidità e nuova stima periodo
- Stima degli spostamenti per SLD
- Eventuali iterazioni

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di $8 \div 11 \text{ kN/m}^2$

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m^2 (9 kN/m^2 in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - masse

Impalcato	Superficie m^2	Incidenza kN/m^2	Peso kN
Torrino + VI	379.9	9.0	3419
V, IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 18991 kN

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 3.0 \times 1.3$$

Prima era 4.5

struttura intelaiata in c.a.

telaio con più piani e più campate
duttilità bassa

$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza e in pianta

Si calcola:

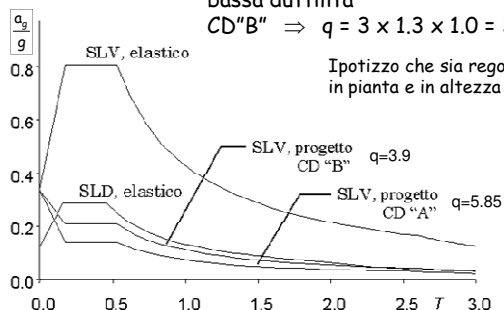
$$q = 3.90 \text{ (prima era 5.85)}$$

Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

$$CD "B" \Rightarrow q = 3 \times 1.3 \times 1.0 = 3.9$$

Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza

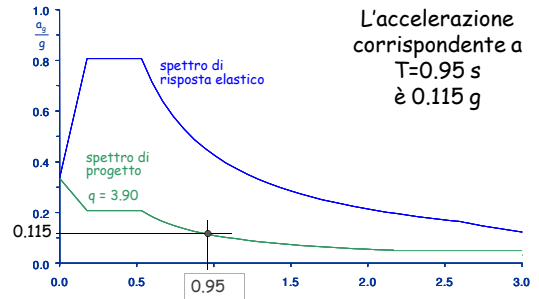


Stima del periodo con formula di normativa

- La norma suggerisce di assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$
con $C_1 = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.
 H = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)
Nell'esempio: $H = 19.60$ m (escluso torrino)
 $T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699$ s
- In realtà nel caso di edifici con tutte travi a spessore questa formula non dà risultati attendibili
Consiglio un valore maggiore del 20% ÷ 50%

Periodo ed ordinata spettrale

- Ipotizzo un periodo pari a 0.95 s



Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$
 $= 0.85 \times 18991 \times 0.115 = 1856.3$ kN

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

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	19.60	67012	549.0	549.0
5	3235	16.40	53054	434.7	983.7
4	3235	13.20	42702	349.8	1333.5
3	3235	10.00	32350	265.0	1598.5
2	3235	6.80	21998	180.2	1778.7
1	2632	3.60	9475	77.6	1856.3
somma	18991		226591	1856.3	

Cosa cambia? Considerazioni sulla rigidezza

Esempi:

pilastro	30x70	l=3.20 m	Valori ottenuti con il file Excel Rigidezza
travi	60x28	l=4.50 m	
k = 8.25 kN/mm			
pilastro	70x30	l=3.20 m	
travi	60x28	l=4.50 m	
k = 6.02 kN/mm			

Per i pilastri che hanno travi a spessore sia sotto che sopra, cioè ai piani superiori, la differenza dovuta all'orientamento del pilastro è molto minore che non nel caso di travi emergenti (o di quanto avviene al primo ordine, a causa della rigidezza della fondazione)

Cosa cambia? Considerazioni sulla rigidezza

- La ripartizione del taglio (e quindi il calcolo delle sollecitazioni dei pilastri) vanno fatte tenendo conto dell'influenza delle travi a spessore sulla rigidezza dei pilastri

Ipotizzo che i pilastri di piatto valgano, rispetto a quelli di coltello:

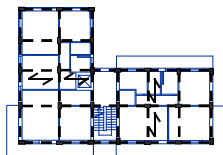
Ordini 2-6	0.7
Ordine 1	0.5

e che i pilastri di estremità valgano 0.7 di quelli interni

Ragionerò quindi in termini di "pilastri equivalenti"

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	549.0
5	983.7
4	1333.5
3	1598.5
2	1778.7
1	1856.3



Ripartisco il taglio globale tra n pilastri equivalenti

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

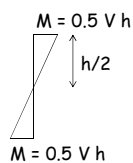
Piano	Pilastri "equivalenti"	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
6	20.2	549.0	27.2
5	20.2	983.7	48.7
4	20.2	1333.5	66.0
3	20.2	1598.5	79.1
2	20.2	1778.7	88.1
1	17.2	1856.3	107.9

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

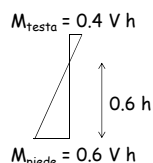
In questo caso il punto di nullo è spostato

Ipotizzo:

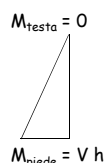
ai piani superiori



al secondo ordine



al primo ordine



Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
6	549.0	27.2	43.5
5	983.7	48.7	77.9
4	1333.5	66.0	105.6
3	1598.5	79.1	126.6
2 testa	1778.7	88.1	112.7
2 piede			169.1
1 testa	1856.3	107.9	0.0
1 piede			388.5

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.6 h$$

$$M = V h$$

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	27.2	43.5	21.7
5	983.7	48.7	77.9	60.7
4	1333.5	66.0	105.6	91.8
3	1598.5	79.1	126.6	116.1
2 testa	1778.7	88.1	112.7	119.7
2 piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5
1 piede			388.5	

$$M_t = M_{p6}/2$$

$$M_t = (M_{p6} + M_{p5})/2$$

Caratteristiche della sollecitazione 4 - ΔN nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastri (kN)
6	549.0	27.2	43.5	21.7	10.6
5	983.7	48.7	77.9	60.7	40.2
4	1333.5	66.0	105.6	91.8	85.0
3	1598.5	79.1	126.6	116.1	141.6
2 testa	1778.7	88.1	112.7	119.7	200.0
2 piede			169.1		
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5	241.6
1 piede			388.5		

$$\Delta N = V_{t,6} + V_{t,5}$$

Caratteristiche della sollecitazione 5a - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	27.2	43.5	21.7
5	983.7	48.7	77.9	60.7
4	1333.5	66.0	105.6	91.8
3	1598.5	79.1	126.6	116.1
2 testa	1778.7	88.1	142.7	139.7
piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5
piede			388.5	

Caratteristiche della sollecitazione 5a - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	32.6	52.2	26.1
5	983.7	58.4	93.5	72.8
4	1333.5	79.2	126.7	110.1
3	1598.5	95.0	151.9	139.3
2 testa	1778.7	105.7	135.3	143.6
piede			202.9	
1 testa	1856.3	129.5	0.0	101.4
piede			466.2	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione 5b - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	32.6	67.8	26.1
5	983.7	58.4	121.6	72.8
4	1333.5	79.2	164.8	110.1
3	1598.5	95.0	197.5	139.3
2 testa	1778.7	105.7	175.8	143.6
piede			263.7	
1 testa	1856.3	129.5	0.0	101.4
piede			466.2	

Moltiplicati
per 1.3

Dimensionamento: travi a spessore

Momento per carichi verticali (con sisma)

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

Momento per azione sismica

$$M = 144 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 144 = 204 \text{ kNm}$$

Dimensionamento: travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare $M_{Ed} = 204 \text{ kNm}$
 $b = \text{da determinare}$ Calcestruzzo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $h = 28 \text{ cm}$
 $c = 4 \text{ cm}$

Calcolo della larghezza

$$b = \frac{M r^2}{d^2} = \frac{204 \times 0.018^2}{0.24^2} = 1.15 \text{ m}$$

Sezione necessaria: 115x28

Dimensionamento: travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare $M_{Ed} = 204 \text{ kNm}$
 $b = \text{da determinare}$ Calcestruzzo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $h = 28 \text{ cm}$
 $c = 4 \text{ cm}$

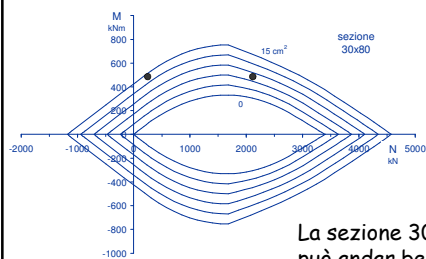
Calcolo della larghezza

Con calcoli più accurati si vede che potrebbe essere usata una sezione 80x28, con almeno 25 cm² di armatura tesa, o ancora minore (58x28), con armatura un po' maggiore. Si rischia di arrivare a percentuali di armatura non accettabili

La normativa impone forti limiti (forse eccessivi) alla larghezza delle travi a spessore

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$M = 466 \text{ kNm}$

$N = 220 \text{ kN}$

$N = 2100 \text{ kN}$

occorrerebbero
5 Ø20 per lato

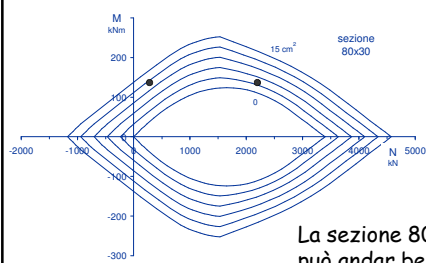
La sezione 30 x 80
può andar bene

Caratteristiche della sollecitazione momento nei pilastri di piatto

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)		molt	Momento pilastro (kNm)
6	549.0	32.6x0.7	22.8	0.5	36.5
5	983.7	58.4x0.7	40.9	0.5	65.4
4	1333.5	79.2x0.7	55.4	0.5	88.7
3	1598.5	95.0x0.7	66.5	0.5	106.4
2 testa	1778.7	105.7x0.7	74.0	0.5	118.4
piede				0.5	118.4
1 testa	1856.3	129.5x0.5	64.8	0.4	93.3
piede				0.6	139.9

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$M = 140 \text{ kNm}$

$N = 220 \text{ kN}$

$N = 2100 \text{ kN}$

occorrerebbero
4 Ø20 per lato

La sezione 80 x 30
può andar bene

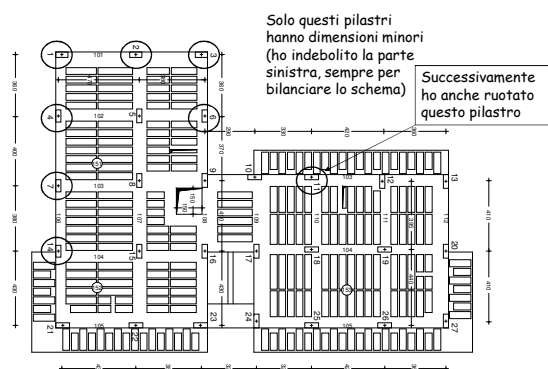
Dimensioni pilastri

6 piani, con tutte le travi a spessore

- Ho preferito differenziare la sezione di alcuni pilastri, meno caricati, anche per bilanciare meglio la rigidezza

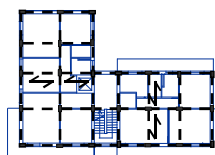
Tipo di pilastro	Sezione alla base	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine	6° ordine
Pilastri molto caricati (2)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri caricati (18)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60

Carpenteria edificio con travi a spessore



Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Pilastro di coltello, interno (9)
 $\times 1.0 \rightarrow 9.0$

Pilastro di coltello, esterno (3)
 $\times 0.7 \rightarrow 2.1$

Pilastro di piatto, interno (8)
 $\times 0.7 \rightarrow 5.6$

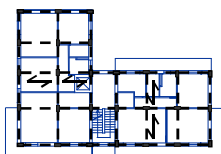
Pilastro di piatto, esterno (7)
 $\times 0.5 \rightarrow 3.5$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Rigidezza

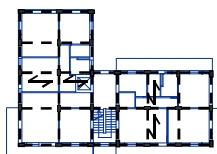
Al piano 3 (pilastri 30x70)
 $k = 200.5 \text{ kN/mm}$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al primo ordine

Pilastro di coltello, interno (9)
 $\times 1.0 \rightarrow 9.0$

Pilastro di coltello, esterno (3)
 $\times 0.7 \rightarrow 2.1$

Pilastro di piatto, interno (8)
 $\times 0.5 \rightarrow 4.0$

Pilastro di piatto, esterno (7)
 $\times 0.3 \rightarrow 2.1$

Travi: sono 22

Equivalgono a
17.2 pilastri

Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	549.0	549.0	189.3	2.90	32.58
V	434.7	983.7	189.3	5.20	34.87
IV	349.8	1333.5	198.9	6.70	29.68
III	265.0	1598.5	200.5	7.97	22.97
II	180.2	1778.7	206.4	8.62	15.00
I	77.6	1856.3	290.8	6.38	6.38

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.115 g, già usate prima

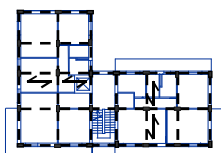
Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+VI	348.5	549.0	32.58	17885	369.9
V	329.8	434.7	34.87	15159	401.0
IV	329.8	349.8	29.68	10381	290.4
III	329.8	265.0	22.97	6088	174.1
II	329.8	180.2	15.00	2703	74.2
I	268.3	77.6	6.38	495	10.9
somma				52712	1320.6

$T = 0.994 \text{ s}$

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Al piano 3

Pilastro 30x70, 2 travi a spessore (10)
 $k = 9.19 \text{ kN/mm}$

Pilastro 30x70, 1 trave a spessore (3)
 $k = 4.82 \text{ kN/mm}$

Pilastro 70x30, 2 travi a spessore (7)
 $k = 6.50 \text{ kN/mm}$

Pilastro 70x30, 1 trave a spessore (7)
 $k = 3.96 \text{ kN/mm}$

Ottengo

$k = 179.6 \text{ kN/mm}$

Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	549.0	549.0	170.9	3.21	40.72
V	434.7	983.7	170.9	5.76	37.51
IV	349.8	1333.5	178.3	7.48	31.75
III	265.0	1598.5	179.6	8.90	24.27
II	180.2	1778.7	184.7	9.63	15.37
I	77.6	1856.3	323.2	5.74	5.74

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.25 g

Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	$F u$ (kN m)	$m u^2$ (kN m s ²)
Torrino+VI	348.5	549.0	40.72	22356	577.9
V	329.8	983.7	37.51	16305	463.9
IV	329.8	1333.5	31.75	11107	332.5
III	329.8	1598.5	24.27	6432	194.3
II	329.8	1778.7	15.37	2770	77.9
I	268.3	1856.3	5.74	446	8.8
somma				59415	1655.3

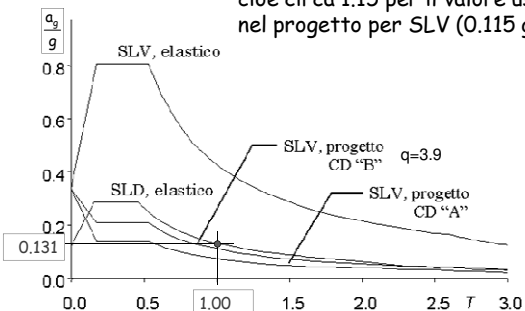
$$T = 1.049 \text{ s}$$

Periodo proprio della struttura

- Stima con formula di normativa:
 $T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$ (molto più piccolo degli altri)
- Stima con approccio 1: $T_1 = 0.994 \text{ s}$
- Stima con approccio 2: $T_1 = 1.049 \text{ s}$
- Assumo: $T_1 = 1.00 \text{ s}$
- Questo valore è 1.43 volte quello suggerito dalla normativa. Io avevo ipotizzato 0.95 s, questo valore è poco più grande e le forze saranno quindi poco più piccole (ma il dimensionamento va bene)

Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.131 g
cioè circa 1.15 per il valore usato nel progetto per SLV (0.115 g)



Previsione degli spostamenti per SLD

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	625.4	625.4	189.3	3.30	43.03
V	495.2	1120.6	189.3	5.92	39.73
IV	398.5	1519.0	198.9	7.64	33.81
III	301.9	1820.9	200.5	9.08	26.17
II	205.3	2026.2	206.4	9.82	17.09
I	88.4	2114.6	290.8	7.27	7.27

Gli spostamenti sono accettabili (il limite è 16 mm o 18 mm a seconda del piano) anche se vi fosse un incremento del 20% per eccentricità accidentale

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

8 - Modellazione della struttura

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

Codici di calcolo
e modellazione strutturale

Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- Tipo di analisi svolta
- Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo
- Affidabilità dei codici utilizzati
- Validazione dei codici.
- Modalità di presentazione dei risultati.
- Informazioni generali sull'elaborazione.
- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Problematiche:

- ✓ Metodi di analisi
- Codici di calcolo e modellazione strutturale
- Schemi di calcolo e loro combinazione
- Giudizio motivato di accettazione dei risultati

Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare:

Deve essere ben precisato quale programma si utilizza e che caratteristiche ha

Qualora
automa
l'attende
tale da

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

• Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

• Affidabilità dei codici utilizzati

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare:

Deve essere ben precisato quale programma si utilizza e che caratteristiche ha

Qualora
automa
l'attende
tale da

Il progettista deve capire bene come opera il programma, per essere sicuro che è idoneo al caso specifico che affronta

• Origine

Oc

riportando

titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

• Affidabilità dei codici utilizzati

Il

progettista

dovrà

esaminare

preliminarmente

la

documentazione

a

corredo

del

software

per

valutarne

l'affidabilità

e

soprattutto

l'idoneità

al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare:

Deve essere ben precisato quale programma si utilizza e che caratteristiche ha

Qualora
automa
l'attende
tale da

Il progettista deve capire bene come opera il programma, per essere sicuro che è idoneo al caso specifico che affronta

• Origine

Oc

riportando

titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

• Affidabilità dei codici utilizzati

Il

progettista

dovrà

esaminare

preliminarmente

la

documentazione

a

corredo

del

software

per

valutarne

l'affidabilità

e

soprattutto

l'idoneità

Spetta al produttore del software (non al progettista) garantire che il programma fa bene quello che deve fare

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Qualora
automa
l'attende
tale da
Relazio

Notare una omissione:

Si parla di "codice di calcolo" come se un programma potesse fare una sola cosa

In realtà qualunque programma consente molteplici scelte

• Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati

• Affidabilità

Il progettista deve precisare come ha modellato la struttura e perché, quali scelte ha operato, ecc.

Il progettista deve precisare come ha modellato la struttura e perché, quali scelte ha operato, ecc.

Definizione dello schema geometrico (modellazione della struttura)

Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete, connessi da diaframmi orizzontali (modello di insieme spaziale di telai piani con impalcati indeformabili)

D.M. 14/9/05, punto 5.7.4.2

NTC 08, punto 7.2.6

Evoluzione del modello di telaio

Evoluzione legata allo sviluppo dei mezzi di calcolo:

- Calcolo di un unico telaio, quello "più sollecitato"
- Singoli telai piani, con ripartizione delle forze orizzontali in base alla rigidità dei telai
- Insieme spaziale di telai piani, collegati da impalcati planimetricamente indeformabili
- Telaio spaziale, con impalcati planimetricamente indeformabili (o con impalcati deformabili)

Evoluzione del modello di telaio Telaio spaziale e insieme spaziale di telai piani

Modello di insieme spaziale di telai piani

- Limiti:
 - La mancanza di aste verticali può inficiare il modello, che trascura la congruenza verticale dei telai ortogonali nei punti di contatto
 - La non ortogonalità di travi può inficiare il modello, che trascura la interazione flessione-torsionale tra i telai ortogonali
- Vantaggi:
 - Maggiore flessibilità nella descrizione della struttura

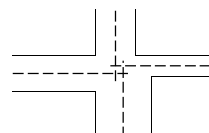
Modello di telaio spaziale

- Più preciso e sempre valido
- Maggiori problemi a causa della non convergenza degli assi

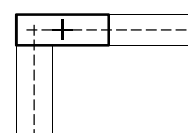
Il modello di telaio

Problemi:

- La presenza di aste con sezioni di dimensioni non trascurabili e diverse tra loro può inficiare il modello di telaio (piano o spaziale), che richiede che gli assi delle aste convergano in un punto (nodo)



Nel piano verticale



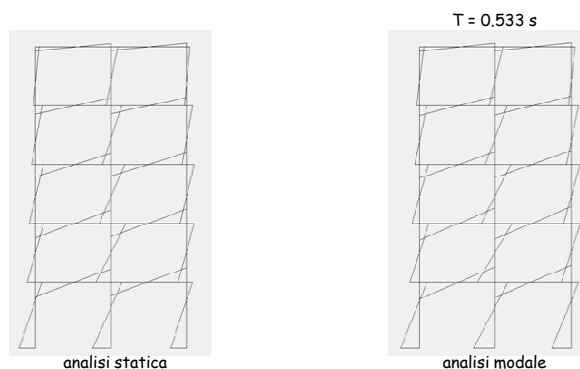
In pianta

Il modello di telaio

Problemi:

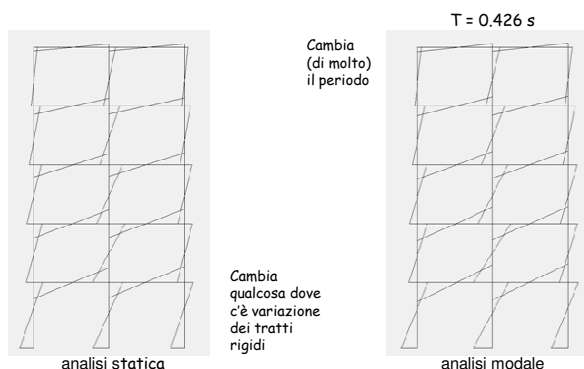
- La presenza di aste con sezioni di dimensioni non trascurabili e diverse tra loro può inficiare il modello di telaio (piano o spaziale), che richiede che gli assi delle aste convergano in un punto (nodo)
 Aggiunta di tratti rigidi o offset, che complicano il modello e modificano (sensibilmente) la rigidezza complessiva e quindi il periodo proprio della struttura

Senza tratti rigidi



Con tratti rigidi

vedi file
Tel_7y



Modelli per le pareti

Alternative:

- Pareti come aste, con tratti rigidi per il collegamento alle travi e tenendo conto della deformazione a taglio
- Discretizzazione della parete in elementi finiti
 - Necessità di ritornare a caratteristiche di sollecitazione (come risultante delle tensioni)
 - Problemi numerici nel piano (drilling)
 - Problemi nel comportamento fuori piano

Questi aspetti sono esaminati nel corso "Problemi specifici nel progetto di strutture antisismiche con pareti in c.a."

Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Strutture in acciaio:

- Assegnando la sezione si definiscono sia rigidezza che resistenza

Strutture in c.a. (approccio convenzionale):

- La rigidezza è assunta pari a quella della sezione geometrica
- La resistenza è considerata indipendente e viene dosata aggiungendo le armature necessarie

Strutture in c.a. (realtà):

- Rigidezza e resistenza sono comunque legate (si pensi al momento d'inerzia della sezione reagente omogeneizzata)
 Paulay, anni '90 del XX secolo (con riferimento a pareti in c.a.)

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Strutture in c.a. (approccio convenzionale)

- Già nel D.M. 10/1/1907 (prima norma sul c.a.) si ha:
"Se si tratta di costruzioni staticamente indeterminate, allo scopo di calcolare le forze incognite, nel valutare gli enti geometrici delle sezioni trasversali dei solidi ... se la percentuale metallica è inferiore al 2% si può ... fare astrazione alla presenza del ferro"
- Se si volesse tener conto rigorosamente della sezione fessurata si dovrebbe:
 - Definire le armature prima del calcolo
 - Considerare un momento d'inerzia che varia ogni volta che cambiano le armature o si inverte il segno di M
 - Considerare un momento d'inerzia che varia con continuità in presenza di N con M variabile (pilastri)

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili

Tener conto rigorosamente della variazione oggi sarebbe forse possibile (con un modello elastico) grazie alla potenza dei computer attuali, ma comunque sarebbe estremamente oneroso
E oltre il limite elastico?

NTC 08, punto 7.2.6

NTC15, punto 7.2.6

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili

Normativa:

In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente

→ quindi differenza tra travi e pilastri

NTC 08, punto 7.2.6

NTC15, punto 7.2.6

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Considerazioni:

- In pratica, c'è chi riduce a priori la rigidezza in maniera forfetaria (spesso senza nemmeno distinguere tra travi e pilastri)

Così si continua a mantenere indipendenti rigidezza e resistenza, mentre la motivazione di base era quella di metterle in relazione

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Considerazioni:

- In pratica, c'è chi riduce a priori la rigidezza in maniera forfetaria (spesso senza nemmeno distinguere tra travi e pilastri)

Aspetti negativi:

- Ridurre la rigidezza per tener conto delle condizioni fessurate, se fatto in misura uguale per tutti gli elementi, serve solo ad aumentare il periodo proprio (quindi spesso riduce le forze e proporzionalmente le sollecitazioni)

Conseguenza forse accettabile:

- Se ben dosata, la riduzione forfetaria di rigidezza si limita a bilanciare l'incremento di rigidezza dovuta agli offset

Modellazione della struttura

Rigidezza degli elementi strutturali

Considerazioni:

- In pratica, c'è chi riduce a priori la rigidezza in maniera forfetaria (spesso senza nemmeno distinguere tra travi e pilastri)

Aspetti negativi:

- Ridurre la rigidezza per tener conto delle condizioni fessurate, se fatto in misura uguale per tutti gli elementi, serve solo ad aumentare il periodo proprio (quindi spesso riduce le forze e proporzionalmente le sollecitazioni)

Conseguenza forse accettabile:

- Se ben dosata, la riduzione forfetaria di rigidezza si limita a bilanciare l'incremento di rigidezza dovuta agli offset

Ma in sostanza questo della "rigidezza fessurata" è un problema non ancora definito a livello scientifico.

Forse la normativa avrebbe fatto meglio a non introdurlo proprio

Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in cemento armato di almeno 40 mm di spessore

L'ipotesi di impalcato rigido è fondamentale nella modellazione della struttura

È comunque necessario verificare la rigidezza e la resistenza dell'impalcato

NTC 08, punto 7.2.6

NTC15, punto 7.2.6

L'impalcato

Impalcato = insieme di solai e travi posti ad una stessa quota (in particolare, soggetti ad azioni orizzontali); la parte resistente di questo elemento è, soprattutto, la soletta del solaio

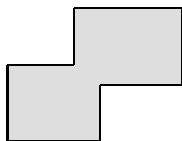
Impalcato rigido:
modellato come vincolo mutuo tra i nodi del telaio

Impalcato deformabile:
modellato come insieme di lastre (o più grossolanamente come diagonali), collegate ai nodi del telaio spaziale

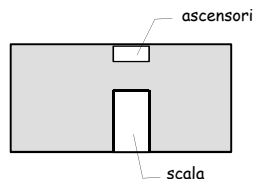
Irregolarità strutturali per l'impalcato

Forma poco compatta, presenza di grosse rientranze, grossi fori o parti mancanti nell'impalcato:

riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate



qui la debolezza è evidente



in altri casi uno sguardo superficiale può trarre in inganno

Irregolarità strutturali per l'impalcato

Forma poco compatta, presenza di grosse rientranze, grossi fori o parti mancanti nell'impalcato:

riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate

Presenza di un numero molto basso di elementi resistenti verticali (singole pareti o nuclei irrigidenti): nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti per riportare l'azione sismica a tali elementi

Variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (soprattutto se pareti) tra un piano e l'altro: nel trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato può essere molto sollecitato e deformarsi molto

Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza

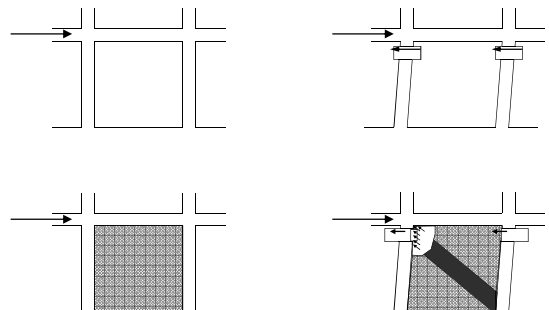
Gli elementi non strutturali (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora tale contributo modifichi significativamente il comportamento del modello

In quali casi il contributo degli elementi non strutturali modifica il comportamento?

NTC 08, punto 7.2.6

NTC15, punto 7.2.6

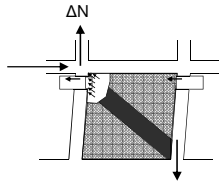
Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)



Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

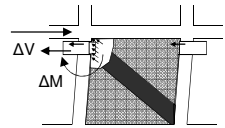
- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)



Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)
- variazione di taglio e momento nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale)



Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)
- variazione di taglio e momento nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale), perché il pannello murario ha un contatto diffuso con le aste e non trasmette la forza direttamente nel nodo
- variazione di taglio e momento agli estremi delle travi

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetti globali:

- comportamento dinamico: l'irrigidimento dovuto alla presenza delle tamponature riduce il periodo proprio della struttura; ciò può comportare un incremento dell'azione sismica
- comportamento inelastico: la rottura delle tamponature è fragile; quando essa avviene, l'aliquota di azione sismica da loro portata si scarica istantaneamente sulla struttura

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetti dovuti alla loro distribuzione:

- una distribuzione irregolare in pianta può provocare rotazione degli impalcati e quindi incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici
attenzione in particolare agli edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidità) e tamponature dissimetriche
- una distribuzione irregolare lungo l'altezza può portare a concentrazione di sollecitazione ad un piano ("piano soffice"), con riduzione della duttilità globale

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Tenerne conto è importante quando:

- Sono pochi e molto robusti (rischio di forti sollecitazioni negli elementi strutturali adiacenti)
- Sono disposti in pianta in maniera molto irregolare (rischio di rotazione dell'impalcato e quindi di sollecitazioni negli elementi strutturali agli estremi)
- Sono distribuiti irregolarmente lungo l'altezza (rischio di creazione di piano soffice, con riduzione della duttilità globale)

In caso contrario si può analizzare un modello costituito dai soli elementi strutturali

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Possibili schematizzazioni delle tamponature:

- insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio
- vantaggi:
possibilità di analizzare pareti con aperture
- svantaggi:
complessità dello schema;
difficoltà a tenere conto dell'unilateralità del vincolo

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Possibili schematizzazioni delle tamponature:

- pendolo, disposto nella diagonale compressa
 - lunghezza del pendolo l_d = lunghezza diagonale
 - spessore della sua sezione s = spessore muratura
 - larghezza della sua sezione B indicata da fonti bibliografiche:
 - M. Pagano $B = 0.5 A_p / l_d \Rightarrow B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$
 - B. Stafford Smith $B \cong 0.15 \div 0.30 l_d$
 - D.M. 2/7/81 $B = 0.10 l_d$

A_p = area del pannello murario

Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, si possono considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa

Usare un modello complessivo per struttura, fondazione e terreno, oppure modelli separati?

NTC 08, punto 7.2.6

NTC15, punto 7.2.6

Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione
(comportamento statico):

- cedimenti verticali differenziali
- rotazioni al piede dei pilastri del primo ordine

⇓

variazione della rigidità relativa dei diversi pilastri e quindi diversa distribuzione delle azioni sismiche

attenzione in particolare agli elementi molto rigidi, come le pareti, la cui rigidità può essere vanificata dalla rotazione al piede

Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione
(comportamento dinamico):

- maggiore deformabilità complessiva

⇓

aumento del periodo proprio della struttura;
ciò comporta in genere una riduzione dell'azione sismica, ma un aumento degli spostamenti

Struttura, fondazione e terreno

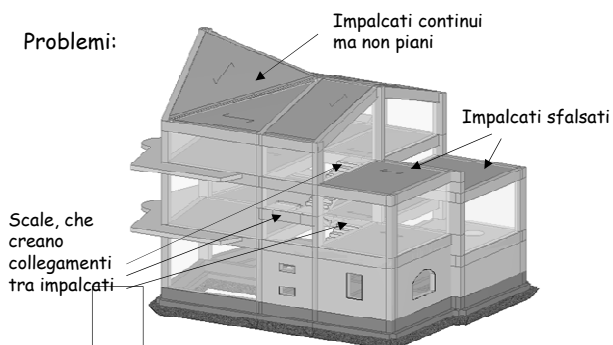
È necessario modellare insieme struttura, fondazione e terreno quando:

- La fondazione non è adeguatamente rigida (rischio di cedimenti differenziali, rotazioni al piede, ridistribuzione dell'azione sismica)
- Il terreno è molto deformabile (rischio di variazione notevole del periodo proprio)

In caso contrario (fondazione più rigida della struttura in elevazione, terreno non particolarmente deformabile), si può considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare poi separatamente l'insieme fondazione-terreno con le azioni trasmesse dalla struttura sovrastante

Modellazione: qualche altra considerazione

Problemi:



Impalcati continui ma non piani

- Modello più semplice: vincolo mutuo agli spostamenti orizzontali (nonostante la non planarità)

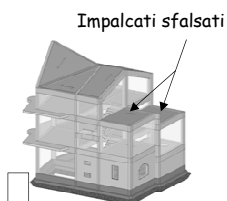
Attenzione ai casi in cui in una direzione gli spostamenti relativi non sono impediti



- Alternativa: modellazione dei singoli campi con elementi bidimensionali oppure aste pendolari

Impalcati sfalsati

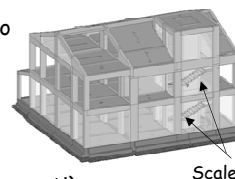
- Uno sfalsamento di mezzo piano può creare problemi ma in genere è accettabile
- Sfalsamenti minori creano pilastri molto corti, con comportamento non accettabile



In presenza di sfalsamenti minori è opportuno solidarizzare i due impalcati in modo da costringerli a spostarsi della stessa quantità senza movimenti relativi (trave unica e/o altri accorgimenti)

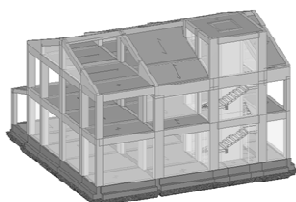
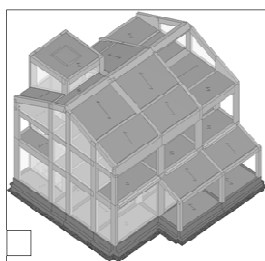
Scale che creano collegamento tra gli impalcati

- L'effetto fortemente negativo travi a ginocchio è stato evidenziato da molto tempo
- Anche le solette rampanti creano problemi rilevanti (evidenziati solo in tempi più recenti)



Occorre ripensare drasticamente la soluzione strutturale da usare per le scale

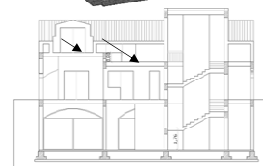
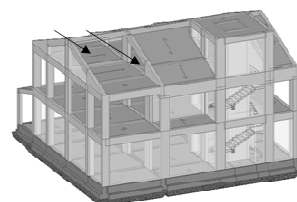
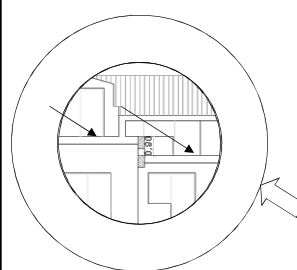
Modellazione: un esempio reale



Si ringrazia l'ing. Alfio Gruppillo

Modellazione: un esempio reale (1)

Nel sottotetto le due parti di impalcato sono sfalsate di 80 cm



Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

9 - Analisi strutturale: modellazione delle azioni

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

Azioni sulla struttura

Azione sismica:

- Modellata mediante analisi statica o analisi modale con spettro di risposta (come già visto)

Altri problemi relativi all'azione sismica:

- Eccentricità
- Combinazione delle componenti

Carichi verticali da accoppiare all'azione sismica:

- Differenze tra norme passate e norme attuali

Carichi verticali da accoppiare all'azione sismica

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 ($g_k + s \cdot q_k$) [forze x 1.5 per SLU]

Nuova norma

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti ($g_k + \psi_2 q_k$)

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	0.9
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	0.3
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.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Valutazione delle masse per SLU secondo OPCM 3274 ed Eurocodice 8

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

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

	Usi non correlati	Piani con usi correlati	Archivi
1	1.0	0.8	1.0
2	0.5	0.8	1.0
3	...	0.8	1.0
4	...	0.8	1.0
5	...	0.8	1.0
6	0.5	0.8	1.0

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 $g_k + s q_k$

Forze per zone a media sismicità $0.07 \times W$

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 \equiv Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

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

Questo è abbastanza vero per le travi:

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

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 \equiv Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

Norma italiana attuale (NTC08)

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 --- $0.134 \times W$

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. 14/1/08

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 zone a media sismicità, ecc. $0.105 \times W$ $0.134 \times W$

Notare: Carichi verticali minori Masse quasi invariate Forze orizzontali maggiori

Confronto tra vecchia e nuova norma (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU D.M. 16/1/96 D.M. 14/1/08

Carichi verticali: $1.4 g_k + 1.5 q_k$ $g_k + \psi_2 q_k$

Forze orizzontali:

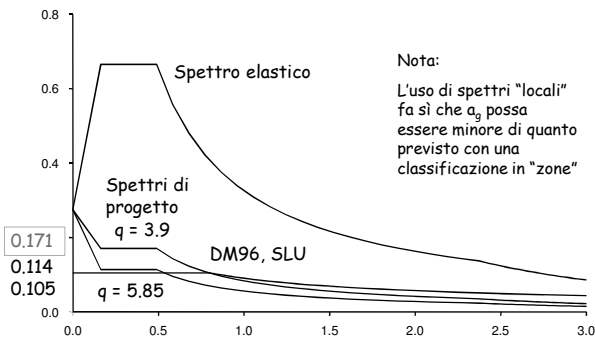
Masse W $g_k + s q_k$ $g_k + \psi_2 q_k$

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

Buona parte delle differenze tra i risultati ottenuti con la attuale norma, rispetto a quanto si aveva in passato, è dovuto a questo non all'uso di stati limite anziché tensioni ammissibili

Confronto di spettri di risposta SLV, Spoleto



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

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

NTC15, punto 7.2.6

Modellazione delle azioni

1. Eccentricità accidentale

Variabilità spaziale del moto sismico:

- Le onde sismiche si propagano con velocità elevata ma non infinita; quindi raggiungono punti diversi dell'edificio in istanti diversi (sfasamento delle accelerazioni)

La normativa nel capitolo 3 precisa:

- Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi
Quindi problema importante solo per strutture di dimensioni elevate (ad esempio viadotti) o con sottosuolo fortemente variabile

NTC 08, punto 3.2.5.1

NTC15, punto 3.2.4.1

Modellazione delle azioni

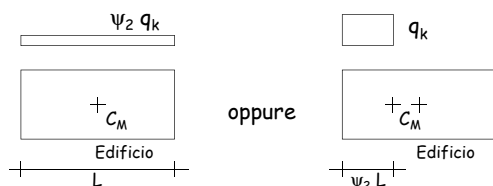
1. Eccentricità accidentale

Incertezze:

- Incertezze nella localizzazione delle masse
- Incertezze relative ad altri possibili effetti usualmente trascurati
 - Ad esempio, variazione di rigidità nei pilastri in c.a. per effetto dello sforzo normale, che può provocare dissimmetrie anche in strutture simmetriche a causa della contemporanea presenza di moto in due direzioni

Incertezze nella localizzazione delle masse

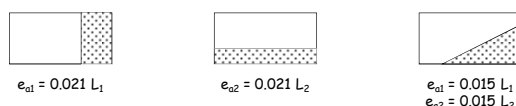
L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio



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

Eccentricità accidentale Perché il 5% ?

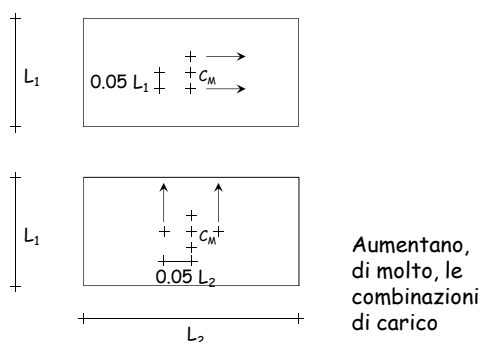
Se si applica il carico variabile massimo su un'area pari a ψ_2 x area totale si ottiene un'eccentricità nettamente minore



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

Eccentricità accidentale Come tenerne conto?

Effettuando più volte l'analisi modale, considerando il centro di massa spostato di una quantità pari a e_a

oppure

Considerando le forze statiche applicate al centro di massa spostato di una quantità pari a e_a

ovvero

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità e_a

Eccentricità accidentale Come tenerne conto?

Preferisco questa impostazione perché così:

- riduco il numero di schemi base di calcolo da controllare
- giudico più facilmente l'effetto della eccentricità accidentale
- evito di accentuarne l'effetto (l'eccentricità e_a è già amplificata per tener conto di effetti dinamici)

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità e_a

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

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:

Sommare

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

Modellazione delle azioni

2. Combinazione delle componenti

Criterio generale:

Sommare

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

Esempio: sisma prevalente $\Rightarrow E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$

EC8 e NTC13 considerano questa come una possibile alternativa, ma suggeriscono anche:

Combinare gli effetti come SRSS $\sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$

Può andar bene quando vi è una sola caratteristica di sollecitazione (travi)

Improprio quando vi sono più caratteristiche di sollecitazione (pilastri)

NTC 08, punto 7.3.5

NTC15, punto 7.3.5

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

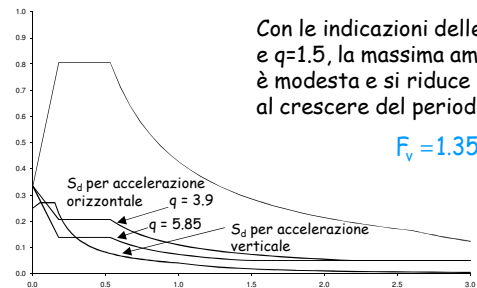
NTC 08, punto 7.2.1

NTC15, punto 7.2.2

Componente verticale

considerazioni

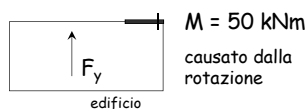
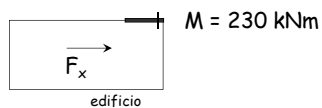
- L'accelerazione spettrale dipende dal periodo e dalla zona sismica



Componenti orizzontali

per le travi

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

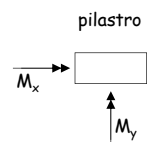
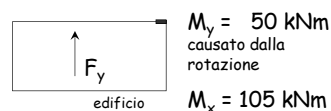
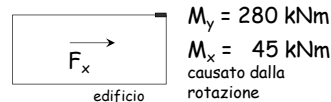


$$M_d = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$

Componenti orizzontali

per i pilastri

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



Componenti orizzontali per i pilastri

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



edificio

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

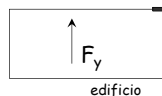
$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione x

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

$$= 295 \text{ kNm}$$



edificio

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

causato dalla
rotazione

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

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

$$= 77 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-
flessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

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



edificio

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

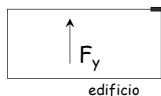
$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione y

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

$$= 134 \text{ kNm}$$



edificio

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

causato dalla
rotazione

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

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

$$= 119 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-
flessione 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
abbastanza facilmente soddisfatta

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

10 - Combinazioni di carico

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

Analisi strutturale

Nel passato:

- Carichi verticali, col loro valore massimo $g_k + q_k$ se si usa il metodo delle tensioni ammissibili
- Forze in direzione x, con analisi statica o modale; masse valutate con $g_k + s q_k$
- Forze in direzione y

Oggi, necessità di:

- Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
- Tener conto dell'eccentricità accidentale
- Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma

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

Conseguenze per l'analisi strutturale

Nel passato:

- Carichi verticali, col loro valore massimo $g_k + q_k$ se si usa il metodo delle tensioni ammissibili
- Forze in direzione x, con analisi statica o modale; masse valutate con $g_k + s q_k$
- Forze in direzione y

Quindi:

- 3 schemi base
- da combinare in 4 schemi
 - $q \pm F_x$
 - $q \pm F_y$

Conseguenze per l'analisi strutturale

Oggi, necessità di:

- Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
- Tener conto dell'eccentricità accidentale
- Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma

Quindi:

- Un numero di schemi da calcolare molto più alto

Quanti?

Quante combinazioni di carico?

In assenza di sisma:

- schema base, col carico verticale massimo ($g_d + q_d$) su tutte le campate di trave
- eventuali altri schemi col carico variabile a scacchiera

Nota: l'effetto del carico variabile a scacchiera può essere stimato in maniera approssimata

Con le vecchie norme l'effetto dei soli carichi verticali era compreso tra i valori dovuti a $q \pm F$

Ora invece no, perché in presenza di sisma i carichi verticali sono ridotti

Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ($g_k + \psi_2 q_k$) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione x / y
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
E_x	+	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	1
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	2
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	3
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	4
	-	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	5
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	6
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	7
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	8
E_y	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	9
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	10
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	11
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	12
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	13
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	14
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	15
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	16
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	17
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	18
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	19
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	20
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	21
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	22
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	23
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	24
	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	25
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	26
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	27
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	28
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	29
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	30
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	31
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	32

Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati per tutte le combinazioni di carico?

Una montagna di valori (e di carta) che nessuno avrà mai il coraggio di esaminare
(inoltre: che senso ha per me giudicare l'effetto di, ad esempio, $q = F_x + e_{ay} - 0.3 F_y - e_{ax}$?)

Inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Mi dice solo se la verifica è soddisfatta o no;
ma come capire il comportamento della struttura?

Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

- Schemi base suggeriti:
1. carichi verticali max (senza sisma)
 2. carichi verticali min (con sisma)
 3. forze in direzione x (statiche o modali)
 4. forze in direzione y (statiche o modali)
- coppie (statiche) ⇐
5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
 6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

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

4. Analisi strutturale: fasi di lavoro

- 4.1. Definizione dei carichi unitari
- 4.2. Valutazione dei carichi sulle travi
- 4.3. Valutazione delle masse di piano
- 4.4. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica) e delle eccentricità
- 4.5. Definizione del modello della struttura
- 4.6. Risoluzione degli schemi base

4.1. Carichi unitari

Carichi permanenti strutturali e non Un'innovazione della normativa

Distinzione tra:

- Carichi permanenti strutturali g_1 NTC08, punto 2.5.1.3
- Carichi permanenti non strutturali g_2

Uguale trattamento per:

- Carichi permanenti strutturali NTC08, punto 2.6.1
- Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti Nota alla tabella

Per comodità nell'analisi dei carichi preferisco assimilare i carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti ai carichi permanenti strutturali, indicandoli con lo stesso simbolo g_1

Coefficienti parziali di sicurezza per carichi permanenti e variabili

			EQU	STR	GEO
Carichi permanenti strutturali	γ_{G1}	favorevoli	0.9	1.0	1.0
Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti		sfavorevoli	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti	γ_{G2} γ_Q	favorevoli	0.0	0.0	0.0
Carichi variabili		sfavorevoli	1.5	1.5	1.3

Carichi unitari

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascun elemento i valori caratteristici dei carichi permanenti e variabili

Esempio:

Solaio del piano tipo

Peso proprio	2.80 kN/m ²
Pavimento, intonaco, massetto	1.20
Totale carichi permanenti	$g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$
Incidenza tramezzi	$g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
Carichi variabili	$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Carichi unitari

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascun elemento i valori caratteristici dei carichi permanenti e variabili

Esempio:

Solaio del piano tipo $g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$
 $g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

Si determinano i valori di calcolo in assenza di sisma, moltiplicando g_k e q_k per γ_g e γ_q

$$\gamma_{g1} g_{1k} = 5.20 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 4.80 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

e quelli in presenza di sisma, moltiplicando q_k per ψ_2

$$g_k = 5.20 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 q_k = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad g_k + \psi_2 q_k = 5.80 \text{ kN/m}^2$$

Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

	g_k kN/m ²	q_k kN/m ²	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Solaio piano tipo (escl. tramezzi)	4.00	2.00	8.20	4.60
Solaio piano tipo (incid. tramezzi)	1.20	---	1.80	1.20
Solaio copertura	4.20	2.00	8.46	4.80
Solaio torrino scala	3.40	0.50	5.17	3.40
Sbalzo piano tipo	4.20	4.00	11.46	6.60
Sbalzo copertura, cornicione	3.90	0.50	5.82	3.90
Scala	5.00	4.00	12.50	7.40
				segue...

Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

... seguito	g_k kN/m	q_k	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Travi 30 x 60	4.20	---	5.46	4.20
Travi 30 x 50	3.45	---	4.49	3.45
Travi 60 x 22	1.62	---	2.11	1.62
Tamponature	6.00	---	7.80	6.00
Tramezzi	3.00	---	3.90	3.00
Pilastri 30 x 70 piano terra (kN)	15.75	---	20.48	15.75
Pilastri 30 x 70 altri piani	13.65	---	17.75	13.65
Pilastri 30 x 50 torrino scala	10.13	---	13.17	10.13

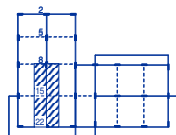
4.2. Carichi sulle travi

Carichi sulle travi

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascuna campata di ogni trave i valori caratteristici dei carichi permanenti g_k e variabili q_k

Esempio:

Trave 22-2, piano tipo



Campate 22-15, 15-8	g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m]	q_k [kN/m]
Solaio 1.15 x 4.25 m	19.55	5.87	9.78
Peso proprio	4.20		
Totale	23.75	5.87	9.78

Carichi sulle travi

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascuna campata di ogni trave i valori caratteristici dei carichi permanenti g_k e variabili q_k

Esempio:

Trave 22-2, piano tipo - Campate 22-15, 15-8
 $g_{1k} = 23.75$ kN/m $g_{2k} + q_k = 15.64$ kN/m

Si determinano i valori di calcolo in assenza di sisma, moltiplicando g_k e q_k per γ_g e γ_q

$$\gamma_g g_{1k} = 30.88 \text{ kN/m} \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 23.46 \text{ kN/m} \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 54.34 \text{ kN/m}$$

e quelli in presenza di sisma, moltiplicando q_k per ψ_2

$$g_k = 29.62 \text{ kN/m} \quad \psi_2 q_k = 2.93 \text{ kN/m} \quad g_k + \psi_2 q_k = 32.55 \text{ kN/m}$$

Carichi sulle travi

Piano tipo

telaio	campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1 x	21-22, 22-23	22.02	12.40	47.23	29.46
	23-24	20.00	8.80	39.20	25.28
	24-25, 25-26, 26-27	24.31	13.24	51.46	31.99
2 x	14-15, 15-16	5.62	3.20	12.11	7.42
	16-17	15.12	10.80	35.86	21.60
	17-18, 18-19, 19-20	23.12	15.14	52.76	31.63
3 x	7-8, 8-9	5.62	3.20	12.11	7.42
	9-10	11.50	2.00	17.95	12.70
	10-11, 11-12, 12-13	23.91	12.92	50.46	31.41
4 x	4-5, 5-6	5.62	3.20	12.11	7.42
5 x	1-2, 2-3	12.20	1.60	18.26	13.10

Carichi sulle travi

Piano tipo

telaio	campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1 y	21-14	24.91	13.72	52.96	32.86
	14-7, 7-4, 4-1	19.00	7.52	35.98	23.23
2 y	22-15, 15-8	23.75	15.64	54.34	32.55
	8-5, 5-2	24.60	16.32	56.46	33.78
3 y	23-16	17.80	6.08	32.26	21.22
	16-9	25.61	13.29	53.23	33.33
	9-6, 6-3	17.20	6.08	31.48	20.62
4 y	24-17	12.20	1.60	18.26	13.10
	17-10	18.50	7.60	35.45	23.00
5 y, 6 y	25-18, 18-11, 26-19, 19-12	5.62	3.20	12.11	7.42
7 y	27-20	23.22	12.40	48.79	30.66
	20-13	12.20	1.60	18.26	13.10

Carichi sulle travi

Piano tipo

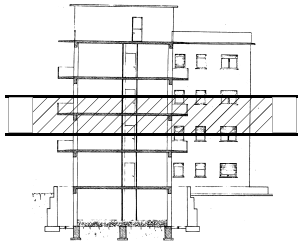
telaio	campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1 y	<p>Notare, come ordine di grandezza:</p> <p>carico in presenza di sisma \cong $0.6 \times$ carico in assenza di sisma</p>		72	52.96	32.86
			52	35.98	23.23
2 y			64	54.34	32.55
			32	56.46	33.78
3 y			08	32.26	21.22
			29	53.23	33.33
			08	31.48	20.62
4 y	24-17	12.20	1.60	18.26	13.10
	17-10	18.50	7.60	35.45	23.00
5 y, 6 y	25-18, 18-11, 26-19, 19-12	5.62	3.20	12.11	7.42
7 y	27-20	23.22	12.40	48.79	30.66
	20-13	12.20	1.60	18.26	13.10

4.3. Masse di piano

Determinazione delle masse di piano

Procedimento rigoroso:

- individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato



le masse che si sviluppano lungo l'altezza (pilastri, tamponature, tramezzi) devono essere riportate agli impalcati inferiore e superiore

Determinazione delle masse di piano

Procedimento rigoroso:

- individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato
- valutare la quantità di ogni elemento (area, lunghezza, numero) e moltiplicarla per i carichi unitari

Determinazione delle masse di piano

Procedimento automatico (programmi di calcolo):

- masse come risultante dei carichi sulle travi

Limiti del procedimento:

- i carichi vengono riportati tutti all'impalcato inferiore
- se cautelativamente si abbonda nei carichi sulle travi, si abbonda anche nelle masse

Determinazione delle masse di piano

Come procedere, quando si usano programmi di calcolo?

- esaminare con attenzione i valori calcolati dal programma
- controllare l'incidenza a metro quadro (massa diviso superficie dell'impalcato)
- nel dubbio, effettuare anche un calcolo a mano

Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura		
Solaio torrino scala		
Sbalzo piano tipo		
Sbalzo copertura		
Cornicione		
Scala		
Travi 30 x 60		
Travi 30 x 50		
Travi 60 x 22		
Tamponature		
Tramezzi		
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Peso a m², in presenza di sisma (escluso incidenza tramezzi)

$$239.2 \times 4.60 = 1100.3 \text{ kN}$$

superficie complessiva del solaio (incluso lo spazio occupato da travi, ecc.) in m²

Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura		
Cornicione		
Scala		
Travi 30 x 60		
Travi 30 x 50		
Travi 60 x 22		
Tamponature		
Tramezzi		
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Peso a m², in presenza di sisma

$$60.3 \times 6.60 = 398.0 \text{ kN}$$

superficie complessiva degli sbalzi, in m²

Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4
Tramezzi		
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Lunghezza totale delle tamponature sup. e inf. (in m) diviso 2

$$\frac{86+86}{2} \times 0.9$$

Riduzione per tener conto delle aperture

$$77.4 \times 6.00 = 464.4 \text{ kN}$$

Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4
Tramezzi	62.4	187.2
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Lunghezza totale dei tramezzi sup. e inf. (in m) diviso 2

con riduzione per tener conto delle aperture

Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4
Tramezzi	62.4	187.2
Pilastri 30 x 70 p. t.	--	--
Pilastri 30 x 70 altri piani	27.0	368.6
Pilastri 30 x 40 torrino	--	--

Si ottiene così il peso totale dell'impalcato

$$W = 3285.3 \text{ kN}$$

Massa = peso diviso accelerazione di gravità

$$M = \frac{3285.3}{9.81} = 334.89 \text{ t}$$

E così per tutti gli impalcati

Tipo carico	Torrino		V impalcato	
	Q.ta	Peso (kN)	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	--	--	--	--
Solaio di copertura	--	--	239.2	1148.2
Solaio torrino scala	36.0	122.4	--	--
Sbalzo piano tipo	--	--	--	--
Sbalzo copertura	--	--	60.3	235.1
Cornicione	12.0	46.8	13.3	51.9
Scala	--	--	19.1	141.3
Travi 30 x 60	--	--	--	--
Travi 30 x 50	24.0	82.8	121.0	417.5
Travi 60 x 22	3.0	4.9	50.0	81.0
Tamponature	13.5	81.0	52.2	313.2
Tramezzi	--	--	31.2	93.6
Pilastri 30 x 70 p. t.	--	--	--	--
Pilastri 30 x 70 altri piani	--	--	13.5	191.4
Pilastri 30 x 50 torrino	3.0	30.4	3.0	30.4

E così per tutti gli impalcati

Tipo carico	Impalcato tipo (IV-II)		I impalcato	
	Q.ta	Peso (kN)	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--	--	--
Solaio torrino scala	--	--	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0	--	--
Sbalzo copertura	--	--	--	--
Cornicione	--	--	--	--
Scala	24.0	177.6	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4	77.4	464.4
Tramezzi	62.4	187.2	62.4	187.2
Pilastri 30 x 70 p. t.	--	--	13.5	212.6
Pilastri 30 x 70 altri piani	27.0	368.6	13.5	184.3
Pilastri 30 x 40 torrino	--	--	--	--

Riepilogo dei valori calcolati

impalcato	peso W kN	massa M t	area m ²	peso medio
Torrino	368.3	37.54	48.0	7.67
V	2703.6	275.60	331.9	8.15
IV, III, II	3285.3	334.89	323.5	10.16
I	2915.6	297.21	263.2	11.08
TOTALE	15843.4			

Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	peso medio	peso stimato	peso medio stimato
Torrino + V	3071.9	8.09	3419	9.0
IV, III, II	3285.3	10.16	3235	10.0
I	2915.6	11.08	2632	10.0
TOTALE	15843.4		15756	

differenza di meno del 2% sul totale

Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

Procedimento rigoroso:

- individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato
- di ciascun elemento, calcolare peso, coordinate del baricentro, momento d'inerzia baricentrico
- calcolare il baricentro complessivo
- calcolare il momento d'inerzia complessivo ($I_x + I_y$) e quindi il raggio d'inerzia $r_m = \sqrt{\frac{I}{W}}$ serve solo per analisi modale

molto faticoso

Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

Procedimento alternativo:

- ipotizzare le masse uniformemente distribuite nell'impalcato (incluso sbalzi)
- determinare il baricentro dell'impalcato
- calcolare il momento d'inerzia dell'impalcato e quindi il raggio d'inerzia

si può fare anche con Autocad

Ordine di grandezza:

per pianta quadrata $r_m \cong 0.41 L$

per pianta rettangolare rapporto 2:1 $r_m \cong 0.32 L$

per pianta rettangolare molto allungata $r_m \cong 0.29 L$

Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

Procedimento automatico (programmi di calcolo):

- masse come risultante dei carichi sulle travi
- il programma calcola il baricentro di ciascuna trave
- il programma calcola quindi il baricentro complessivo e il relativo raggio d'inerzia

Nota: spesso il programma considera le masse concentrate nel baricentro della trave, senza tener conto del loro momento d'inerzia rispetto a tale baricentro

non rigoroso, ma sostanzialmente accettabile

Nell'esempio

Ipotizzando masse uniformemente distribuite nell'impalcato

impalcato	peso W kN	x m	y m	r _m m
Torrino	368.3	9.75	4.86	3.24
V	2703.6	10.20	5.89	8.51
Torrino + V	3071.9	10.14	5.76	8.05
IV, III, II	3285.3	10.35	5.64	8.38
I	2915.6	9.75	6.33	7.81

4.4. Forze orizzontali

Forze orizzontali per analisi statica

Il procedimento di determinazione delle forze è identico a quanto descritto in precedenza:

- definizione del fattore di struttura (nell'esempio, se alta duttilità $q = 5.85$)
- stima del periodo proprio della struttura e sua correzione con la formula di Rayleigh (nell'esempio, $T_1 = 0.611$ s)
- determinazione dell'accelerazione spettrale (nell'esempio $a_g = 0.119$ g)

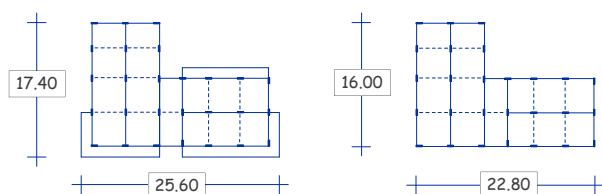
Poiché le masse sono quasi coincidenti ai valori stimati, anche le forze complessivamente lo sono

Forze orizzontali per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	W z (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3071.9	16.40	50379	506.4	506.4
4	3285.3	13.20	43366	435.9	942.3
3	3285.3	10.00	32853	330.2	1272.5
2	3285.3	6.80	22340	224.6	1497.1
1	2915.6	3.60	10496	105.5	1602.6
somma	15756		159434		

Poiché le masse sono quasi coincidenti ai valori stimati, anche le forze complessivamente lo sono

Eccentricità accidentale Nell'esempio



Impalcato tipo (con sbalzi)

per F_x $e_a = 0.05 \times 17.40 = 0.87$ m

per F_y $e_a = 0.05 \times 25.60 = 1.28$ m

I impalcato (senza sbalzi)

Per le NTC08 si usano le stesse eccentricità

Eccentricità accidentale Coppie da considerare

Piano	Forze in direzione x			Forze in direzione y		
	F (kN)	e_a (m)	M (kNm)	F (kN)	e_a (m)	M (kNm)
Torrino+V	506.4	0.87	440.6	506.4	1.28	648.2
IV	435.9	0.87	379.2	435.9	1.28	557.9
III	330.2	0.87	287.3	330.2	1.28	422.7
II	224.6	0.87	195.4	224.6	1.28	287.4
I	105.5	0.87	91.8	105.5	1.28	135.0

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

11 - Risoluzione degli schemi base, Giudizio sulla struttura

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

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
- in corso 4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
- 5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

4. Analisi strutturale: fasi di lavoro

- ✓ 4.1. Definizione dei carichi unitari
- ✓ 4.2. Valutazione dei carichi sulle travi
- ✓ 4.3. Valutazione delle masse di piano
- ✓ 4.4. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica)
- ✓ 4.5. Definizione del modello della struttura
- 4.6. Risoluzione degli schemi base

**Giudicare gli schemi base
e le combinazioni di carico**

Carichi verticali:

siamo già abituati ad esaminarli e giudicarli

Forze orizzontali:

discutere separatamente analisi statica e modale

Discutere poi:

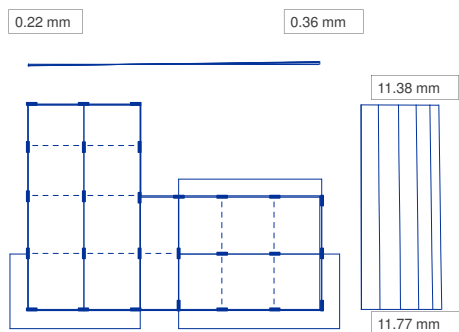
- effetto dell'eccentricità accidentale
- combinazione delle azioni nelle due direzioni

**Discussione dei risultati:
sisma - analisi statica**

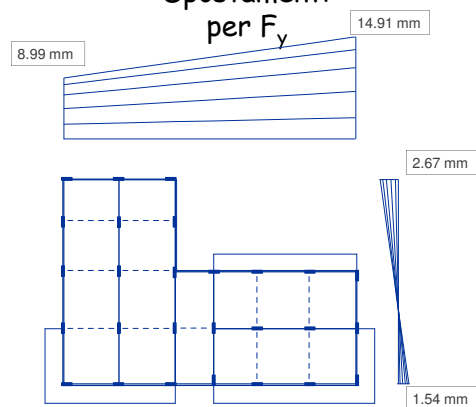
**Un mare di numeri. Come non perdersi?
Analisi statica**

- Esaminare gli spostamenti prodotti dalle forze nelle due direzioni
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Stimare e controllare il periodo
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

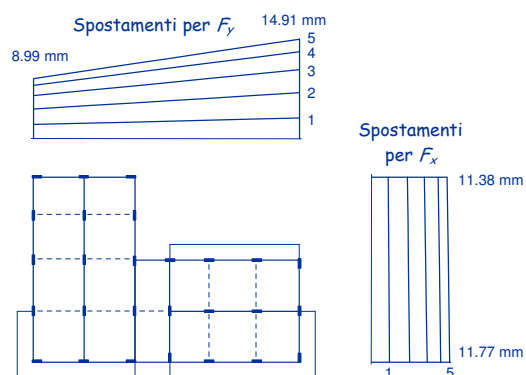
Spostamenti per F_x



Spostamenti per F_y



Spostamenti



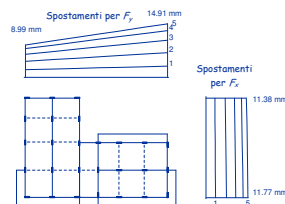
Spostamenti classe di duttilità "A"

Rotazione non
trascurabile per forze
in direzione y



La parte destra
andrebbe irrigidita

mediamente, spostamenti
analoghi nelle due direzioni
(ma i massimi per F_y sono
maggiori di circa il 25%)



Spostamenti per forze in
direzione x uniformi

Periodo proprio della struttura (Metodo di Rayleigh)

Una buona stima del periodo si ottiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

m_i : massa di piano

F_i : Forza di piano

u_i : spostamento del baricentro di piano
(provocato dalla forze F_i)

Periodo proprio della struttura (direzione x)

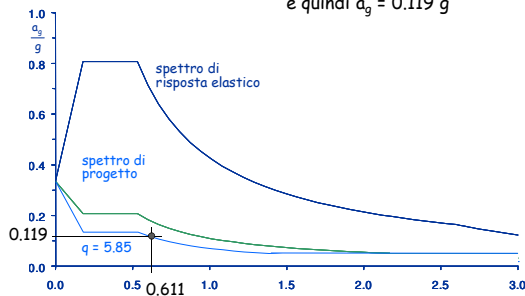
Piano	m (kN s ² /m)	F_x (kN)	u_x (mm)	$F_x u_x$ (kN m)	$m u_x^2$ (kN m s ²)
Torrino+V	313.1	506.4	11.628	5888.2	42.34
IV	334.9	435.9	10.307	4492.7	35.58
III	334.9	330.2	8.292	2738.2	23.03
II	334.9	224.6	5.652	1269.2	10.70
I	297.2	105.5	2.646	279.2	2.08
somma				14667.4	113.72

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{xi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{xi} u_{xi}}}$$

$$T_x = 0.553 \text{ s}$$

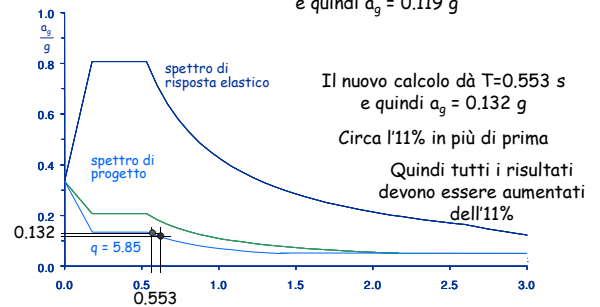
Esempio - ordinata spettrale

Si era ipotizzato $T=0.611$ s
e quindi $a_g = 0.119$ g



Esempio - ordinata spettrale

Si era ipotizzato $T=0.611$ s
e quindi $a_g = 0.119$ g



Il nuovo calcolo dà $T=0.553$ s
e quindi $a_g = 0.132$ g

Circa l'11% in più di prima

Quindi tutti i risultati
devono essere aumentati
dell'11%

Sollecitazioni previste - forze in direzione x senza incremento per rotazione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Taglio previsto e taglio massimo riscontrato, per
pilastri allungati in x

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	42.3	39.12
4	74.5	69.41
3	98.9	92.07
2	115.5	108.93
1	122.6	111.18

Il taglio massimo è
abbastanza uniforme
I valori sono leggermente
minori rispetto alle
previsioni

Nota:
nei pilastri di estremità
il taglio è minore
(circa il 50% ai piani superiori,
il 75% al piede del I ordine)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto $0.131/0.119$ (circa 11%)

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	67.6	70.93
4	119.2	122.75
3	158.2	155.93
2	184.7	175.03
1 testa	176.5	153.45
piede	264.8	246.78

Il momento massimo è
abbastanza uniforme
I valori corrispondono alle
previsioni ai piani superiori,
sono abbastanza più piccoli
a quelli inferiori

Nota:
nei pilastri di estremità il
momento è minore (circa il
50-60% ai piani superiori,
l'85% al piede del I ordine)

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	33.8	37.57
4	93.4	90.00
3	138.7	133.66
2	171.5	166.76
1	180.6	174.68

Il momento massimo è
abbastanza uniforme,
sia come distribuzione in pianta
che in base alla posizione nel
telaio (incluse campate di
estremità)

I valori corrispondono
bene alle previsioni

Periodo proprio della struttura (direzione y)

Applicando la formula di Rayleigh

si trova
$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{yi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{yi} u_{yi}}}$$

$$T_y = 0.552 \text{ s}$$

Quasi identico all'altra direzione

Si ha anche per questa direzione un incremento dell'accelerazione di circa l'11%

Sollecitazioni per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max, sin (kN)	Taglio max, des (kN)
5	42.3	27.31	44.93
4	74.5	50.93	82.85
3	98.9	68.24	112.27
2	115.5	80.52	135.83
1	122.6	89.89	122.95

Il taglio varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione
I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine
(5-15% a seconda dei piani)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto 0.131/0.119 (circa 11%)

Sollecitazioni per forze in direzione y

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	67.6	50.26	82.29
4	119.2	90.90	147.14
3	158.2	116.18	190.12
2	184.7	131.15	220.89
1 testa	176.5	125.69	165.35
piede	264.8	197.91	277.27

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni

(15-20% a seconda dei piani, di meno al 1° ordine)

Sollecitazioni per forze in direzione y

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	33.8	26.45	44.37
4	93.4	65.80	111.80
3	138.7	95.71	166.11
2	171.5	119.36	205.49
1	180.6	130.89	212.06

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni

(15-20% a seconda dei piani)

Discussione dei risultati: analisi modale

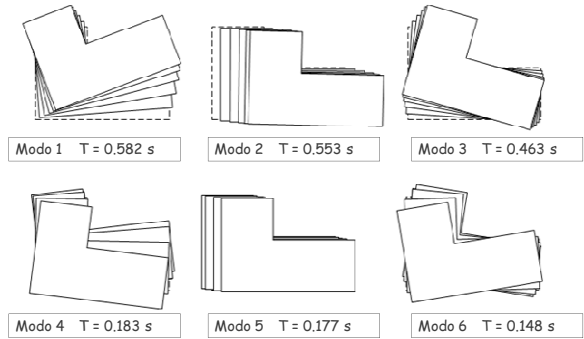
Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
 - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
 - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
 - corrispondono alle previsioni o no?

Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

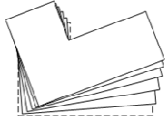
- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

Deformate modali

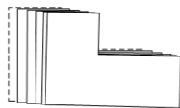


Deformate modali

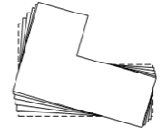
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

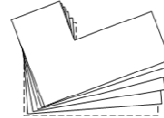


Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

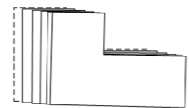
I modi 1 e 3 sono accoppiati (traslazione secondo y e rotazione)

Deformate modali

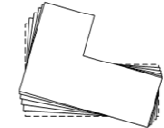
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



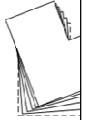
Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$



La struttura è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1
Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse ≤ 0.8

Deformate modali

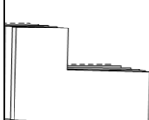
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Nota: il confronto dovrebbe essere fatto con riferimento ai modi disaccoppiati (ovvero quelli che si ottengono quando $C_M = C_R$)

In questo caso i due modi x e y avrebbero periodo di 0.55 s, quello rotazionale di 0.495 s circa ed il rapporto sarebbe 1.11

Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

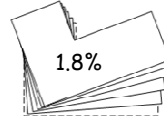
Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse ≤ 0.8

Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

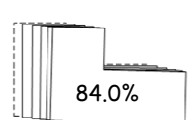


Masse partecipanti, sisma x

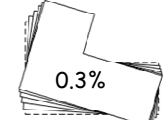
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

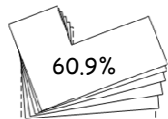


Il modo 2 dà il contributo massimo

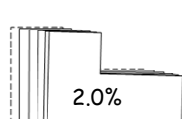
Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (8.9%)

Masse partecipanti, sisma y

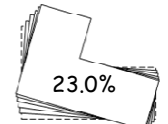
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

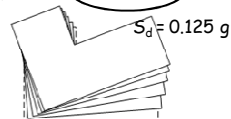


I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

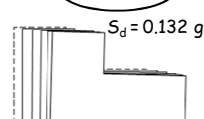
Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)

Periodi dei modi predominanti

Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

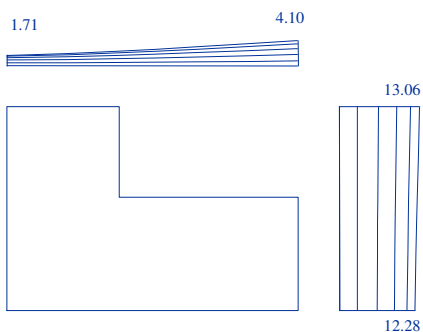


Periodi stimati: ~~0.611 s~~
 $T_x = 0.553 \text{ s}$ $S_d = 0.132 \text{ g}$
 $T_y = 0.552 \text{ s}$ $S_d = 0.132 \text{ g}$

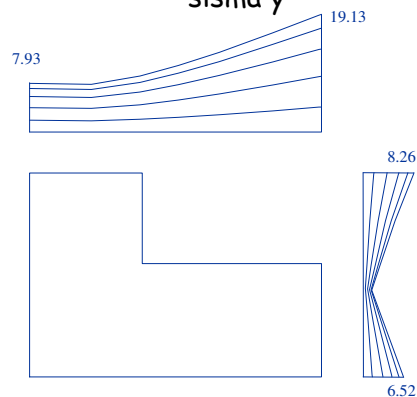
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono quindi analoghe

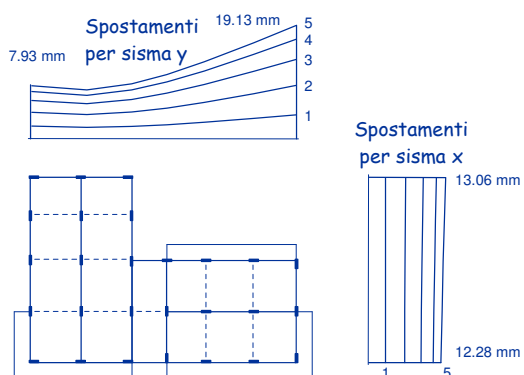
Inviluppo modale sisma x



Inviluppo modale sisma y



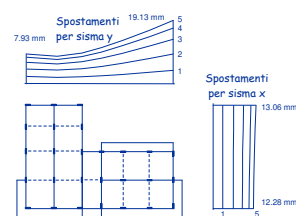
Spostamenti, inviluppo modale



Spostamenti, inviluppo modale

Rotazione non trascurabile per sisma y (spostamenti dovuti ai modi 1 e 3)

La parte destra andrebbe irrigidita

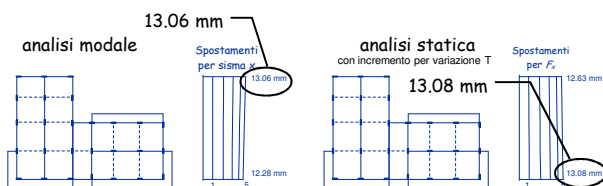


gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x uniformi (vicini a quelli del modo 2)

Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

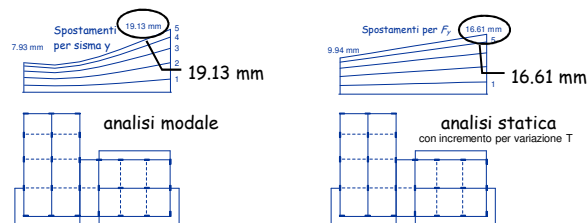
Sisma x: analisi modale - spostamenti uguali



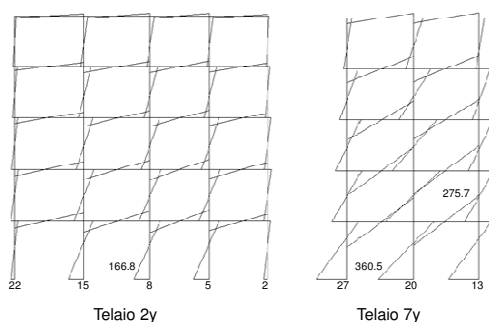
Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

Sisma y: l'analisi modale accentua la rotazione

lato destro - spostamenti maggiori (25%)
lato sinistro - spostamenti minori



Sollecitazioni



Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	39.12	42.73
4	69.41	75.81
3	92.07	101.98
2	108.93	122.03
1	111.18	120.36

+11% per
diff. periodo

Il taglio massimo è
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,
nei pilastri di estremità il taglio
è minore (circa il 50% ai piani
superiori, il 75% al piede del I
ordine)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	70.93	77.13
4	122.75	134.37
3	155.93	173.30
2	175.03	196.46
1 testa	153.45	167.40
piede	246.78	265.99

+11%

Il momento massimo è
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,
nei pilastri di estremità il
momento è minore (circa il
50-60% ai piani superiori,
l'85% al piede del I ordine)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	37.57	40.76
4	90.00	97.71
3	133.66	146.61
2	166.76	186.77
1	174.68	203.18

+11%

Il momento massimo è
abbastanza uniforme,

sia come distribuzione in pianta
che in base alla posizione nel
telaio (incluse campate di
estremità)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	44.93	57.03
4	82.85	105.51
3	112.27	145.08
2	135.83	177.19
1	122.95	159.98

+11%

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	82.29	103.88
4	147.14	187.92
3	190.12	246.55
2	220.89	287.58
1 testa	165.35	215.55
piede	277.27	360.46

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	44.37	56.03
4	111.80	141.06
3	166.11	212.26
2	205.49	265.79
1	212.06	275.67

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	27.31	24.81
4	50.93	45.19
3	68.24	61.30
2	80.52	73.31
1	89.89	79.02

+11%

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	50.26	45.08
4	90.90	80.71
3	116.18	104.66
2	131.15	119.18
1 testa	125.69	110.19
piede	197.91	174.34

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	26.45	23.66
4	65.80	58.18
3	95.71	85.03
2	119.36	107.23
1	130.89	116.65

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

Commento

- La struttura, così come è attualmente dimensionata, presenta un comportamento rotazionale non accettabile (nettamente non bilanciato). Anziché andare avanti con il suo esame, si dovrebbe fin d'ora pensare a come modificarla per eliminare questo problema
- Si continua ad esaminarla ed a valutare l'effetto di eccentricità accidentale e combinazione delle azioni nelle due direzioni principalmente a fini didattici, ma anche per evidenziare come il comportamento non bilanciato sia aggravato da questi ulteriori aspetti.

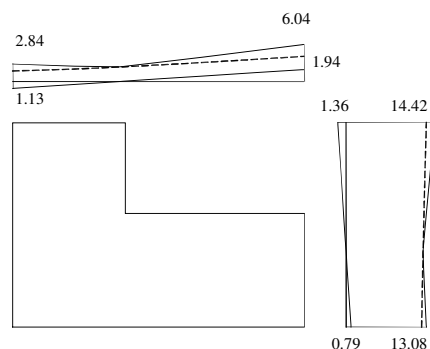
Eccentricità accidentale

Eccentricità accidentale

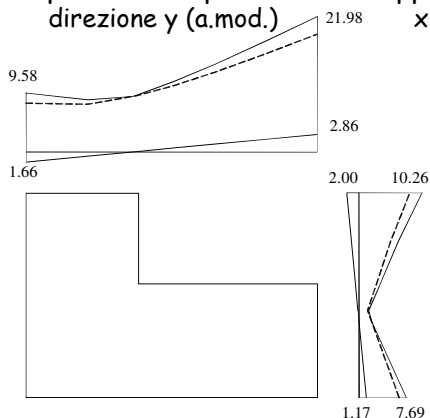
Esame dei risultati

- Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
 - l'effetto delle coppie è lo stesso a tutti i piani?
 - la sua entità è comparabile con quanto previsto?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
 - l'incremento dovrebbe essere analogo a quello degli spostamenti

Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



Spostamenti per forze e coppie direzione y (a.mod.)



Spostamenti per forze e coppie considerazioni

- Le coppie provocano un incremento di spostamento percentualmente analogo a tutti i piani
- L'incremento va dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
- L'incremento va dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- Gli incrementi percentuali δ possono essere stimati con l'espressione semplificata con opportuni valori di k
- Nel caso in esame: $k=0.16$ per dir.x, $k=0.33$ per dir.y
- La formula è suggerita anche dall'OPCM 3431, ma con $k=0.6$

$$\delta = k \frac{x}{L_e}$$

Caratteristiche della sollecitazione per forze e coppie

- L'incremento percentuale di sollecitazione dovuto alle coppie è lo stesso di quanto riscontrato per gli spostamenti:
 - dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
 - dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- L'incremento percentuale di sollecitazione può essere stimato con la stessa espressione indicata per gli spostamenti

Combinazione delle azioni nelle due direzioni

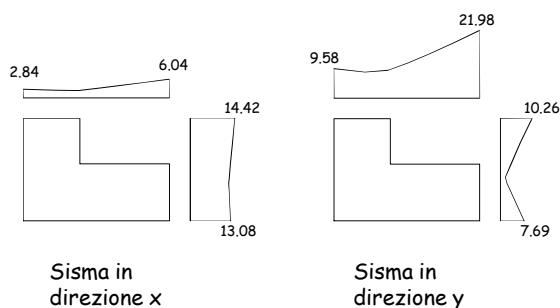
Le componenti orizzontali

"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

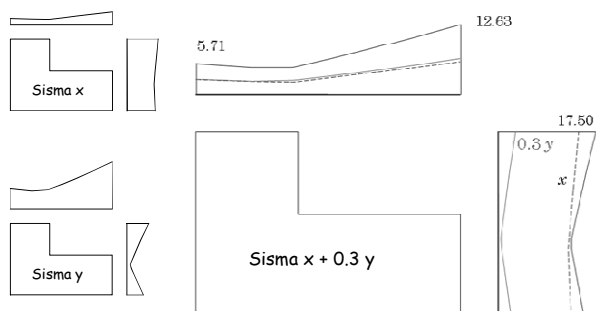
In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

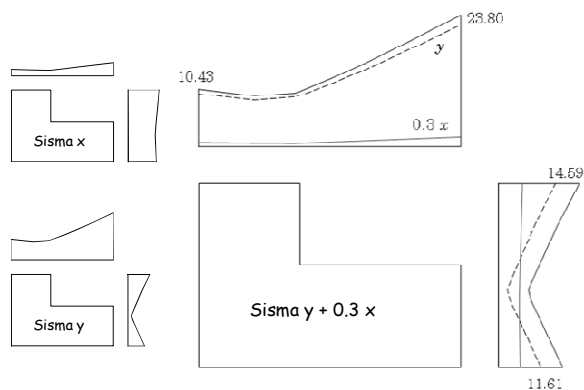
Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



Inviluppo: sisma $x + 0.3$ sisma y analisi modale



Inviluppo: sisma $y + 0.3$ sisma x analisi modale



Effetto complessivo di eccentricità accidentale e combinazione x y

Travi:

- le travi dei telai centrali ne risentono in misura minima
- le travi dei telai di estremità hanno, rispetto allo schema con sole forze, un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%

Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

Pilastri:

- i pilastri nella parte centrale dell'edificio non hanno variazioni rilevanti delle caratteristiche di sollecitazione massima, ma devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 30% del massimo
- i pilastri perimetrali hanno un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%, ed inoltre devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 40%-60% del massimo

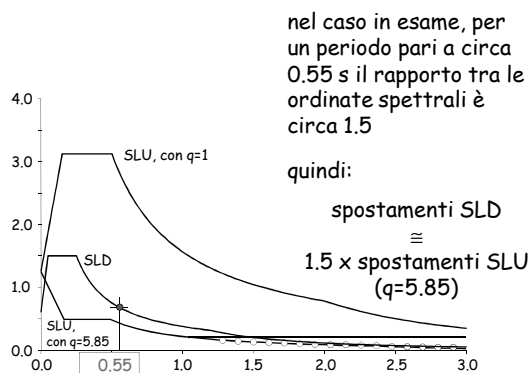
Stato limite di danno

Stato limite di danno

Prima di passare alla definizione delle armature, è opportuno controllare gli spostamenti per lo stato limite di danno

Occorrerebbe ripetere tutto il calcolo, usando gli spettri relativi allo SLD, ma può essere più semplice valutare gli spostamenti a partire da quelli per lo SLU, tenendo conto della differenza di ordinata dei relativi spettri

Spettri per SLU e SLD



Verifica spostamenti per SLD

Spostamento relativo accettabile: 0.005 h

Nel caso in esame: $0.005 \times 3200 = 16 \text{ mm}$

Spostamento relativo massimo, fornito dall'analisi: $1.5 \times 6.4 = 9.6 \text{ mm}$
(tra II e I impalcato)

La verifica è soddisfatta

Commenti finali

Giudizio complessivo

prima di passare ad una verifica dettagliata

Rispetto alla stima iniziale, fatta in fase di dimensionamento:

- la previsione iniziale del periodo ha sottostimato l'azione sismica di circa un 10%
- la previsione dell'effetto di forze statiche era corretta, ma con leggera sottostima delle sollecitazioni nella parte destra (dovuta alla eccessiva eccentricità masse-rigidezze)
- l'effetto dell'eccentricità accidentale è stato ben stimato
- la contemporanea presenza delle due componenti del sisma è in alcuni casi più gravosa del previsto

Il dimensionamento iniziale è accettabile?

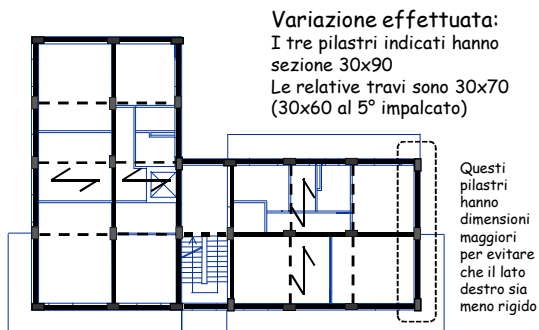
Il dimensionamento è tutto sommato accettabile, anche se in alcuni elementi le sollecitazioni sono un po' più grandi del previsto

La risposta sismica mostra però rotazioni rilevanti, non accettabili. Sarebbe opportuno ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

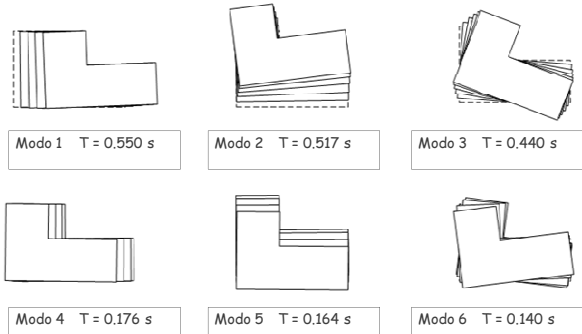
In particolare, sarebbe opportuno irrigidire la parte destra dell'edificio, aumentando le dimensioni di alcuni elementi o girando alcuni pilastri, o indebolire la parte sinistra

Ridimensionamento della struttura

Esame della carpenteria per quanto riguarda le azioni orizzontali



Deformate modali e relativi periodi



Deformate modali

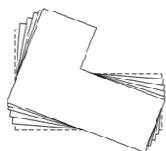
Modo 1 $T = 0.550$ s



Modo 2 $T = 0.517$ s



Modo 3 $T = 0.440$ s

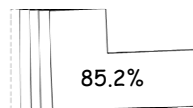


Il modo 1 è sostanzialmente di traslazione secondo x

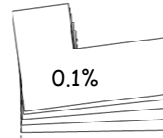
Il modo 2 è di traslazione secondo y accoppiata ad un po' di rotazione

Masse partecipanti, sisma x

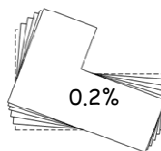
Modo 1 $T = 0.550$ s



Modo 2 $T = 0.5173$ s



Modo 3 $T = 0.440$ s

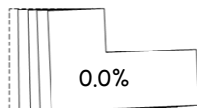


Il modo 1 dà il contributo massimo

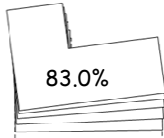
Il modo 4, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.3%)

Masse partecipanti, sisma y

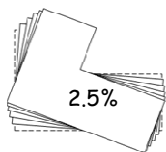
Modo 1 $T = 0.550$ s



Modo 2 $T = 0.5173$ s



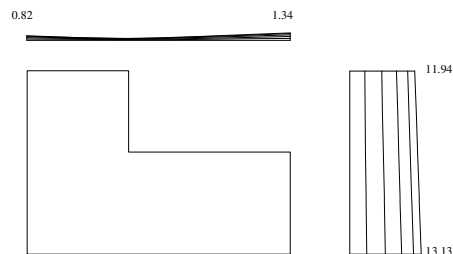
Modo 3 $T = 0.440$ s



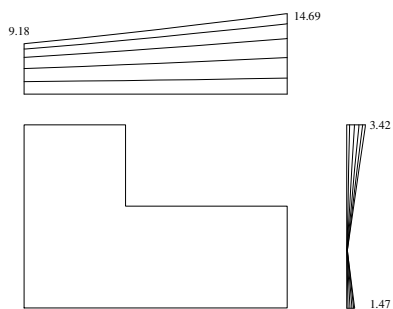
Il modo 2 dà il contributo massimo

Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.6%)

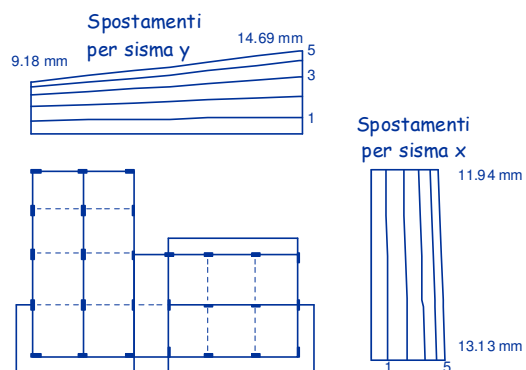
Inviluppo modale sisma x



Inviluppo modale sisma y



Spostamenti, inviluppo modale

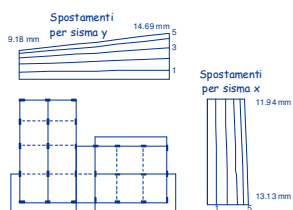


Spostamenti, involucro modale

Rotazione per sisma y non trascurabile, ma in definitiva accettabile



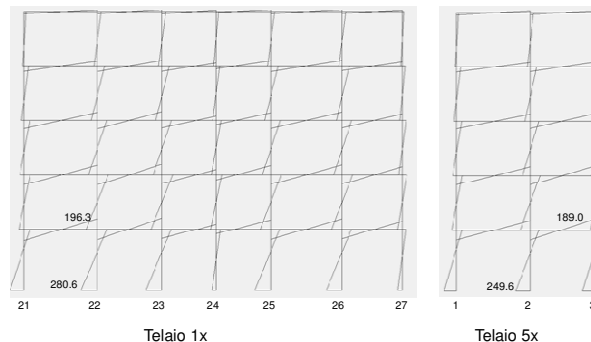
Si potrebbe provare a indebolire la parte sinistra



gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di quasi il 20% rispetto a quelli medi per sisma x

Spostamenti per sisma x abbastanza uniformi (vicini a quelli del modo 1)

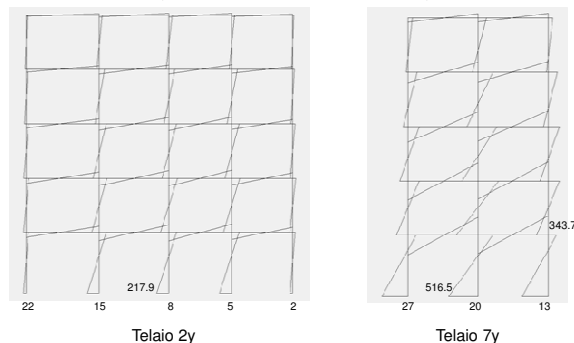
Sollecitazioni per sisma in direzione x



Sollecitazioni per sisma in direzione x

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 5x	previsto	telaio 1x	telaio 5x
5	57.6	74.1	61.1	33.8	38.1	33.9
4	119.2	131.8	115.3	93.4	95.2	85.2
3	158.2	170.6	152.6	138.7	141.5	132.9
2	184.7	195.6	176.7	171.5	178.5	170.7
1 testa	176.5	174.9	155.6	180.6	196.3	189.0
1 piede	264.8	280.6	249.6			

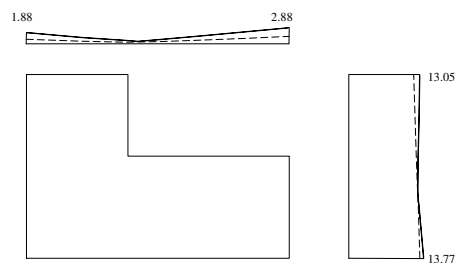
Sollecitazioni per sisma in direzione y



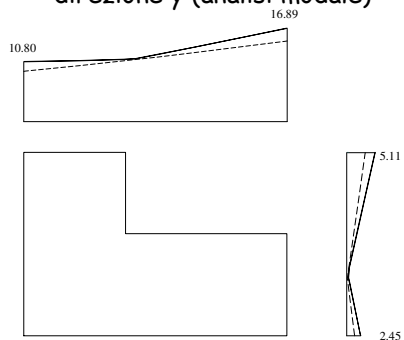
Sollecitazioni per sisma in direzione y

piano	pilastri telaio 2y		pilastri telaio 7y		travi telaio 2y		travi telaio 7y	
	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato
5	57.5	61.1	115.0	146.1	28.7	31.1	57.5	78.0
4	101.3	105.6	202.6	252.2	79.4	76.9	156.8	183.7
3	134.5	135.7	268.9	326.5	117.9	112.7	235.8	273.3
2	157.0	153.0	314.0	361.7	145.7	140.4	291.5	338.9
1 testa	150.1	136.6	300.1	250.6	153.5	149.1	307.1	343.7
1 piede	223.1	217.9	450.2	516.5				

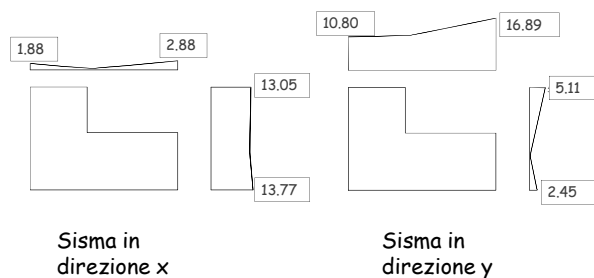
Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



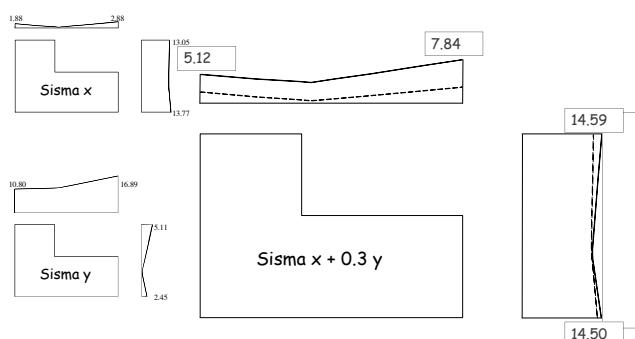
Spostamenti per forze e coppie direzione y (analisi modale)



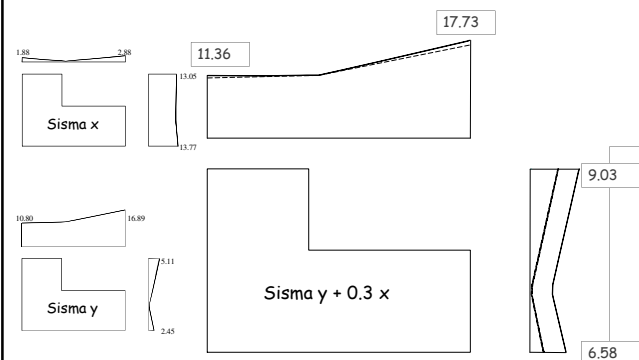
Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale



Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Progetto di edifici antisismici in c.a.

12 - Combinazione dei risultati. Armature

Spoletto
27-28 aprile 2015
Aurelio Ghersi

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

Processo progettuale tradizionale

Modellazione della struttura



Risoluzione degli schemi base



Inviluppo dei risultati



~~Definizione delle armature
in base all'inviluppo~~

No: occorre tener conto della
gerarchia delle resistenze
ovvero: progettazione in capacità

NTC13, punto 7.2.2

Gerarchia delle resistenze (progetto in capacità)

Travi - elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia



L'armatura a flessione delle travi
deve essere definita in base ai risultati del calcolo

Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto



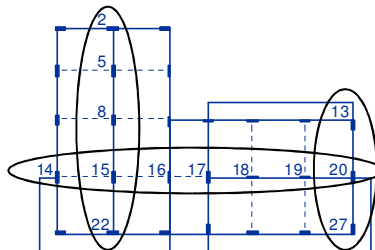
Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

Definizione delle armature - travi

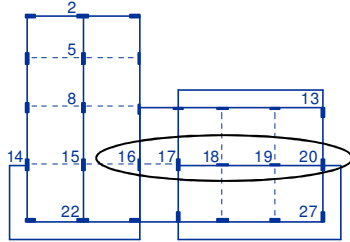
Primo passo armatura a flessione delle travi

Si parte dall'inviluppo dei risultati

Si esaminano come esempio la trave 14-20, la trave 22-2 (molto caricata da carichi verticali) e la trave 27-13 (maggiormente sollecitata da sisma, anche per effetto della rotazione)



Trave 14-20



Trave 14-20 momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

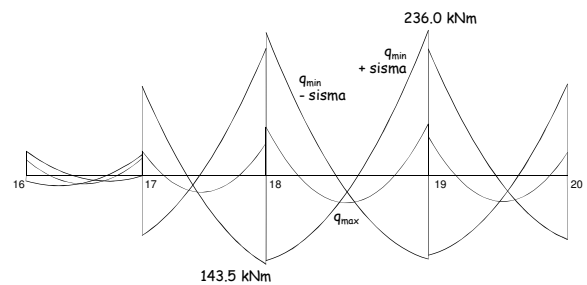
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5

Trave 14-20 momento flettente

I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5	22.4	6.0	24.2
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3	-15.8	-4.3	-17.1
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4	112.1	30.2	121.1
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5	-161.9	-43.7	-175.0
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7	171.1	46.1	184.9
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7	-171.8	-46.3	-185.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4	154.6	41.7	167.1
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5	-116.7	-31.5	-126.2

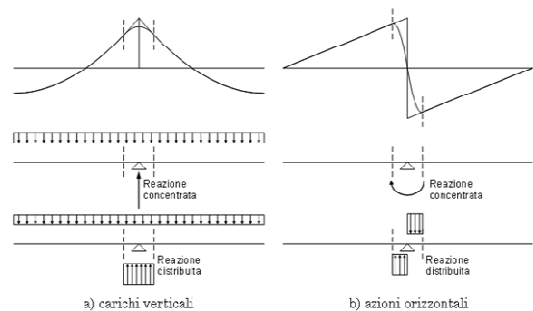
Trave 14-20 diagramma del momento flettente (CD "A")



Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
- È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro

Quali valori di M? meglio i valori al filo pilastro



Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
Ma non eccedere con le spuntature se il pilastro è molto grande, specialmente se l'effetto dei carichi verticali è rilevante
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r'^2}$$

Trave 14-20 verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):
 $M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm}$ (in asse) 181.9 kNm (a filo)

Momento resistente:

con semplice armatura ($r = 0.0197$) $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 242.4 \text{ kNm}$

con doppia armatura ($u=0.25, r'=0.0171$) $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 321.7 \text{ kNm}$

La sezione è pienamente accettabile
(anche senza armatura in compressione)

Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per il progetto (o il controllo) si usano le formule tradizionali

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio) Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Posto: $\rho = \frac{A_s}{b h}$ $\rho_{comp} = \frac{A_{s, comp}}{b h}$

Deve essere: $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nota:
l'Eurocodice 8 prescrive $\rho_{min} < 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

Nel caso in esame (trave 30x60) questo implica che

$$5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, comp} + 14.0 \text{ cm}^2$$

5.1 cm² per EC8

NTC 08, punto 7.4.6.2.1

EC8, parte 1.1, punto 5.4.3.1.2 e 5.5.3.1.3

Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2 Ø14 sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

$$h_{trave} \text{ per DC"B"} \quad 1.5 h_{trave} \text{ per DC"A"}$$

NTC 08, punto 7.4.6.2.1

NTC08, punto 7.4.6.1.1
EC8, parte 1.1, punto 5.4.3.1.2 e 5.5.3.1.3

Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Considerazioni:

- Il limite trovato, $5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, comp} + 14.0 \text{ cm}^2$ per la trave 30x60, condiziona particolarmente l'armatura minima da disporre
- La normativa dice che questo vale
"In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata"
- Il riferimento alla "modalità di collasso" farebbe pensare che l'indicazione non serva per le zone centrali (che rimangono sicuramente elastiche)
- Osservare, o no, questo limite nelle zone poco sollecitate può condizionare il diametro minimo delle barre

Trave 14-20 progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo): $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

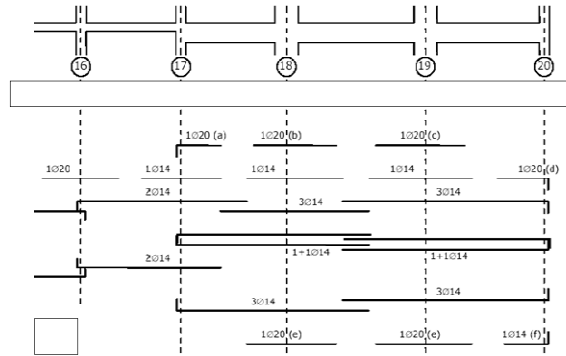
Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo): $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

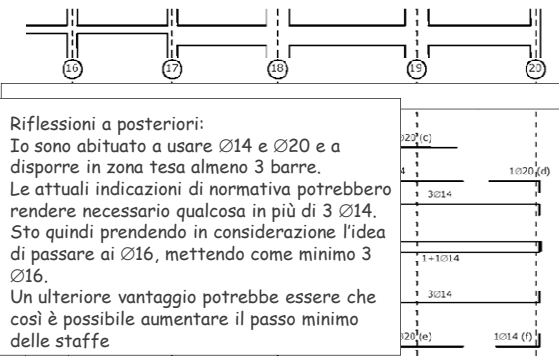
Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$

Armatura: $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ sup}$ $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ inf}$
(pienamente accettabile)

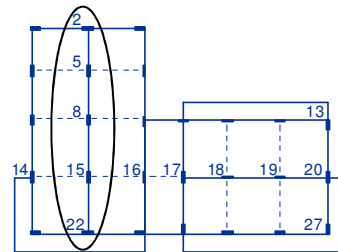
Trave 14-20 armature a flessione



Trave 14-20 armature a flessione



Trave 22-2



Trave 22-2 momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

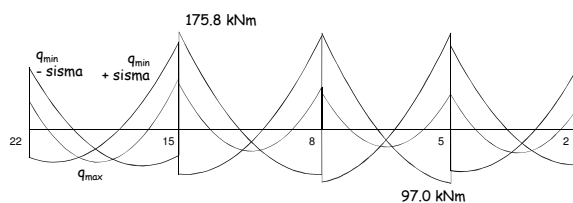
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5

Trave 22-2 momento flettente

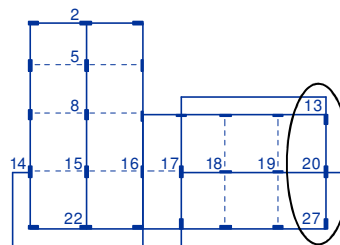
I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y=0.3 x
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1	22.5	74.1	80.8
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8	-28.5	-93.8	-102.3
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7	35.7	117.6	128.3
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5	-34.9	-114.7	-125.1
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2	37.3	122.8	134.0
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3	-37.7	-124.1	-135.4
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5	31.3	102.8	112.2
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5	-23.8	-78.4	-85.5

Trave 22-2 diagramma del momento flettente (CD "A")



Trave 27-13



Trave 27-13 momento flettente per schemi di carico base

II impalcato – analisi modale, CD "A"

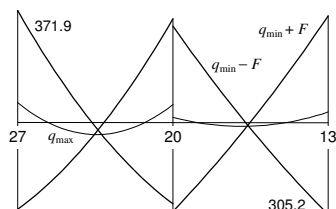
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9

Trave 27-13 momento flettente

II impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9	83.7	304.7	329.8
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2	-77.9	-283.8	-307.1
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2	77.9	283.8	307.1
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9	-83.7	-304.7	-329.8

Trave 27-13 diagramma del momento flettente (CD "A")



La sezione richiede:

15.1 cm² sup

13.2 cm² inf

(molto forti, ma forse ancora accettabili)

Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$ per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$ per CD "A"

Campata 17-18 sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14
inf. 3 Ø14

q=31.7 kN/m

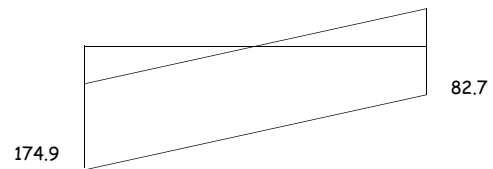
destra
sup. 1 Ø20 + 4 Ø14
inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

M_{Rd} (kNm)
-161.1
+97.3

-192.4
+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Campata 17-18 sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14
inf. 3 Ø14

q=31.7 kN/m

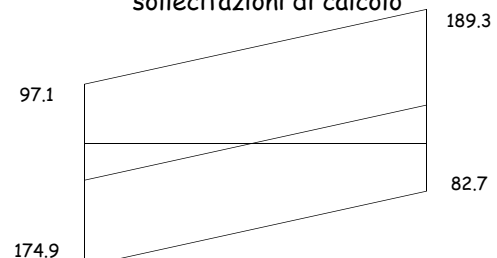
destra
sup. 1 Ø20 + 4 Ø14
inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

M_{Rd} (kNm)
-161.1
+97.3

-192.4
+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Armature trasversali (staffe)

Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8 Ø_{min,tra} (per DC"B") 6 Ø_{min,tra} (per DC"A")
- 24 Østaffe

avendo Ø14: 6x14 = 84 mm

NTC 08, punto 7.4.6.2.1

se Ø16: 6x16 = 96 ≈ 100 mm

Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$V = 189.3 \text{ kN}$

che richiede $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si possono disporre Ø 8 / 10 cm alle estremità (Ø 8 / 20 cm nella parte centrale della campata)

Dovrebbero essere Ø 8 / 8.4 per i limiti minimi

Nota: per CD"B" si può usare $\cot \theta = 2$

per CD"A" si deve usare $\cot \theta = 1$

NTC 08, punto 7.4.4.1.2.2

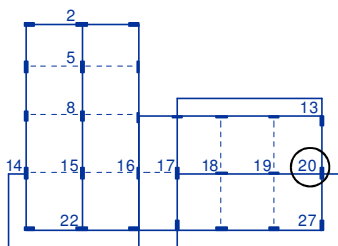
Definizione delle armature - pilastri

Terzo passo armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Pilastri esaminati (come esempio)

Si esamina il pilastro 20

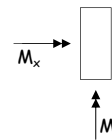


Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
M_y	-7.25	-4.34	-58.53	-14.82	-0.92	-1.36
M_x	0.36	0.11	72.13	-360.46	-35.46	-52.17
N	991.3	628.3	250.9	62.2	3.6	5.3

N positivo = compressione



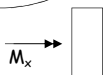
Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

piano		M_y testa (kNm)	M_x testa (kNm)	M_y piede (kNm)	M_x piede (kNm)	N (kN)
1	$q_{min} + sisma$ prev. x	52.3	-107.9	-68.6	231.5	903.0
	$q_{min} - sisma$ prev. x	-37.8	106.8	60.0	-231.3	353.5
	$q_{min} + sisma$ prev. y	31.1	206.1	-38.3	-444.8	772.1
	$q_{min} - sisma$ prev. y	-16.6	-207.2	29.7	445.0	484.4



Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

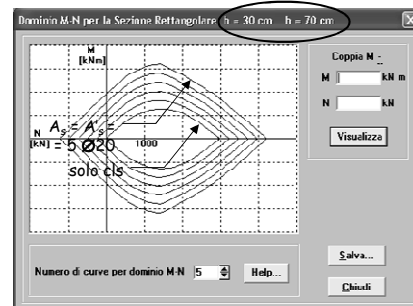
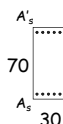
Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

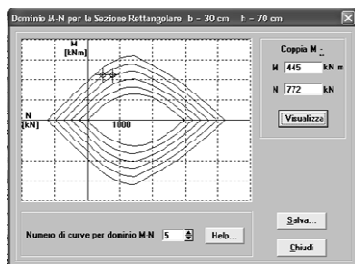
Si visualizza bene con domini M-N

Ad esempio col programma EC2



Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

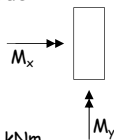
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione y

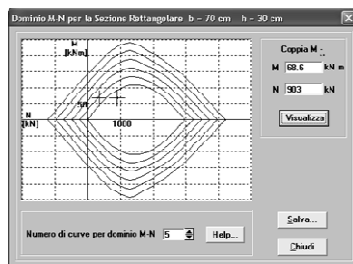
$M_{y,max} = 445 \text{ kNm}$
con $N = 484 \div 772 \text{ kN}$

occorrono 4 Ø20
su ciascun lato corto



Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

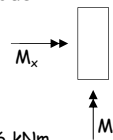
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$M_{x,max} = 68.6 \text{ kNm}$
con $N = 353 \div 903 \text{ kN}$

occorrono 1 Ø20
su ciascun lato lungo



Armatura longitudinale nei pilastri limiti di normativa

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

con A_s area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

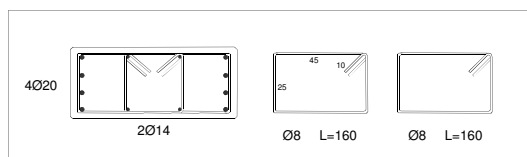
Per una sezione 30x70:

$$21 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 84 \text{ cm}^2$$

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

Pilastro 20, base del I ordine

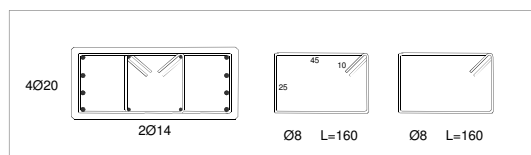
Il pilastro può essere armato con 8 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa



Poiché i momenti trasversali sono molto bassi in questo caso non occorre una verifica a pressoflessione deviata

Pilastro 20, base del I ordine

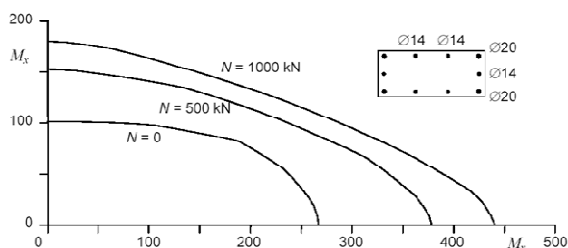
Il pilastro può essere armato con 8 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa



Ai piani superiori le caratteristiche di sollecitazioni si riducono, ma le armature non possono scendere al di sotto di 21 cm^2 , cioè 4 Ø20 e 6 Ø14 (quindi 2 Ø20 e 1 Ø14 nel lato corto)

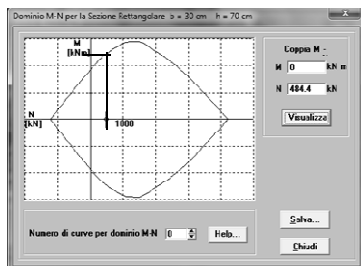
Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , M_y , N



Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , N e M_y , N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

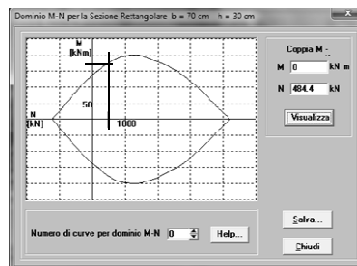


$N = 484.4 \text{ kN}$

$M_{x,Rd} = 491.3 \text{ kNm}$

Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , N e M_y , N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate



$N = 484.4 \text{ kN}$

$M_{y,Rd} = 175.3 \text{ kNm}$

Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , N e M_y , N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.5} \leq 1$$

$$\left(\frac{445.0}{491.3} \right)^{1.5} + \left(\frac{29.7}{175.3} \right)^{1.5} = 0.906^{1.5} + 0.169^{1.5} = 0.862 + 0.069 = 0.931 < 1$$

Continua ...

armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistenti delle travi

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1.10$ per le strutture in CD "B",

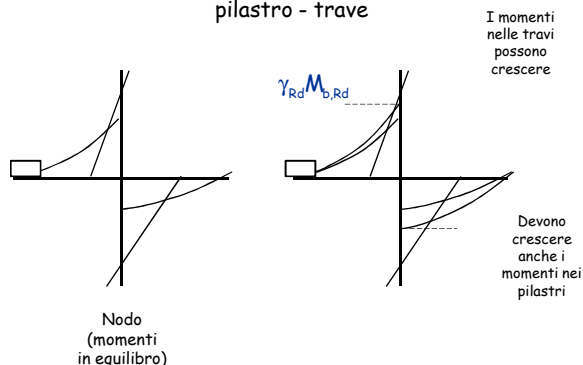
Nelle sezioni diverse da quella di base

I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

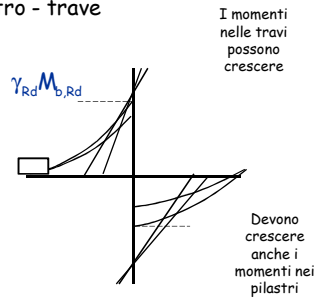
"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ "

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

Gerarchia delle resistenze pilastro - trave



Gerarchia delle resistenze pilastro - trave



Se il comportamento fosse elastico, i momenti crescerebbero in proporzione. Ma la struttura va in campo plastico e non ha senso parlare di proporzione.

Si può dare un qualsiasi aumento, purché logico e nel rispetto dell'equilibrio.

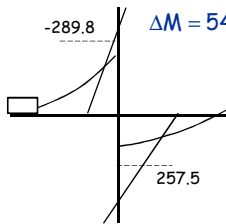
Per la gerarchia delle resistenze: momenti resistenti delle travi

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

piano		direzione x		EM	direzione y		ΣM	rip.
		sin	des		sin	des		
4	M ⁻ ₃₄	97.3	---	97.3	-160.0	-160.0	321.2	0.38
	M ⁺ ₃₄	97.3	---		161.2	161.2		0.62
3	M ⁻ ₃₄	128.6	---	123.6	-225.0	-225.0	450.0	0.42
	M ⁺ ₃₄	97.3	---		225.0	225.0		0.50
2	M ⁻ ₃₄	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.46
	M ⁺ ₃₄	161.2	---		257.5	257.5		0.54
1	M ⁻ ₃₄	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.50
	M ⁺ ₃₄	161.2	---		257.5	257.5		0.50

Poiché i pilastri mantengono la stessa sezione ai vari piani, ho ripartito il momento (per tutti i pilastri) in proporzione al rapporto tra i tagli globali di piano.

Equilibrio del nodo



Taglio piano 3: 1285 kN

$$\frac{1285}{1285 + 1501} = 0.46$$

Taglio piano 2: 1501 kN

$$\frac{1501}{1285 + 1501} = 0.54$$

Nodo del 2° impalcato in direzione y

Ovviamente è una scelta soggettiva

Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Tab. 7. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	M _y (kNm)	M _x (kNm)	N (kN)	M _y (kNm)	M _x (kNm)	N (kN)
5	48.4	53.7	74.7	105.2	28.5	159.7
4	78.4	93.7	178.1	289.7	31.4	258.9
3	97.0	123.7	290.1	492.4	37.7	339.3
2	113.2	151.3	325.4	713.8	42.2	384.2
1 testa	104.8	107.9	107.9	31.4	355.7	31.4
1 piede	68.6	23.5	353.6	903.0	38.4	445.0

Ho usato in una direzione i valori da gerarchia delle resistenze e nell'altra i valori di calcolo (o, se maggiore, 0.3 x valori ger. resist. nell'altra direzione)

Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Considerazioni:

- I pilastri "di piatto" possono essere considerati secondari, se portano una aliquota molto bassa del taglio di piano.
Esempio: pilastro 20 direzione x porta 1.7÷2.5% del taglio di piano
- In tal caso non sarebbe necessario tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io in genere l'ho fatto comunque, perché mi bastava l'armatura minima

Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Considerazioni:

- Uno dei pilastri "di piatto" (il 24) è più sollecitato perché compreso tra due pilastri "di coltello".
Il pilastro 24 direzione x porta 2.1÷4.4% del taglio di piano, mentre i pilastri di coltello portano 6÷7% del taglio di piano
- Comunque non è tanto sollecitato e potrei non tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io l'ho fatto in parte, nel senso che ho fatto il calcolo e ho messo un'armatura maggiore della minima ma non pienamente rispettosa della gerarchia delle resistenze

Tabella dei pilastri

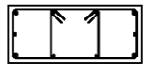
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon-
pilastro	sezione	dazione					
		armatura					
1	70x30	A	A	A	B	C	C
2	70x30	A	A	A	B	C	C
3	70x30	A	A	A	B	C	C
4	30x70	A	A	A	B	B	B
5	30x70	A	A	A	B	B	B
6	30x70	A	A	A	B	B	B
7	30x70	A	A	A	B	B	B
8	30x70	A	A	A	B	B	B
9	30x70	A	A	A	B	B	B
10	70x30	A	A	A	B	B	B
11	70x30	A	A	A	B	B	B
12	70x30	A	A	A	B	B	B
13	30x70	A	A	C	C	D	D
14	30x70	A	A	A	B	B	B

Tabella dei pilastri

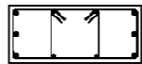
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon-
pilastro	sezione	armatura					dazione
15	30x70	A	A	A	B	B	B
16	30x70	A	A	A	B	B	B
17	70x30	A	A	A	B	B	B
18	70x30	A	A	A	B	B	B
19	70x30	A	A	A	B	B	B
20	30x70	A	A	C	C	D	D
21	70x30	A	A	A	B	B	B
22	70x30	A	A	A	B	B	B
23	70x30	A	A	A	B	B	B
24	70x30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70x30	A	A	A	B	B	B
26	70x30	A	A	A	B	B	B
27	30x70	A	A	C	C	D	D

Tabella dei pilastri

SEZIONI



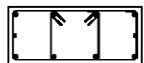
A 30x70
4Ø20 + 6Ø14



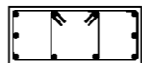
B 30x70
6Ø20 + 4Ø14



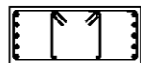
C 30x70
8Ø20 + 4Ø14



A1 30x70
6Ø20 + 2Ø14

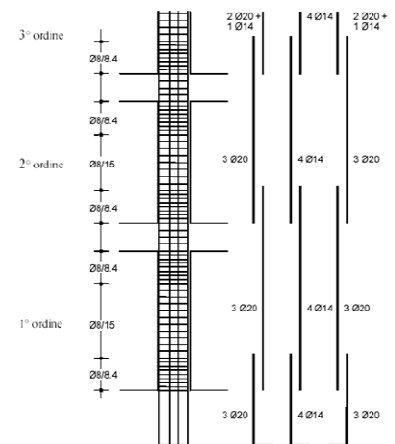


B1 30x70
10Ø20



D 30x70
10Ø20 + 4Ø14

Pilastri:
sezione
verticale



Quarto passo
armatura a taglio dei pilastri

- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi

Armatura trasversale nei pilastri
limiti di normativa

Zona critica:
dall'estremità del pilastro un tratto pari alla
maggiore delle seguenti quantità:

Per EC8,
5.5.3.2.2
in CD "H"

- il lato maggiore della sezione trasversale 1.5 h
- un sesto dell'altezza netta del pilastro 60 cm
- 45 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x70: 70 cm

Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD "B") o 15 cm (CD "A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm per le staffe

Nelle zone critiche esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

per CD "B"	per CD "A"
1/2 lato minore sezione	1/3 lato minore sezione
175 mm	125 mm
8 Ømin,lon	6 Ømin,lon

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre Ø8 / 8.4

Nella parte centrale si metteranno Ø8 / 15

NTC 08, punto 7.4.6.2.2 - EC8, parte 1.1, punti 5.4.3.2.2(11) e 5.5.3.2.2(12)

Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Per le staffe viene inoltre indicato come valore minimo

per CD "B" per CD "A", zona non critica	per CD "A", zona critica
$\frac{A_{st}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd} b_{st}}{f_{yd}}$	$\frac{A_{st}}{s} \geq 0.12 \frac{f_{cd} b_{st}}{f_{yd}}$

Per pilastro 30x70, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C, CD "A"

$b_{st} = 25 \text{ cm}$ $A_{st} \geq 7.24 - 10.86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ovvero Ø8/13.8 - 9.2

$b_{st} = 65 \text{ cm}$ $A_{st} \geq 18.82 - 28.24 \text{ cm}^2/\text{m}$ ovvero 2Ø8/10.6 - 7.1

Questi valori sembrano eccessivi e non trovano riscontro nell'Eurocodice 8

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- La domanda di duttilità può essere espressa, in termini di curvatura, con

$$\mu_\phi \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_i \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_c / T_i & \text{per } T_i < T_c \end{cases}$$

- Questa deriva dall'ipotesi che la duttilità in termini di spostamento μ_δ sia legata a quella in termini di curvatura da

$$\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1 \quad \text{e} \quad \mu_\delta \geq \begin{cases} q & \text{per } T_i \geq T_c \\ 1 + (q - 1)T_c / T_i & \text{per } T_i < T_c \end{cases}$$

NTC 08, punto 7.4.4

NTC15, punto 7.4.4.1.2

EC8, punto 5.2.3.4

Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- La duttilità disponibile, in termini di curvatura, può essere valutata come rapporto tra
 - Curvatura corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo confinato (o dell'acciaio) oppure ad una riduzione del 15% della resistenza massima
 - Curvatura al limite dello snervamento

La deformazione ultima del calcestruzzo dipende dal confinamento fornito dalle staffe

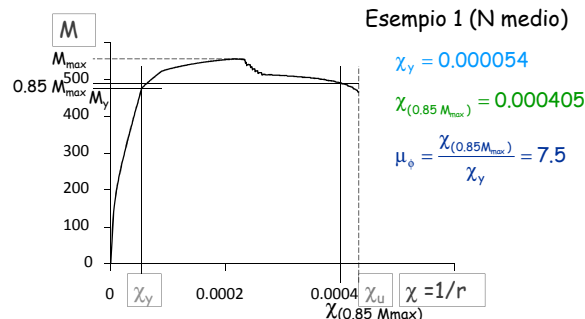
NTC 08, punto 7.4.4

NTC15, punto 7.4.4.1.2

EC8, punto 5.2.3.4

Duttilità e armatura trasversale

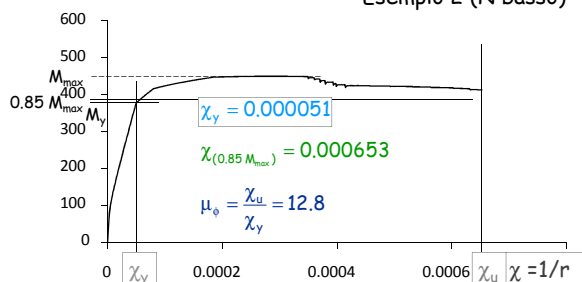
- Duttilità disponibile



Duttilità e armatura trasversale

- Duttilità disponibile

Esempio 2 (N basso)



Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- In alternativa si può controllare che la quantità di staffe sia tale da avere

$$\alpha \omega_w \geq 30 \mu_\phi v_d \frac{b_c}{b_0} - 0.35$$

con

α coefficiente di efficacia del confinamento

ω_w percentuale meccanica di staffe $\omega_w = \frac{\sum A_{st} l_{st} f_{yd}}{b_0 h_0 s f_{cd}}$

v_d forza assiale normalizzata $v_d = N_{Ed} / b h f_{cd}$

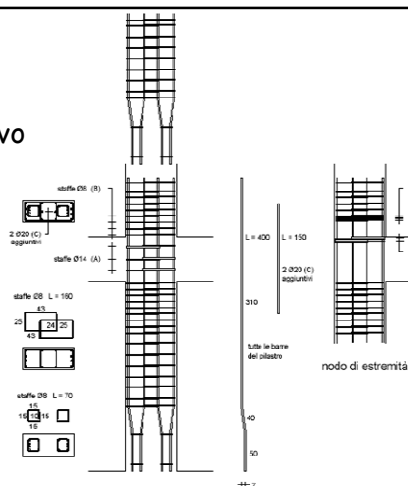
b_c dimensione minima della sezione

b_0 dimensione minima del nucleo confinato

NTC15, punto 7.4.6.2.2

EC8, punto 5.4.3.2.2

Possibile dettaglio costruttivo



Ulteriori passi

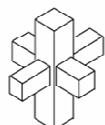
- Verifica ed armatura dei nodi
(è opportuno armarli bene, ma le regole applicative della norma portano spesso a valori eccessivi, non realizzabili)
- Verifica ed armatura degli impalcati
- Verifica ed armatura degli elementi di fondazione

Confinamento dei nodi

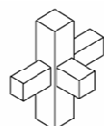
Nodi interamente confinati

- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro (e tra loro per $\frac{3}{4}$ dell'altezza)

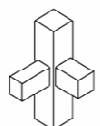
Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche



Nodo interno, interamente confinato



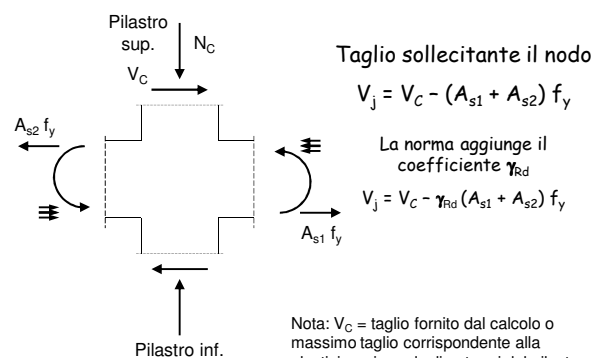
Nodi non interamente confinati



Nodo d'angolo

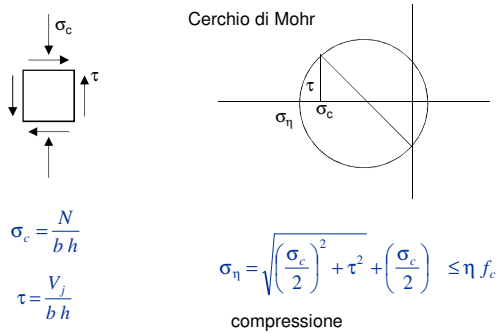
Nodo laterale

Azione tagliante nel nodo



NTC 08, punto 4.3

Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature



Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c \quad \text{compressione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

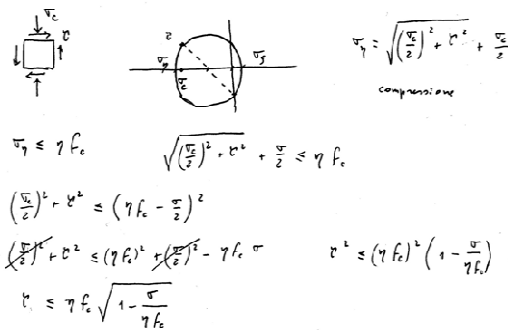
$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

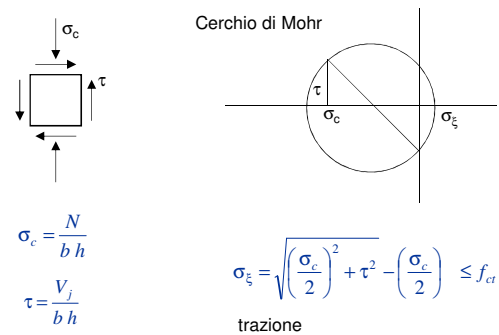
$$\alpha_j = 0.60 \quad \text{nodo interno}$$

$$\alpha_j = 0.48 \quad \text{nodo esterno}$$

Nodo senza armature



Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature



Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

si può ottenere

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

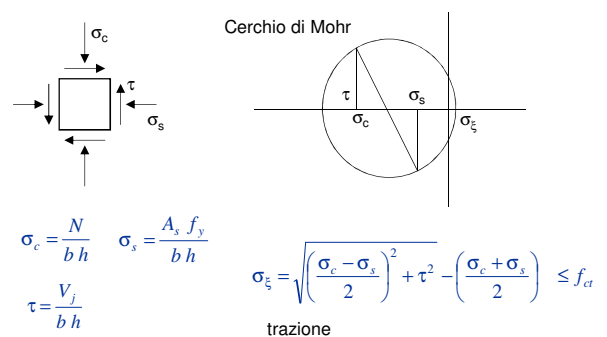
$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

OPCM 3431

Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali



Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali

$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

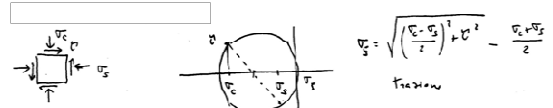
$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V/bh)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

Nodo con armature



$$\sigma_s \leq f_{ctd} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2} \leq f_{ctd}$$

$$\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(f_{ctd} + \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 = f_{ctd}^2 + \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + f_{ctd}(\sigma_c + \sigma_s)$$

$$\frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} - \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + \tau^2 \leq f_{ctd}^2 + \frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} + \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + f_{ctd} \sigma_c + f_{ctd} \sigma_s$$

$$\tau^2 \leq (f_{ctd} + \sigma_c)(f_{ctd} + \sigma_s)$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma_c} - f_{ctd}$$

Staffe nel nodo

- La normativa impone di effettuare le verifiche innanzi indicate solo per nodi non confinati di struttura di classe di duttilità A
 - I valori di staffe nel nodo che si ottengono sono veramente alti, difficilmente proponibili
 - Ci sono studi sperimentali e (sembra) la normativa neozelandese che indicano che serve una minore quantità di staffe nel nodo

Staffe nel nodo

- La normativa impone comunque, indipendentemente dalla classe di duttilità, di disporre in nodi non confinati una quantità di staffe che rispetti la condizione

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

ovvero che l'interasse i delle staffe nel nodo sia

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{b_j 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

Staffe nel nodo

- Esempio
 - $f_{ck}=25 \text{ MPa}$ $f_{yk}=450 \text{ MPa}$
 - $n_{st}=2$ $A_{st}=0.5 \text{ cm}^2$
 - $b_j=30 \text{ cm}$

si ottiene

$$i \leq \frac{2 \times 0.5}{30 \times 0.05 \frac{25}{450}} = 12 \text{ cm}$$

che è un valore pienamente accettabile

Verifica di rigidità dell'impalcato

È necessaria solo se si è effettuata l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne la deformazione con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio
- confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale

Verifica di resistenza dell'impalcato

È sempre necessaria

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
- valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

Gerarchia delle resistenze: incrementare del 30% le forze ottenute dall'analisi (confermato da NTC 08)

Verifica delle fondazioni

1 - azioni sulle fondazioni

- Le azioni sulle fondazioni devono essere valutate nel rispetto della gerarchia delle resistenze

Si considera quindi agente:

- Lo sforzo normale dovuto a carichi quasi permanenti più azione sismica;
- Il momento resistente del pilastro associato a quel valore dello sforzo normale

Nota: come momento M non si deve prendere più di:

- γ_{Rd} per valore uscito dal calcolo ($\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD "B", 1.3 per CD "A")
- Il valore che esce dal calcolo con $q=1$

NTC 08, punto 7.2.5

Verifica delle fondazioni

2 - fondazioni dirette, criteri di progetto

- Normali verifiche allo stato limite ultimo

Nota: la normativa dice

"le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile" ma questo vuol dire semplicemente che non occorrono accorgimenti particolari, a parte la normale verifica agli SLU

NTC 08, punto 7.2.5

Verifica delle fondazioni

3 - fondazioni dirette, armature

- Normali armature per allo stato limite ultimo

Nota: armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione

NTC 08, punto 7.2.5

Verifica delle fondazioni

4 - fondazioni su pali

- Tener conto, se occorre, dell'interazione cinematica
- Disporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione

NTC 08, punto 7.2.5

Verifica delle fondazioni

5 - spostamenti relativi

- Tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo B}$$

$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo D}$$

N_{sd} = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$

NTC 08, punto 7.2.5