

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

01 - Concezione generale della struttura
e impostazione della carpenteria

Spoletto
8-9 e 15-16 aprile 2016
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'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

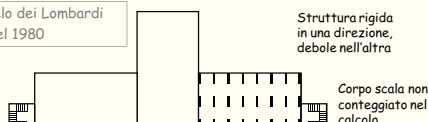
Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

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

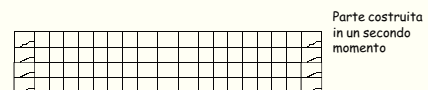
Struttura rigida
in una direzione,
debole nell'altra

PIANTA



Corpo scala non
conteggiato nel
calcolo

PROSPETTO



Parte costruita
in un secondo
momento

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

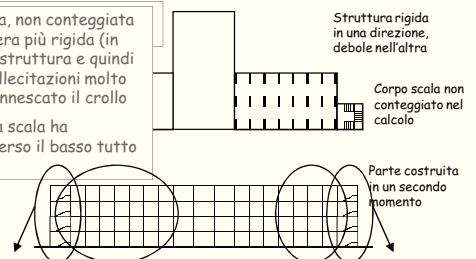
La zona scala, non conteggiata
nel calcolo, era più rigida (in
dir. x) della struttura e quindi
ha subito sollecitazioni molto
forti ed ha innescato il crollo

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

Struttura rigida
in una direzione,
debole nell'altra

Corpo scala non
conteggiato nel
calcolo

PROSPETTO



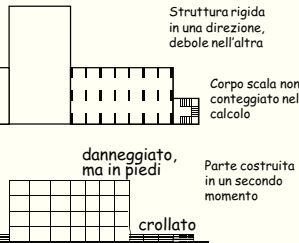
Parte costruita
in un secondo
momento

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

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 soletta rampante "tradizionale" richiede "solo" una trave a livello intermedio:

 - in realtà la soletta crea un collegamento tra i due impalcati adiacenti
 - nel passato questo effetto non era colto solo perché la soletta rampante non era inserita nel modello

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

È indispensabile trovare soluzioni alternative, come la scala "alla Giliberti":

 - la trave che sostiene la scala in corrispondenza del pianerottolo di riposo è a livello di piano
 - ciascuna rampa è indipendente dall'altra e appesa o poggiata alla trave innanzi citata
 - potrebbe essere realizzata interamente in acciaio

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:

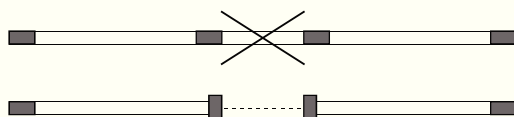
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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:

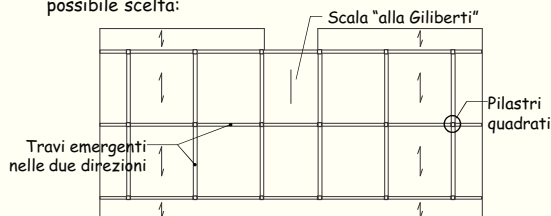
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori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

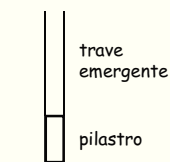
In realtà si hanno spesso travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari

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

- Una valutazione più accurata della rigidezza di ciascun elemento può essere fatta solo dopo aver definito le sezioni di travi e pilastri
- Per il momento si possono fare solo valutazioni qualitative

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



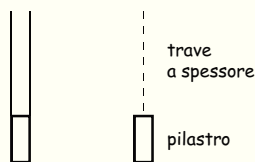
Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani

Sisma

La resistenza all'azione sismica è affidata ai pilastri allungati nella direzione del sisma ed accoppiati a travi emergenti

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani

Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano

Sisma

Un pilastro rigido accoppiato ad una trave a spessore fornisce un contributo basso a tutti i piani, tranne che al primo

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



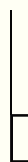
Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano

Sisma

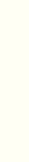
I pilastri con inerzia minima danno contributo in prima approssimazione trascurabile

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano

Sisma



Elemento con
rigidezza
limitata a
tutti i piani



Elemento con
rigidezza
trascurabile
a tutti i piani

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



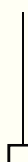
Considerare
1



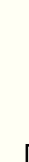
Trascurare
0

Sisma

In prima
approssimazione



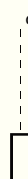
Trascurare
0



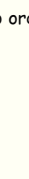
Trascurare
0

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



Buon
contributo



Contributo
minore

Sisma



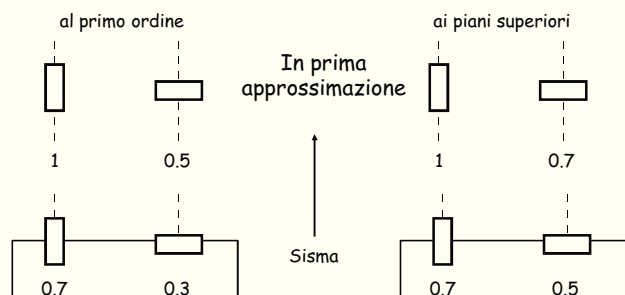
Contributo
ridotto da
"effetto
mensola"



Contributo
comunque
rilevante

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

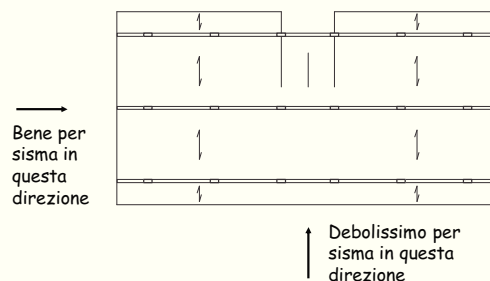
Se tutte le travi sono a spessore, il comportamento dei pilastri è un po' diverso



Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

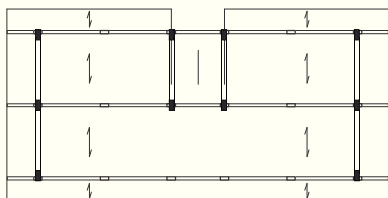
Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



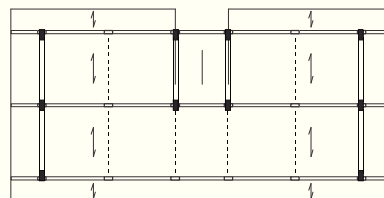
Girare un certo numero di pilastri

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)

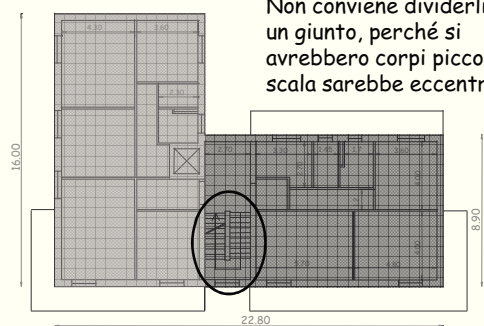
Ubicazione:

zona sismica con $a_g = 0.25 g$

Categoria di suolo:

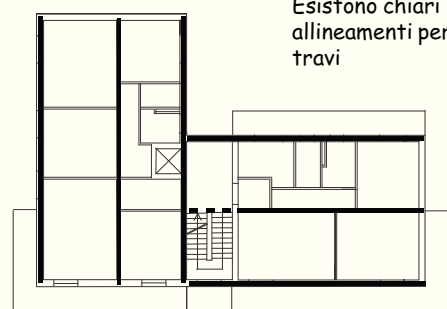
categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

Piano tipo



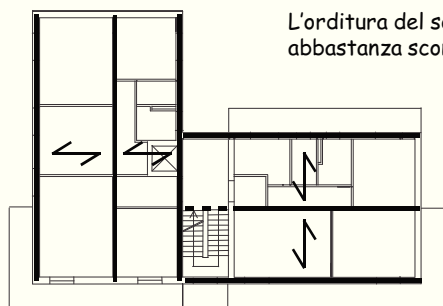
Non conviene dividerli con un giunto, perché si avrebbero corpi piccoli e la scala sarebbe eccentrica

Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



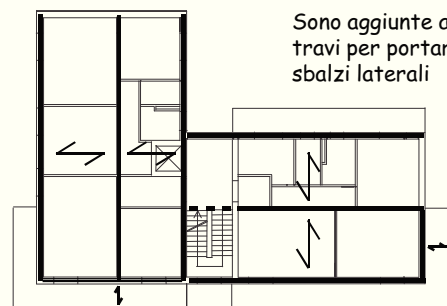
Esistono chiari allineamenti per le travi

Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



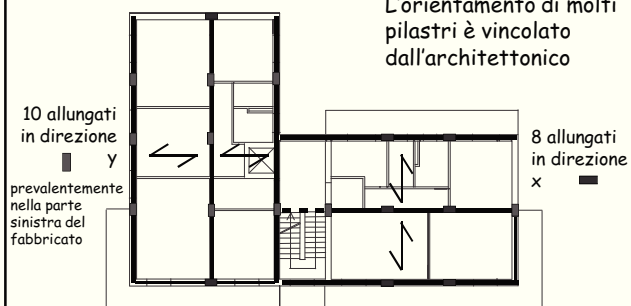
L'orditura del solaio è abbastanza scontata

Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



Sono aggiunte alcune travi per portare gli sbalzi laterali

Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

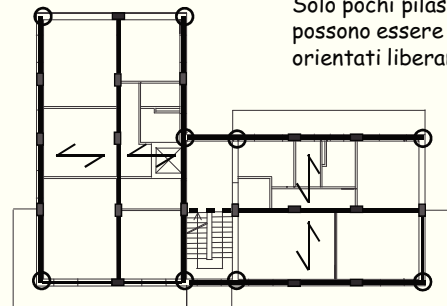


L'orientamento di molti pilastri è vincolato dall'architettone

10 allungati in direzione y
■ y
prevalentemente nella parte sinistra del fabbricato

8 allungati in direzione x
■ x

Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

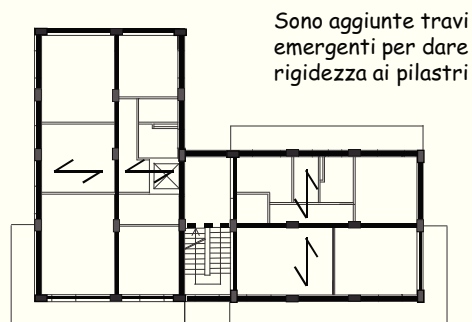


Solo pochi pilastri (9) possono essere orientati liberamente

Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



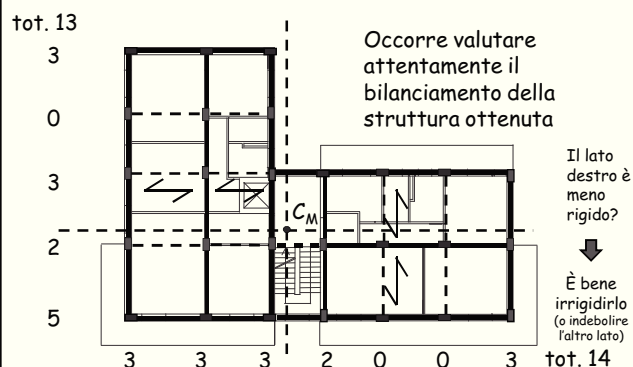
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



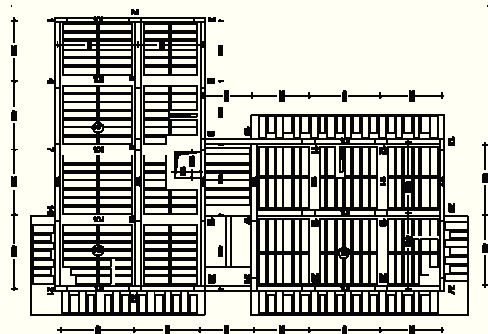
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



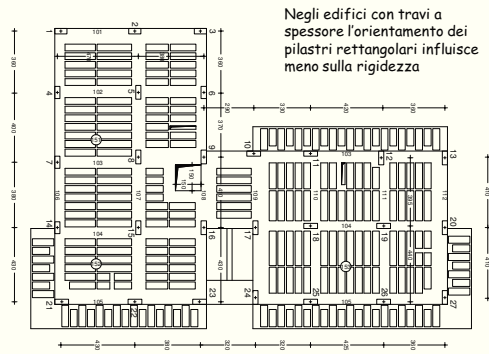
Carpenteria del piano tipo



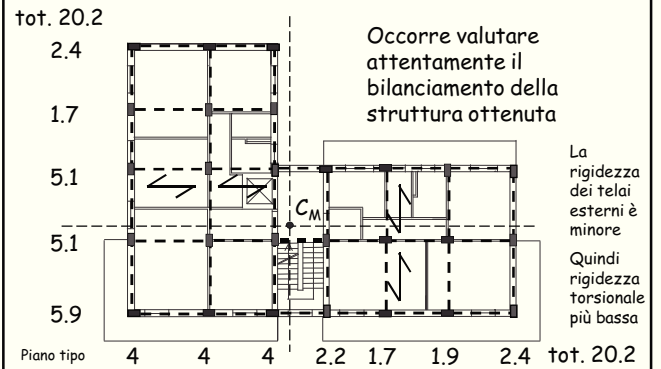
Se l'edificio avesse solo travi a spessore

- 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



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

02 - Rigidezza laterale (o traslazionale)

Spoleto
 8-9 e 15-16 aprile 2016
 Aurelio Ghersi

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

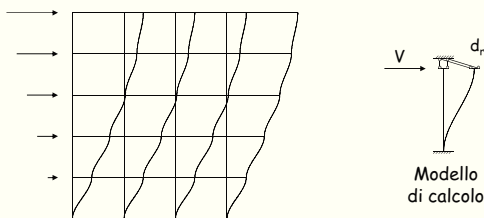
In genere nelle strutture si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari, che possono essere orientati col lato più lungo in una delle due dimensioni della pianta

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

In che modo si può stimare la rigidezza?

Rigidezza

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



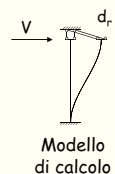
Rigidezza

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

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

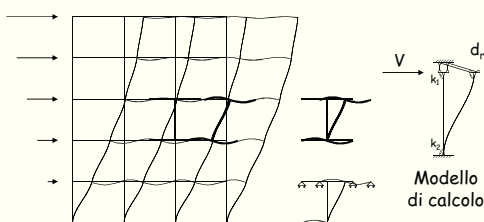
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$

La rigidezza 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

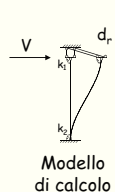
- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- In realtà le travi sono deformabili

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

ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà (nel caso di piani intermedi)

$$k_1 = \frac{6 E I_{t,sup}}{L_t} \quad k_2 = \frac{6 E I_{t,inf}}{L_t}$$

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



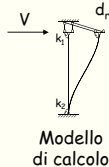
Rigidezza

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

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

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

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



Modello di calcolo

Lo spostamento dipende anche dalla rigidezza delle travi

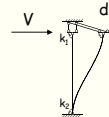
Rigidezza

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

In maniera semplificata, spostamento e rigidezze si possono esprimere direttamente con

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

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



Modello di calcolo

Rigidezza

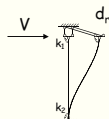
- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo d_r
- In realtà le travi sono deformabili

Ora preferisco però usare sempre l'espressione generale

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6}}$$

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

Note: dimezzare r se vi è solo il pilastro sup. o inf.
r = 0 se la trave è infinitamente rigida (incastro)



Modello di calcolo

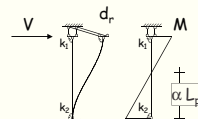
Rigidezza

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

Dallo schema si può ottenere anche la posizione del punto di nullo di M
Dista dalla base αL_p , con

$$\alpha = 0.5 \frac{1 + r_1 / 3}{1 + r_1 / 6 + r_2 / 6}$$

Note: dimezzare r se vi è solo il pilastro sup. o inf.
r = 0 se la trave è infinitamente rigida (incastro)



Modello di calcolo

Rigidezza

Esempio, con travi emergenti e a spessore:

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

Esempio, con solo travi a spessore:

pilastro 30x70 l=3.20 m
travi 60x28 l=4.00 m
k = 9.19 kN/mm

pilastro 70x30 l=3.20 m
travi 60x28 l=4.00 m
k = 6.50 kN/mm

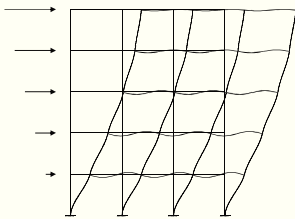
pilastro 30x70 l=3.20 m
una sola trave 60x28 l=4.00 m
k = 4.82 kN/mm

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

Rigidezza

Esempio, con travi emergenti e a spessore:

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 70x30 $l=3.20$ m
travi ∞ rigide
 $k = 18.17$ kN/mm

Vedi file Excel Rigidezza

Foglio di calcolo Rigidezza

Superiormente esiste un pilastro al di sopra	pilastro b 30 cm h 70 cm l _p 3.20 m	l (m) 3.20 riduzione 0.309	88.10 kN/mm
Inferiormente esiste un pilastro al di sotto		k 30.60 kN/mm	punto di ruolo di M a 0.500 da base
Travi superiori e inferiori diverse tra loro	travi superiori trave sx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	trave dx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	
Travi a destra e sinistra due, dx e sx, diverse tra loro	travi inferiori trave sx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	trave dx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	

In rosso i dati da inserire

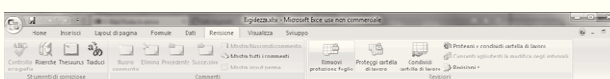
Caselle a discesa per selezionare le possibili situazioni

In blu i risultati forniti

Foglio di calcolo Rigidezza

Superiormente esiste un pilastro al di sopra non esiste pilastro al di sopra la trave superiore è infinitamente rigida	r_1 si dimezza caso standard $r_1 = 0$
Inferiormente esiste un pilastro al di sotto non esiste pilastro al di sotto la trave inferiore è infinitamente rigida il pilastro è incastrato alla base	r_2 si dimezza caso standard $r_2 = 0$
Travi superiori e inferiori diverse tra loro uguali tra loro infinitamente rigide	
Travi a destra e sinistra due, dx e sx, diverse tra loro una sola dx e sx, diverse tra loro due, dx e sx, uguali tra loro	

Foglio di calcolo Rigidezza



Nota: nel foglio di calcolo è inserita una protezione, per evitare che si inseriscano valori in celle sbagliate. La protezione è senza password e può essere rimossa se si vuole modificare il file

Foglio di calcolo Rigidezza

Superiormente esiste un pilastro al di sopra	pilastro b 30 cm h 70 cm l _p 3.20 m	l (m) 3.20 riduzione 0.309	88.10 kN/mm
Inferiormente esiste un pilastro al di sotto		k 30.60 kN/mm	punto di ruolo di M a 0.500 da base
Travi superiori e inferiori uguali tra loro	travi (inf-sup) trave sx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	trave dx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	
Travi a destra e sinistra due, dx e sx, diverse tra loro	travi inferiori trave sx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	trave dx h 30 cm h 60 cm l _t 4.50 m	

Nel foglio sono presenti zone che contengono valori intermedi di calcolo, da non modificare (sono visibili in carattere grigio chiaro)

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

03 - Dimensionamento e verifica di massima

Spoletto
 8-9 e 15-16 aprile 2016
 Aurelio Ghersi

Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima

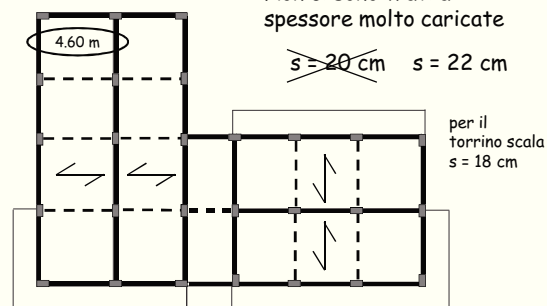
Dimensionamento solaio

- 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

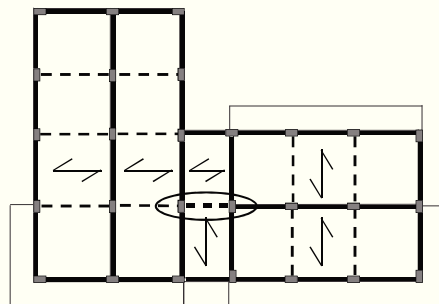
Momento sollecitante $M_{Ed} = \frac{q l^2}{12} \div \frac{q l^2}{8}$

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)

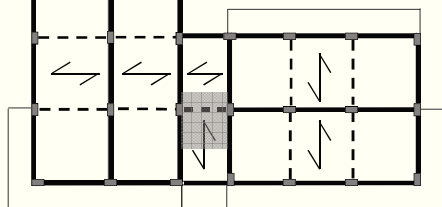


Esempio

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



Dimensionamento travi a spessore Esempio

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

Dimensionamento travi a spessore Esempio

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:

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

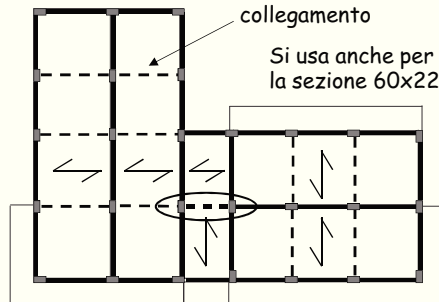
Si sceglie la
sezione 60x22

Esempio

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

Le altre travi sono solo di collegamento

Si usa anche per queste la sezione 60x22



Dimensionamento travi emergenti 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

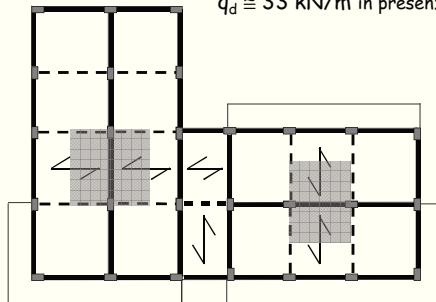
	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F
Travi 30 x 60	4.0		5.2	4.0
Travi 30 x 50	3.5		4.5	3.5
Travi 60 x 22	1.6		2.1	1.6
Tamponature	6.0		7.8	6.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

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



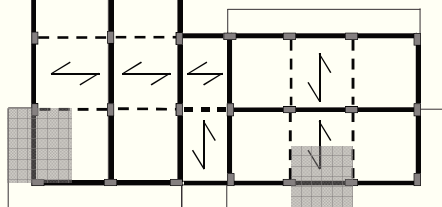
Esempio: travi

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

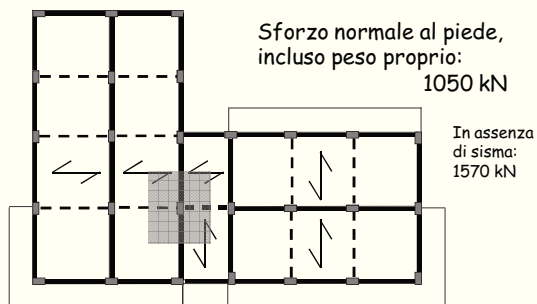
Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN

In assenza
di sisma:
1330 kN



Esempio: pilastri

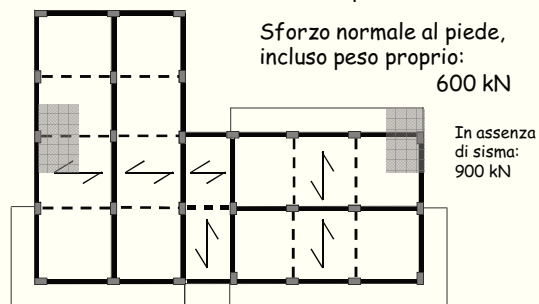
Pilastro interno in
corrispondenza della scala
Di più, a causa del torrino



Esempio: pilastri

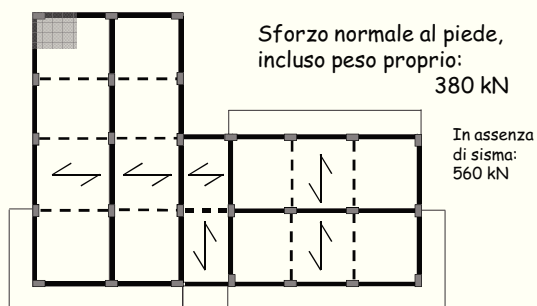
Pilastro laterale privo di
sbalzo o d'angolo con uno
sbalzo

Carico al piano minore



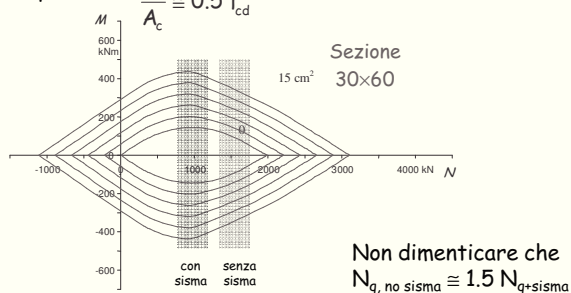
Esempio: pilastri

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



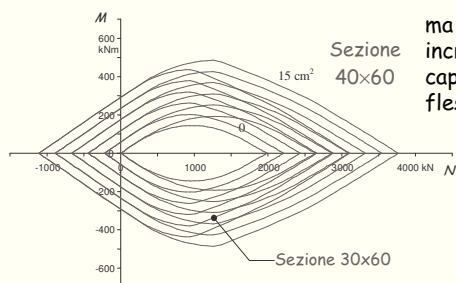
Considerazioni domini M-N per i pilastri

Il massimo momento flettente può essere portato
quando: $\frac{N}{A_c} \cong 0.5 f_{cd}$



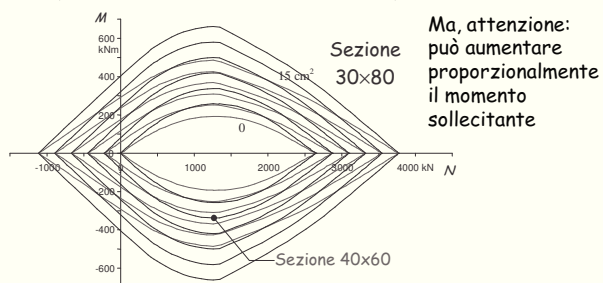
Considerazioni domini M-N per i pilastri

- Un aumento della larghezza della sezione produce un aumento dello sforzo normale resistente
- ma un modesto incremento di capacità flessionale



Considerazioni domini M-N per i pilastri

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



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 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")
- 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"
 NTC08, punto 7.4.4.2.2.1

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, ma è importante:
 - 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
- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Stima iniziale del periodo
- 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 con struttura intelaiata 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

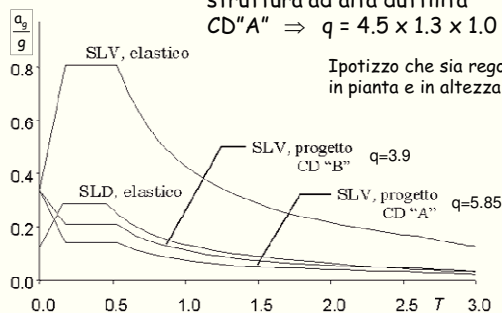
$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura ad alta duttilità

$$CD "A" \Rightarrow q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$$

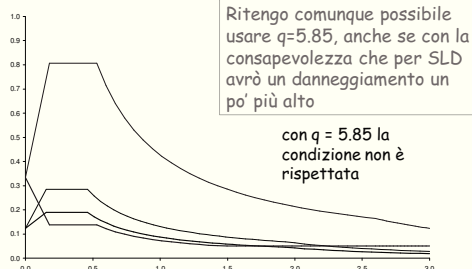
Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza



Considerazioni:

novità introdotte dalla bozza 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.

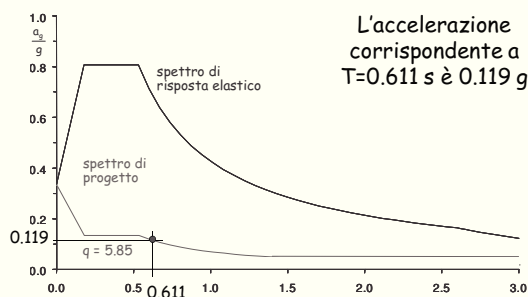
H = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Nell'esempio:

$$H = 16.40 \text{ m (escluso torrino)}$$

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

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		

Prima 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

In alternativa (e in particolare nel caso di sole travi a spessore) si può considerare come pilastro base quello di coltello con due travi emergenti e stimare la rigidezza degli altri come aliquota di questa ("pilastri equivalenti")

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

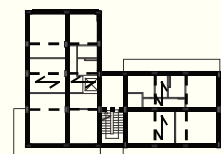
1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

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

In alcuni casi questa maggior precisione porta a risultati diversi, ma spesso le differenze sono minime ed il maggior onere del calcolo è poco utile 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 posso ripartire in base alle rigidità calcolate separatamente per ciascun pilastro
Avrò 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

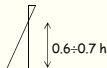
- Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M



Tipico diagramma di M per effetto di forze orizzontali



ai piani superiori

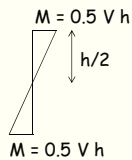


al primo ordine

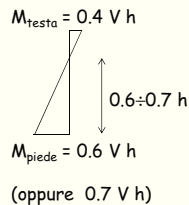
Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

ai piani superiori



al primo ordine



$M_{\text{piede}} = 0.6 V h$

(oppure $0.7 V h$)

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

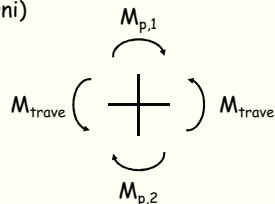
$M = V h / 2$

$M = V 0.4 h$

$M = V 0.6 h$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

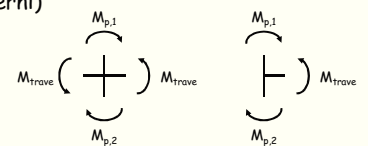


Per l'equilibrio:

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

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

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

Caratteristiche della sollecitazione 4 - ΔN nei pilastri

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		

$$V_{t,5} = 2 M_{t,5} / l_{trave} = 4.10 \text{ m}$$

$$\Delta N_i = V_{t,i}$$

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

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 comporterebbe:
 - La necessità di aumentare le sollecitazioni in un lato dell'edificio (in questo caso il destro)
 - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente q
- Ma in questi casi è opportuno ridimensionare la struttura per evitare o almeno ridurre la rotazione

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

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°

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

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 forfetariamente 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 ÷ 253	± 16.5
4	214.5	154 ÷ 451	± 62.0
3	284.7	231 ÷ 649	± 129.7
2	332.4	308 ÷ 847	± 213.4
1 testa	317.7	385 ÷ 1045	± 301.5
piede	317.7		

Coppie M-N più gravose

$M = 332 \text{ kNm}$

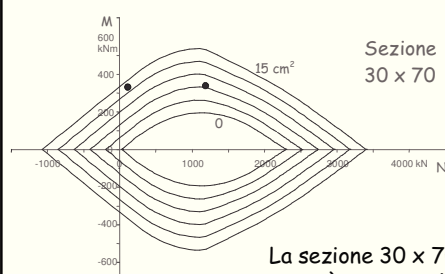
$N_{min} = 95 \text{ kN}$

$M = 317 \text{ kNm}$

$N_{max} = 1346 \text{ kN}$

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)

Controllo del dimensionamento delle sezioni

Controllo del dimensionamento

Approssimazioni insite nella fase precedente:

1. Il periodo proprio della struttura è stato stimato con formule semplificate
Ora occorre controllarlo
2. Le forze statiche sono state ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio
Ora occorre controllare meglio le rigidezze
3. Il bilanciamento delle rigidezze della struttura è stato stimato a occhio
Ora può essere verificato numericamente

Controllo del dimensionamento Stima delle rigidezze laterali

Per tutte e tre gli aspetti occorre effettuare una stima più accurata delle rigidezze laterali dei pilastri

Possibili approcci:

1. Approccio globale semplificato
Molto rapido, ma utile solo per stimare il periodo
2. Approccio per tipologia di pilastro
3. Approccio dettagliato per singolo pilastro
Molto oneroso
4. Calcolo delle rigidezze a partire dai risultati di un calcolo a telaio
Utilizzabile solo in fasi successive, per un controllo delle rigidezze stimate in precedenza

Stima delle rigidezze laterali

1. Approccio globale semplificato

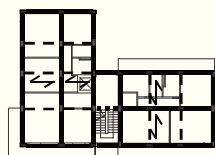
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)}$$

considerando solo i pilastri e le travi "che contano"

- Nel caso di edificio con travi emergenti e a spessore, i pilastri di coltello e le travi emergenti
- Nel caso di edificio con tutte travi a spessore, i pilastri "equivalenti" stimati in maniera forfetaria e tutte le travi

Stima delle rigidezze laterali

1. Approccio globale semplificato



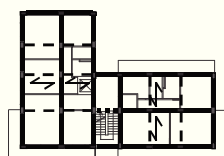
I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

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

Considero 13 pilastri e
15 travi (direzione x)

Stima delle rigidezze laterali

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

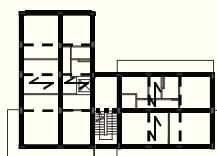
Ottengo

$k = 472.7$ kN/mm

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-1

Stima delle rigidezze laterali

1. Approccio globale semplificato



ordine	Kx [kN/mm ²]	Ky [kN/mm ²]
5	384.3	411.1
4	472.7	506.0
3	472.7	506.0
2	472.7	506.0
1	511.8	548.9

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-1

Stima delle rigidezze laterali

2. Approccio per tipologia di pilastro

- Si individuano le tipologie di pilastri, in funzione della loro sezione ed orientamento e delle travi che li vincolano
- Si accorpano tutti i casi di lunghezza trave simile, per ridurre il numero di tipologie
- Si determina la rigidezza di ciascuna tipologia con la formula citata in precedenza

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p L_p^3}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6}}$$

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

Stima delle rigidezze laterali

2. Approccio per tipologia di pilastro

Al piano tipo, direzione x

Pilastro 30x70, 2 travi emergenti(10)
 $k = 33.14$ kN/mm [1]

Pilastro 30x70, 1 trave emergente(3)
 $k = 19.90$ kN/mm [0.60]

Pilastro 70x30, 2 travi emergenti(1)
 $k = 13.31$ kN/mm [0.40]

Pilastro 70x30, 1 trave emergente(5)
 $k = 10.51$ kN/mm [0.32]

Pilastro 30x70, travi a spessore (4+4)
 $k = 3.87 - 2.16$ kN/mm [0.12-0.07]

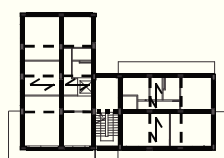
Ottengo

$k = 481.1$ kN/mm

Vedi file Excel Dimensionamento-schema base, foglio Rigidezza-2

Stima delle rigidezze laterali

2. Approccio per tipologia di pilastro



ordine	Kx [kN/mm ²]	Ky [kN/mm ²]
5	394.9	419.9
4	481.1	514.2
3	481.1	514.2
2	481.1	514.2
1	534.9	570.4

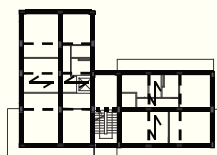
I valori totali sono molto simili a quelli ottenuti con l'approccio 1

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-2

Stima delle rigidezze laterali

3. Approccio dettagliato per singolo pilastro

- Analogo al 2, ma considerando per ciascun pilastro le effettive lunghezze delle travi



ordine	Kx [kN/mm ²]	Ky [kN/mm ²]
5	418.7	437.2
4	505.5	534.4
3	505.5	534.4
2	505.5	534.4
1	538.2	570.9

Vedi file Excel Rigidezze-schema base

Stima delle rigidità laterali

4. Calcolo a posteriori

- Dopo aver effettuato la risoluzione dello schema intelaiato soggetto ad una distribuzione di forze plausibile (analisi statica, un modo dell'analisi modale) si conoscono tagli e spostamenti relativi per ciascun pilastro
- La rigidità è pari al rapporto tra taglio del pilastro e spostamento relativo testa-piede

1. Controllo del periodo proprio

- 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)

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

1. Controllo del periodo proprio direzione x (con approccio 1)

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

1. Controllo del periodo proprio direzione x (con approccio 1)

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

1. Controllo del periodo proprio direzione y (con approccio 1)

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

1. Controllo del periodo proprio direzione y (con approccio 1)

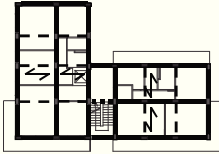
Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+V	348.5	549.6	11.66	6409	47.4
IV	329.8	418.6	10.32	4321	35.1
III	329.8	317.1	8.41	2667	23.3
II	329.8	215.6	5.87	1266	11.4
I	268.3	92.9	2.90	270	2.3
somma				14932	119.5

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

T = 0.562 s

1. Controllo del periodo proprio con approccio 2 e 3

- Stima delle rigidezze
approccio 2: singola tipologia di pilastro



Si trova:

$$T_x = 0.574 \text{ s} \quad \text{Vedi file Excel Dimensionamento-schema base foglio Periodo}$$

$$T_y = 0.556 \text{ s}$$

Con approccio 3, esaminando i pilastri uno ad uno:

$$T_x = 0.564 \text{ s} \quad \text{Vedi file Excel Rigidezze-schema base foglio Periodo}$$

$$T_y = 0.548 \text{ s}$$

1. Controllo del periodo proprio ed eventuali iterazioni

- La formula di normativa aveva fornito un periodo $T=0.611 \text{ s}$
- 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

2. Ripartizione del taglio tra i pilastri e previsione del momento flettente

- In fase di dimensionamento si è ipotizzato che il taglio di piano si dividesse tra 13 pilastri in direzione x e 14 in direzione y
- Dividendo la rigidezza totale (approccio 2) per quella del pilastro più rigido si ottiene

ordine	x - pilastri equivalenti	y - pilastri equivalenti
5	14.80	15.74
4, 3, 2	14.52	15.52
1	14.49	15.45

2. Ripartizione del taglio tra i pilastri e previsione del momento flettente

- In sostanza, è come se il taglio di piano si dividesse tra 14.5 pilastri in direzione x (anziché 13) e 15.5 in direzione y (anziché 14)
- I pilastri più rigidi porteranno quindi un taglio (e un momento flettente) leggermente minore rispetto alla previsione
- I pilastri rigidi di estremità porteranno il 60% di questi valori.
Quindi anche per la trave ad essi adiacente il momento flettente non sarà molto diverso da quanto previsto (si era ripartito un M_{\max} tra due travi, ora si ha circa $0.6 M_{\max}$ su una singola trave)

3. Bilanciamento delle rigidezze

Ogni pilastro ha una sua rigidezza

- Piano tipo - direzione x

Si possono calcolare le coordinate del baricentro

Rigidezze per forza x									
x	0.15	0.35	0.65	1.40	30.00	10.00	20.00	10.00	10.00
Y	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Y	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
12.15	2.16	3.27	2.16						
8.75	2.16	3.27	30.51	31.34	31.34	31.34	10.12	126.47	1105.6
4.75	2.16	3.27	3.27	11.20	31.34	31.34	10.12	91.2	441.9
0.15	10.00	30.54	31.34	31.34	31.34	31.34	10.12	176.20	26.4
								101.08	101.08

3. Bilanciamento delle rigidezze

Ogni pilastro ha una sua rigidezza

- Piano tipo - direzione y

Rigidezze per forza y									
x	0.15	0.35	0.65	1.40	30.00	10.00	20.00	10.00	10.00
Y	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Y	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
12.25	31.34	31.34	31.34	31.34					
8.75	31.34	31.34	31.34	31.34	10.12	7.16	7.16	19.90	
4.50	31.34	31.34	31.34	31.34	3.07	3.07	3.07	33.54	
0.15	31.34	31.34	31.34	31.34	3.36	3.36	3.36	19.90	
142	3	283	902	1805	2902	37420	63671	10108	10108

Si possono calcolare le coordinate del baricentro

3. Bilanciamento delle rigidzze

- Confrontando le coordinate del centro delle rigidzze con quello delle masse si può valutare numericamente se la struttura è bilanciata o no

ordine	E_{lx}	E_{ly}	x_{Gk}	y_{Gk}	r_{kx}	r_{ky}	x_{Gm}	y_{Gm}	r_m
5	394.86	419.89	8.38	5.82	9.17	8.89	10.14	5.25	8.05
4	421.08	514.39	8.39	5.89	9.24	8.94	10.35	5.64	8.38
3	481.08	514.39	8.39	5.89	9.24	8.94	10.35	5.64	8.38
2	481.08	514.39	8.39	5.89	9.24	8.94	10.35	5.64	8.38
1	514.91	576.46	8.68	6.04	9.41	9.11	11.08	6.33	7.81

- In questo caso si hanno eccentricità minime come Δy ma rilevanti come Δx . La struttura è quindi non bilanciata per sisma y
- Occorre modificare la carpenteria per bilanciarla

4. Ulteriore controllo: spostamenti per SLD

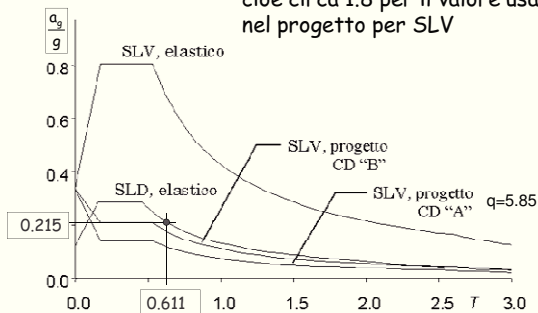
Gli spostamenti (relativi) sono importanti per la verifica allo stato limite di danno

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



4. Ulteriore controllo: 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

4. Ulteriore controllo: 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

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

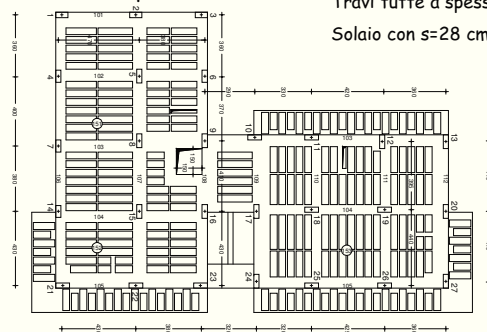
04 - Dimensionamento e verifica di massima
 per edifici con tutte travi a spessore

Spoletto
 8-9 e 15-16 aprile 2016
 Aurelio Ghersi

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)

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

Andrà sommato all'effetto del sisma

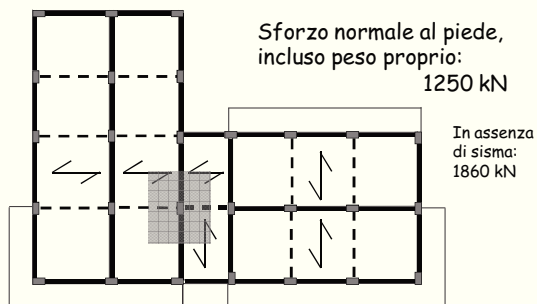
Momento per carichi verticali (senza sisma)

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

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

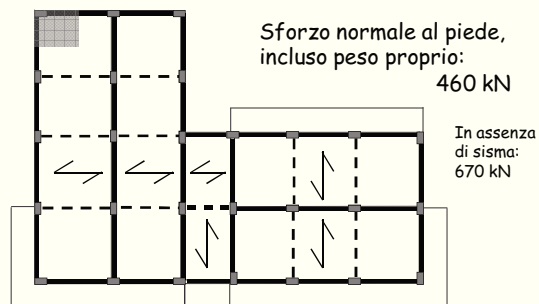
Sforzo normale pilastri

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
- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Stima iniziale del periodo
- 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

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:

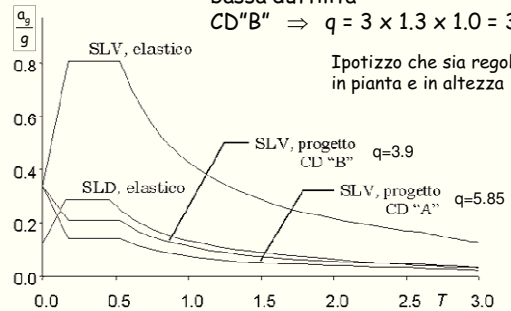
$$q = 3.90 \text{ (prima era 5.85)}$$

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)

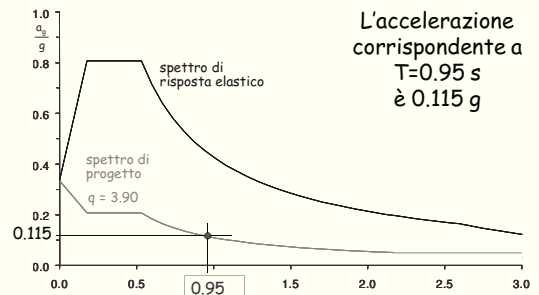
Nell'esempio: $H = 19.60$ m (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$$

- 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



L'accelerazione
corrispondente a
 $T=0.95$ s
è 0.115 g

Forze per analisi statica

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

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

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
travi 60x28 $l=4.50$ m
 $k = 8.25$ kN/mm

Valori ottenuti con il
file Excel Rigidezza

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:

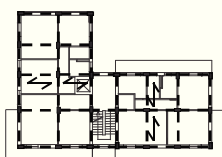
Ordini 2-6 0.7
Ordine 1 0.5

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

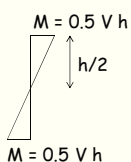
Piano	Pilastri "equivalenti"	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
6	20.2	549.0	27.2
5	20.2	983.7	48.7
4	20.2	1333.5	66.0
3	20.2	1598.5	79.1
2	20.2	1778.7	88.1
1	17.2	1856.3	107.9

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

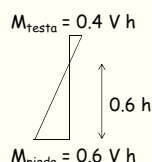
In questo caso il punto di nullo è spostato

Ipotizzo:

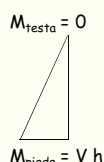
ai piani superiori



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	$M = V h / 2$
5	983.7	48.7	77.9	
4	1333.5	66.0	105.6	
3	1598.5	79.1	126.6	$M = V 0.4 h$
2 testa	1778.7	88.1	112.7	$M = V 0.6 h$
piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	$M = V h$
piede			388.5	

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

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

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
piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5
piede			388.5	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - ΔN nei pilastri

$V_{t,6}=2$
 $M_{t,6}/l$
 $l_{trave} = 4.10 \text{ m}$
 $\Delta N = V_{t,6}$

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
piede			169.1		
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5	241.6
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	112.7	119.7
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

Moltiplicati per 1.3

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	

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
b = da determinare
h = 28 cm
c = 4 cm

$M_{Ed} = 204 \text{ kNm}$
Calcestruzzo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

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
b = da determinare
h = 28 cm
c = 4 cm

$M_{Ed} = 204 \text{ kNm}$
Calcestruzzo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

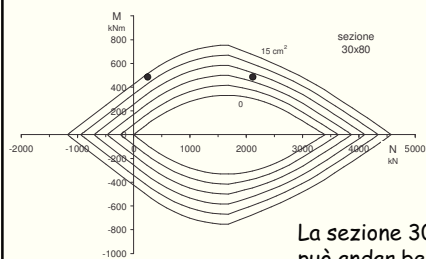
Calcolo della larghezza

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 compressa pari quasi al 100%. 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

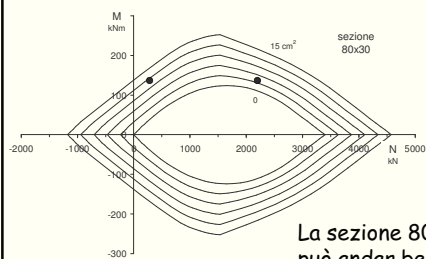
La sezione 30 x 80
può andar bene

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

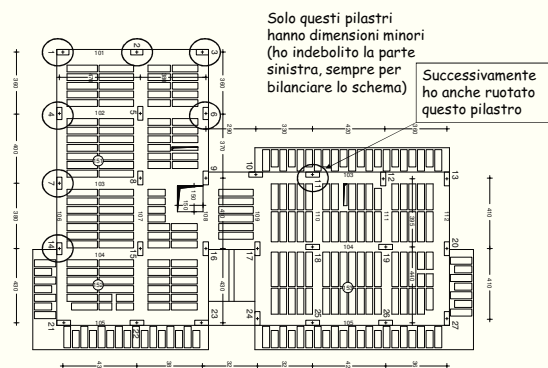
La sezione 80 x 30
può andar bene

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

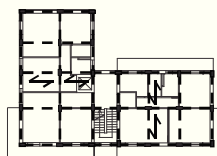
Tipo di pilastro	Sezione alla base	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine	6° ordine
Pilastri molto caricati (2)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri caricati (18)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60
Pilastri d'angolo (2)	30 x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

Carpenteria edificio con travi a spessore



Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze - direzione x
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)
 $\times 0.7 \rightarrow 5.6$

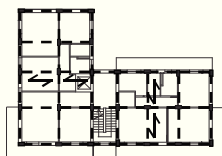
Pilastro di piatto, esterno (7)
 $\times 0.5 \rightarrow 3.5$

Equivalgono a
20.2 pilastri

Travi: sono 22

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze - direzione x
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Rigidzza

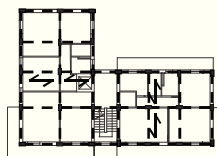
Al piano 3 (pilastri 30x70)
 $k = 200.5 \text{ kN/mm}$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze - direzione x
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)
 $\times 0.3 \rightarrow 2.1$

Equivalgono a
17.2 pilastri

Travi: sono 22

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

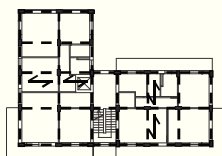
Periodo proprio della struttura

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



Ottengo

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

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)
 $k = 3.96 \text{ kN/mm}$

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

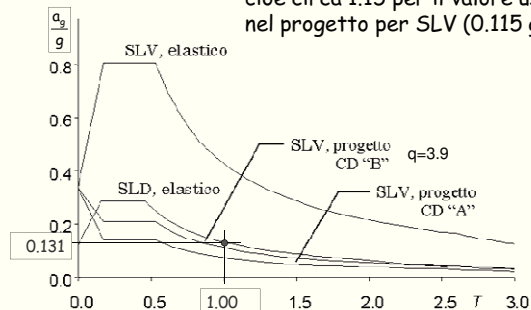
$T = 1.049 \text{ s}$

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

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

05 - Edifici con pareti solo al primo livello:
 problemi specifici

Spoletto
 8-9 e 15-16 aprile 2016
 Aurelio Ghersi

Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato

Nota: le pareti di solito sono quelle che servono da contenimento al terreno



Se le pareti non possono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato è indispensabile staccarle dalla struttura

Ovvero: le pareti di contenimento del terreno devono essere arretrate e separate da pilastri, travi e impalcato

Tipologia in esame

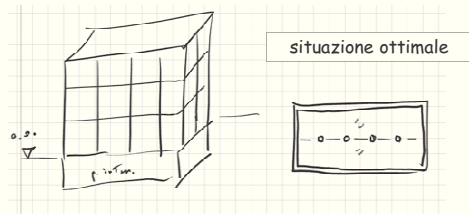
- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

La nuova bozza di normativa ribadisce il concetto: Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

NTC 15, punto 7.2.1

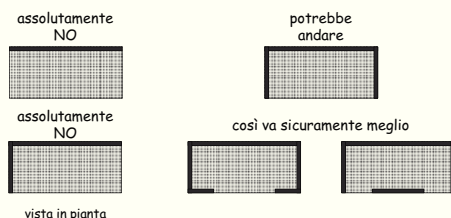
Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



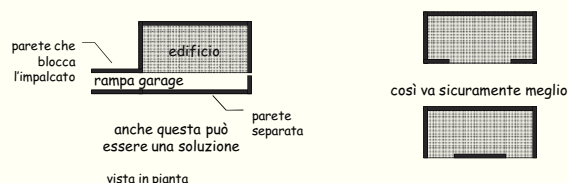
Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato
 - Le pareti possono essere considerate come "pareti estese debolmente armate"

Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

Per la singola direzione:

- Periodo fondamentale non superiore a T_c
- Almeno due pareti con $l_w \geq \text{MIN}(4.00 \text{ m}; 2/3 h_w)$
- Le pareti portano almeno il 20% del carico gravitazionale

Definizione poco significativa: in sostanza

- Devono essere estese
- Devono essere molto rigide (tanto da bloccare bene il primo impalcato)

NTC 08, punto 7.4.3.1

Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

La nuova bozza di normativa chiarisce meglio il concetto:

Una struttura a pareti è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale, così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_c

NTC 15, punto 7.4.3.1

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Occorre esaminare in maniera distinta la struttura a pareti del primo livello e la struttura a telaio sovrastante

- Usare fattori di struttura diversi per le due strutture
- È possibile usare modelli geometrici distinti per le due strutture (ognuno col proprio q)
- Se più comodo, si può usare un unico modello geometrico che comprende entrambe le strutture, calcolandolo con i due diversi fattori di struttura (e usando per ciascuna struttura il calcolo appropriato)

NTC 08, punto 7.4.3.2

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q_0 = 3 k_w$$

ma in questo caso $k_w = 0.5$ perché $l_w \gg h_w$

quindi $q_0 = 1.5$

inoltre $K_R = 1.0$ perché le pareti sono solo a un piano

quindi $q = 1.5$

NTC 08, punto 7.4.3.2

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q = 1.5$$

- Amplificazione del taglio:

per pareti estese debolmente armate il taglio dovrebbe essere amplificato di $(q+1)/2$ e quindi di 1.25 (vedi più avanti, tipologia pareti non accoppiate)

questa mi sembra una cautela eccessiva, ma comunque poco rilevante

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

È a tutti gli effetti una struttura a telaio
(può essere di CD "A" oppure "B")

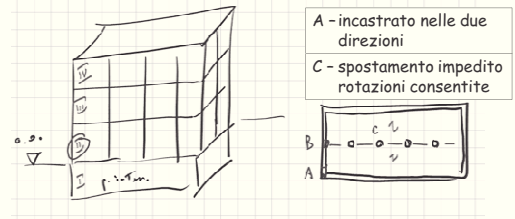
- Fattore di struttura:
come per una qualsiasi struttura a telaio
- Nel modello geometrico (e nel giudizio sulla regolarità) fare attenzione al diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)



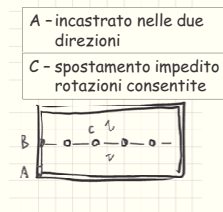
Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

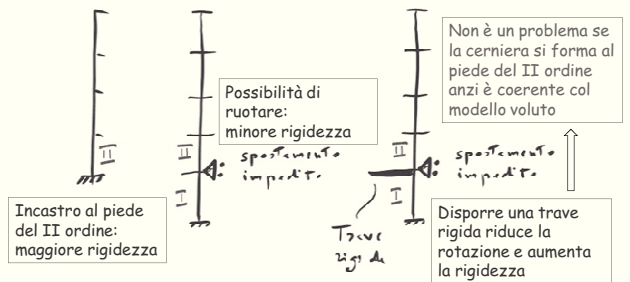
- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

La regolarità in pianta e la regolarità in altezza del telaio possono essere condizionate dal diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo



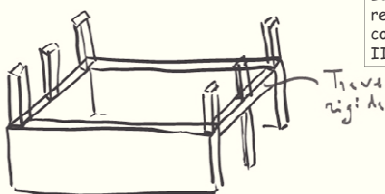
Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

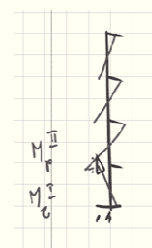
- Modellazione e comportamento



La trave rigida non serve a regolarizzare il comportamento della "scatola"

Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



Comportamento di un pilastro che parte dal I ordine

Inversione del taglio (e della pendenza del momento flettente)

Se le travi sono a spessore:

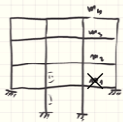
$$M_t^I \approx M_p^{II}$$

Se le travi sono rigide:

$$M_t^I \ll M_p^{II}$$

Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- La struttura si comporta come se avesse un piano in meno, cioè come se partisse dal II ordine
- La previsione delle sollecitazioni (per la relazione secondo il capitolo 10) può essere fatta con un piano in meno
 - Nella ripartizione del taglio tra i pilastri occorre tenere conto della differenza di rigidezza dovuta al diverso grado di vincolo al piede del II ordine



Modellazione globale della struttura

È condizionata dal programma che si usa. Si possono seguire due vie:

1. Descrivere solo la struttura a telaio, inserendo opportuni vincoli che simulano l'effetto della scatola rigida al I ordine
2. Descrivere anche le pareti (ed il primo impalcato)

Modellazione globale della struttura 1. Solo telaio

- Pilastri che partono dalla parete:
 - Se al di sotto vi sono pareti che li bloccano nelle due direzioni, considerare alla base un incastro per entrambe le direzioni
 - Se la parete vincola in una sola direzione, mettere alla base un incastro per quella direzione e un incastro rotazionalmente cedevole per l'altra (la rigidezza rotazionale del vincolo può essere schematizzata con modelli semplici)

Modellazione globale della struttura 1. Solo telaio

- Pilastri che partono dalla fondazione:
 - Imporre alla base un vincolo coerente con la rigidezza della fondazione
 - Imporre in testa al primo ordine un vincolo che impedisce gli spostamenti orizzontali (per simulare l'effetto dell'impalcato bloccato) ma non le rotazioni
- Il primo impalcato non è descritto nel modello e le relative masse non sono assegnate allo schema

Modellazione globale della struttura 2. Anche le pareti

- a) Pareti modellate con elementi bidimensionali
- Gli elementi bidimensionali non vincolano i nodi alla rotazione (i pilastri che partono dalla parete risulterebbero incernierati). I programmi usano vari artifici per eliminare il problema
 - Gli elementi bidimensionali non danno un vincolo fuori piano. Anche per questo occorre usare artifici
 - Evitare di assegnare una massa alle pareti, perché questo darebbe luogo ad un numero elevatissimo di ulteriori modi di oscillazione libera, che farebbero solo confusione

Modellazione globale della struttura 2. Anche le pareti

- b) Pareti modellate con elementi monodimensionali
- Si possono inserire aste verticali in prosecuzione dei pilastri sovrastanti, ma occorre scegliere opportunamente la sezione di queste aste
 - È opportuno inserire anche aste orizzontali, a mo' di travi, per limitare le rotazioni dei nodi

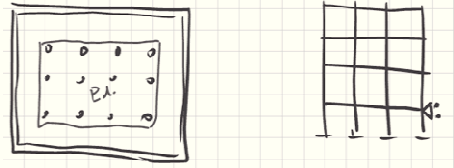
Modellazione globale della struttura

2. Anche le pareti

- Primo impalcato
 - Può essere modellato come vincolo mutuo tra i nodi, per rappresentare un impalcato indeformabile nel suo piano
 - Può essere preferibile non assegnare al primo impalcato la massa che gli compete. Se lo si fa, questa massa verrebbe eccitata solo dagli ultimi modi (che sono sicuramente irrilevanti) e si faticerebbe a raggiungere formalmente l'85% della massa partecipante

Edifici con base molto più estesa

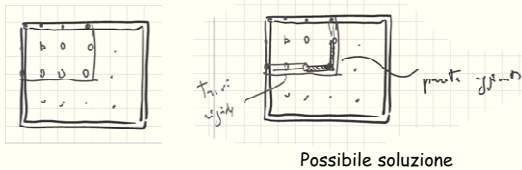
- Con l'edificio in posizione simmetrica



- Problemi:
 - Maggiori sollecitazioni nell'impalcato
 - Rischio di cedimenti differenziali (maggiori al centro) da evitare con fondazioni rigide

Edifici con base molto più estesa

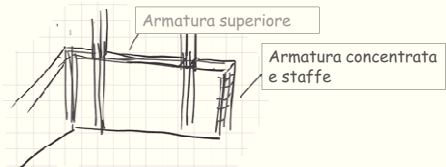
- Con l'edificio in posizione non simmetrica



- Ulteriori problemi:
 - Dissimmetria → rischio di rotazione del primo impalcato

Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro



Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
 - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)



- Portare l'armatura di attesa fino al piede della parete
- Staffarla bene

Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
 - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
 - Per il taglio:
 - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per $b_w=30$ cm, 6 cm²/m)



Collegamenti trasversali 9/m²

Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
 - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
 - Per il taglio:
 - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per $b_w=30$ cm, 6 cm²/m)
 - Per lo scorrimento:
 - Attenzione se lo sforzo normale è basso

Se occorre, mettere
barre inclinate

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

06 - Modellazione della struttura

Spoletto
8-9 e 15-16 aprile 2016
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

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.

• **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

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

- Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo
- 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

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

- Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo
- Affidabilità dei codici utilizzati

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

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

• Affi

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. 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, rigidezza 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 rigidezza 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

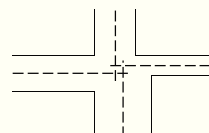
Modello di telaio spaziale

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

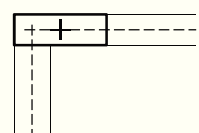
Il modello di telaio

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



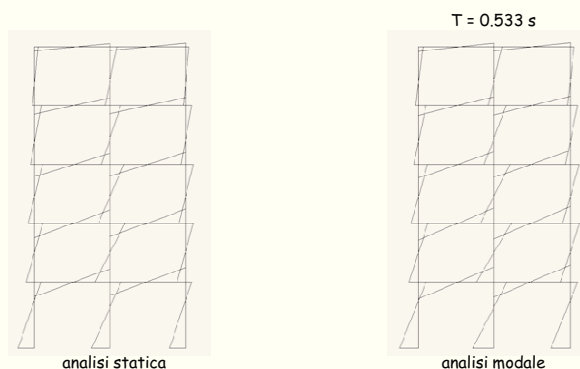
In pianta

Il modello di telaio

Problemi:

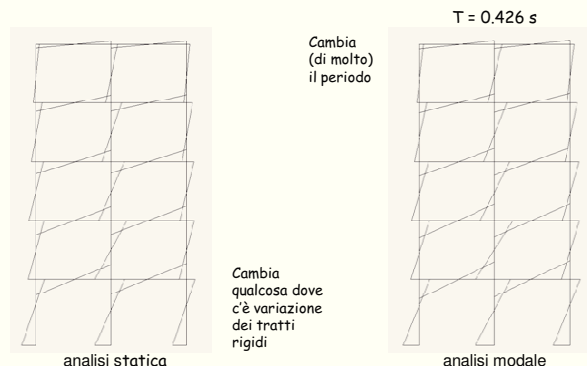
- La presenza di aste con sezioni di dimensioni non trascurabili e diverse tra loro può inficiare il modello di telaio (piano o spaziale), che richiede che gli assi delle aste convergano in un punto (nodo)
 Aggiunta di tratti rigidi o offset, che complicano il modello e modificano (sensibilmente) la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

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

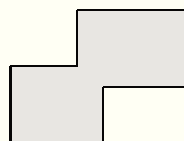
Impalcato rigido:
modellato come vincolo mutuo tra i nodi del telaio

Impalcato deformabile:
modellato come insieme di lastre (o più grossolanamente come diagonali), collegate ai nodi del telaio spaziale

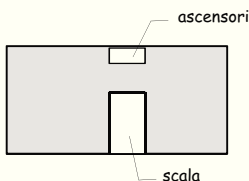
Irregolarità strutturali per l'impalcato

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 irrigiditi): 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

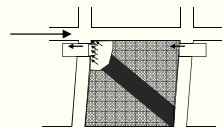
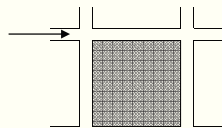
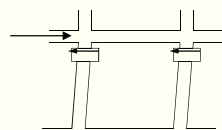
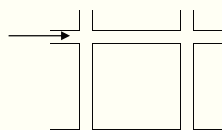
Gli elementi non strutturali (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora tale contributo modifichi significativamente il comportamento del modello

In quali casi il contributo degli elementi non strutturali modifica il comportamento?

NTC 08, punto 7.2.6

NTC15, punto 7.2.6

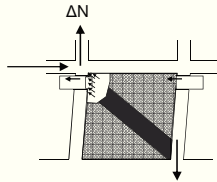
Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)



Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

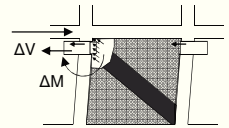
- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)



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 rigidezze) 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

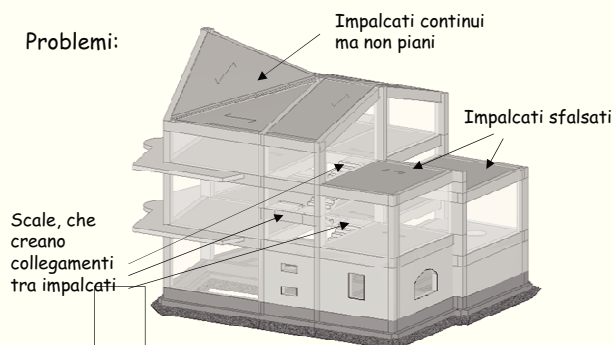
È necessario modellare insieme struttura, fondazione e terreno quando:

- 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

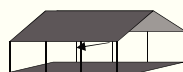
Problemi:



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

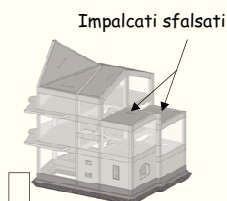


Spostamento relativo non impedito

- Alternativa: modellazione dei singoli campi con elementi bidimensionali oppure aste pendolari

Impalcati sfalsati

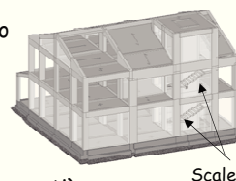
- Uno sfalsamento di mezzo piano può creare problemi ma in genere è accettabile
- Sfalsamenti minori creano pilastri molto corti, con comportamento non accettabile



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)

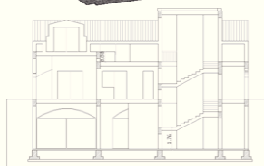
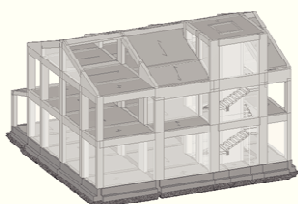
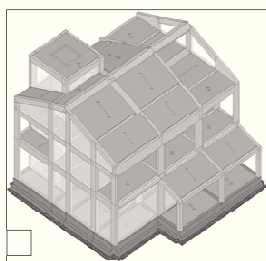
Scale che creano collegamento tra gli impalcati

- 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

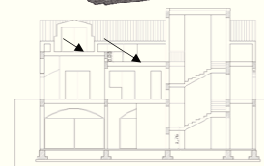
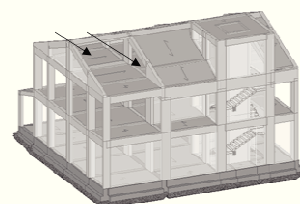
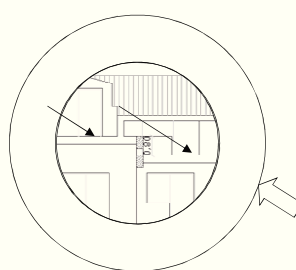
Modellazione: un esempio reale



Si ringrazia
l'ing. Alfio Gruppillo

Modellazione: un esempio reale (1)

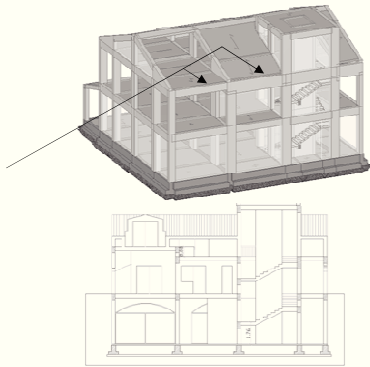
Nel sottotetto le due
parte di impalcato sono
sfalsate di 80 cm



Modellazione: un esempio reale (1)

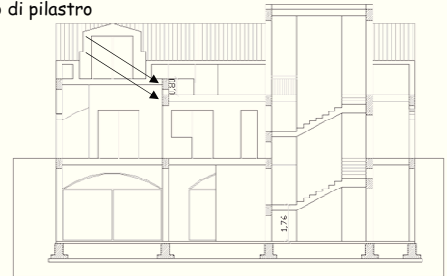
Nel sottotetto le due
parte di impalcato sono
sfalsate di 80 cm

... e il tetto inclinato
converge fino alla quota
della parte superiore
dell'impalcato



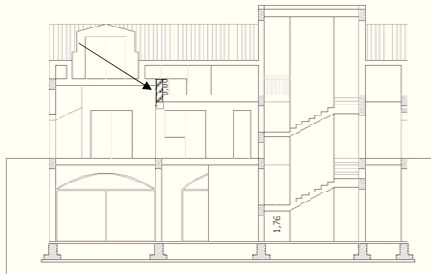
Modellazione: un esempio reale (1)

Il progetto iniziale prevedeva due
travi sfalsate, con un tratto
cortissimo di pilastro

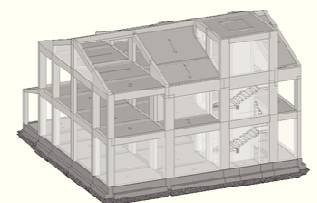
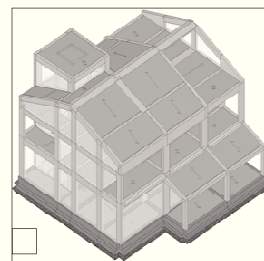


Modellazione: un esempio reale (1)

Con una trave unica (alta 100 cm) si
è potuto ipotizzare un impalcato
continuo ...



Modellazione: un esempio reale (1)



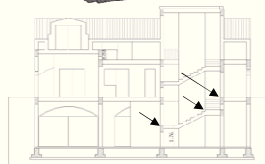
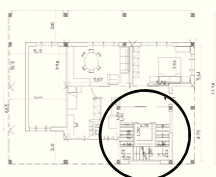
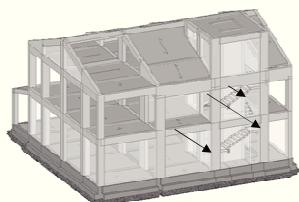
(notare che la trave alta gira su tre lati)

... e anche il tetto inclinato, poggia su una trave così
alta, diventa un tutt'uno con l'impalcato di sottotetto

Modellazione: un esempio reale (2)

La scala costituisce un
elemento di forte
irregolarità

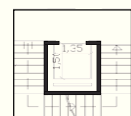
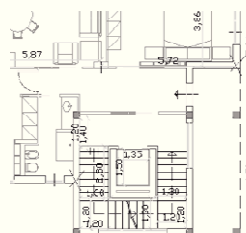
- Crea un collegamento
tra quote diverse
- È in una posizione
fortemente eccentrica



Modellazione: un esempio reale (2)

Una possibile soluzione:

- La scala come elemento
indipendente, che esce a sbalzo
da un nucleo (vano ascensore)
- Collegata in fondazione ma per
il resto staccata dall'edificio



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

07 - Analisi strutturale: modellazione delle azioni

Spoletto
 8-9 e 15-16 aprile 2016
 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 ($g_k + s q_k$) [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	0.3
Categoria B. Uffici	0.3
Categoria C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D. Ambienti ad uso commerciale	0.5
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~~

~~| | Uso non correlato | Piani con uso correlato | Archivi |
|-----|-------------------|-------------------------|---------|
| 1.0 | 1.0 | 0.8 | 1.0 |
| 0.5 | 0.5 | 0.8 | 0.8 |
| ... | ... | 0.8 | 0.8 |
| 0.5 | 0.5 | 0.8 | 0.8 |~~

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: $g_k + \psi_2 q_k$

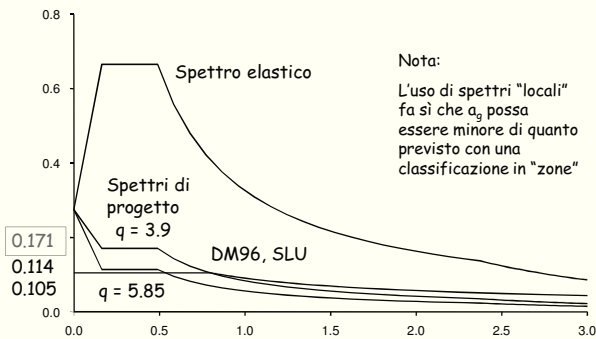
Masse W $g_k + s q_k$ $g_k + \psi_2 q_k$

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

NTC08, punto 3.2.5.1

NTC15, punto 3.2.4.1

Modellazione delle azioni

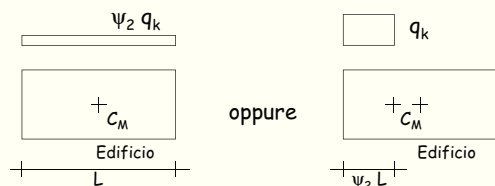
1. Eccentricità accidentale

Incerezze:

- Incerezze nella localizzazione delle masse
- Incerezze 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

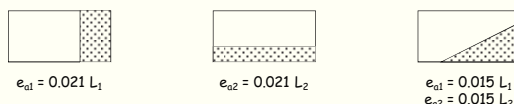
L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio



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

Eccentricità accidentale Perché il 5% ?

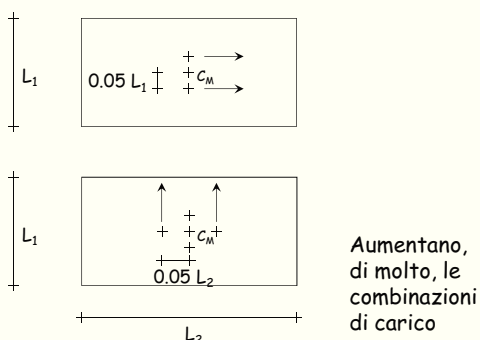
Se si applica il carico variabile massimo su un'area pari a $\psi_2 \times$ area totale si ottiene un'eccentricità nettamente minore



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



Aumentano, di molto, le combinazioni di carico

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 $x \Rightarrow E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$

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

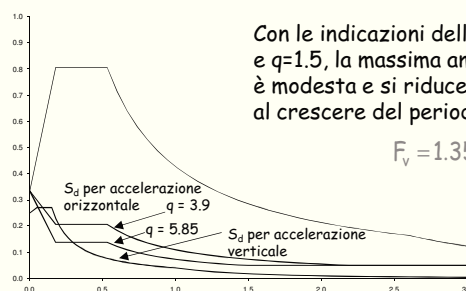
NTC 08, punto 7.2.1

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

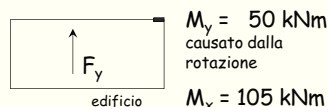
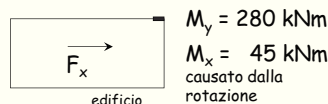


$$M_d = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$

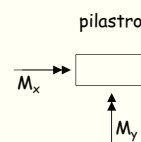
Componenti orizzontali

per i pilastri

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

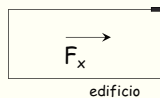


$$M_x = 105 \text{ kNm}$$



Componenti orizzontali per i pilastri

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



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

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

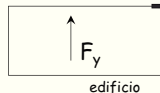
causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione x

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

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

Verifica a presso-
flessione deviata



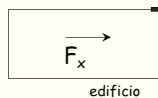
$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

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

Componenti orizzontali per i pilastri

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



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

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

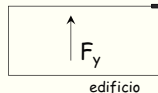
causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione y

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

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

Verifica a presso-
flessione deviata



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

causato dalla
rotazione

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

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

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

08 - Combinazioni di carico e carichi da considerare

Spoletto
8-9 e 15-16 aprile 2016
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 involuppo 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)
5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

coppie (statiche) \Leftarrow

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: Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti	γ_{G1}	favorevoli:	0.9	1.0	1.0
		sfavorevoli	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti	γ_{G2}	favorevoli:	0.0	0.0	0.0
		sfavorevoli	1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	γ_Q				

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 torrone 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

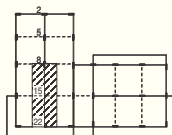
4.2. Carichi sulle travi

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

$\gamma_g g_{1k} = 30.88$ kN/m $\gamma_q (g_{2k} + q_k) = 23.46$ kN/m $\gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 54.34$ kN/m

e quelli in presenza di sisma, moltiplicando q_k per ψ_2

$g_k = 29.62$ kN/m $\psi_2 q_k = 2.93$ kN/m $g_k + \psi_2 q_k = 32.55$ 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

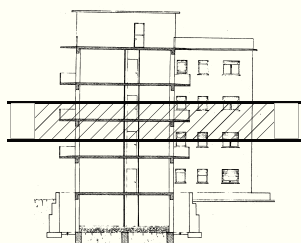
telaio	campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1 y	<p>Notare, come ordine di grandezza:</p> <p>carico in presenza di sisma \equiv $0.6 \times$ carico in assenza di sisma</p>		72	52.96	32.86
			52	35.98	23.23
2 y			64	54.34	32.55
			32	56.46	33.78
3 y			08	32.26	21.22
			29	53.23	33.33
			08	31.48	20.62
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

Peso a m

$$77.4 \times 6.00 = 464.4 \text{ kN}$$

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)

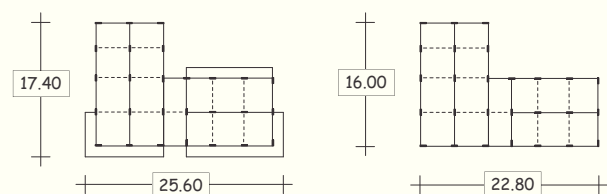
Poiché le masse sono quasi coincidenti ai valori stimati, anche le forze complessivamente lo sono

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

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

09 - Risoluzione degli schemi base. Giudizio sulla struttura

Spoletto
8-9 e 15-16 aprile 2016
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

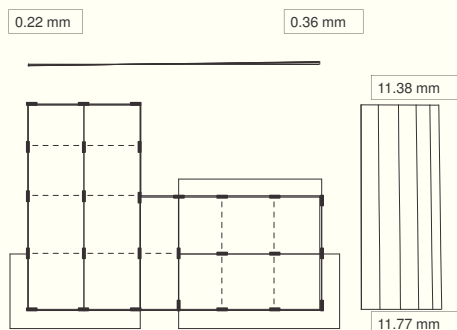
Discutere poi:
• effetto dell'eccentricità accidentale
• combinazione delle azioni nelle due direzioni

Discussione dei risultati: sisma - analisi statica

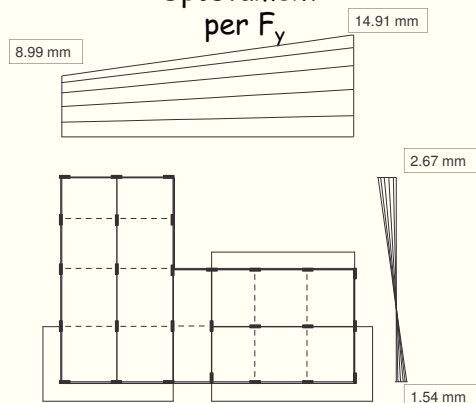
Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi statica

- 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?

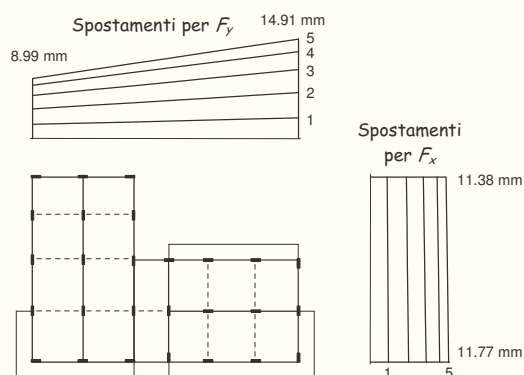
Spostamenti per F_x



Spostamenti per F_y



Spostamenti



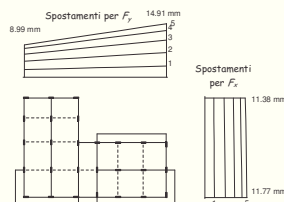
Spostamenti classe di duttilità "A"

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 dalle forze F_i)

Periodo proprio della struttura (direzione x)

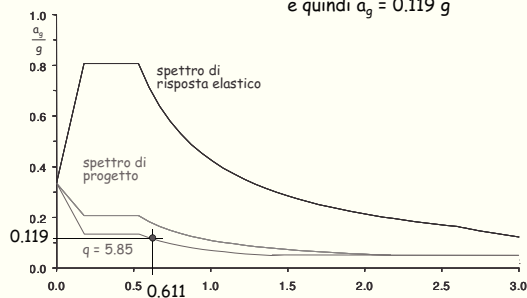
Piano	m (kN s ² /m)	F_x (kN)	u_x (mm)	$F_x u_x$ (kN m)	$m u_x^2$ (kN m s ²)
Torino+V	313.1	506.4	11.628	5888.2	42.34
IV	334.9	435.9	10.307	4492.7	35.58
III	334.9	330.2	8.292	2738.2	23.03
II	334.9	224.6	5.652	1269.2	10.70
I	297.2	105.5	2.646	279.2	2.08
somma				14667.4	113.72

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{xi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{xi} u_{xi}}}$$

$$T_x = 0.553 \text{ s}$$

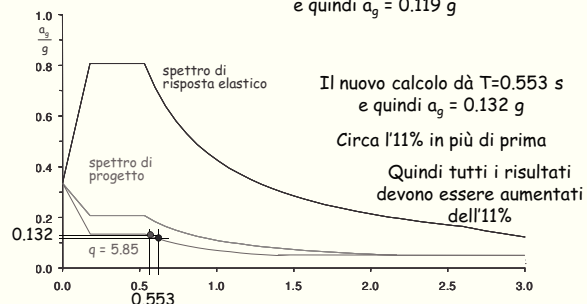
Esempio - ordinata spettrale

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

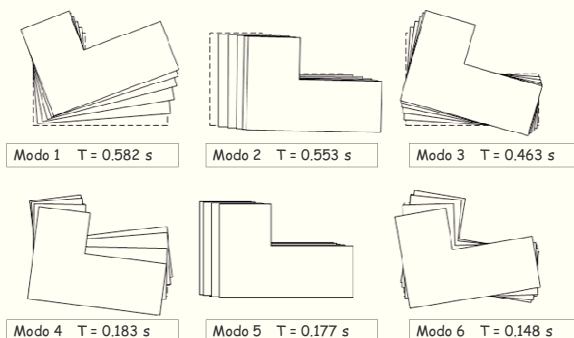
Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

- 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

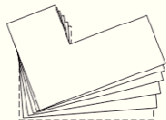
- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

Deformate modali

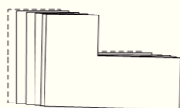


Deformate modali

Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

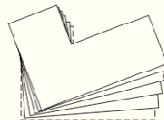


Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

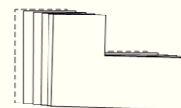
I modi 1 e 3 sono accoppiati (traslazione secondo y e rotazione)

Deformate modali

Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



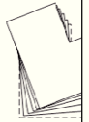
Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$



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

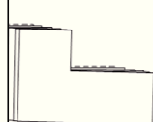
Modo 1



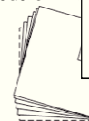
Nota: il confronto dovrebbe essere fatto con riferimento ai modi disaccoppiati (ovvero quelli che si ottengono quando $C_M = C_R$)

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

$T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3

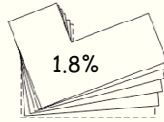


è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

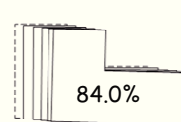
Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse ≤ 0.8

Masse partecipanti, sisma x

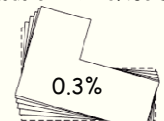
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

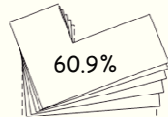


Il modo 2 dà il contributo massimo

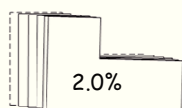
Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (8.9%)

Masse partecipanti, sisma y

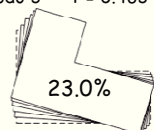
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

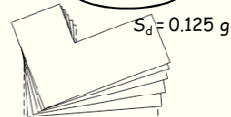


I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

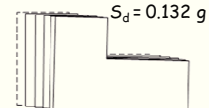
Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)

Periodi dei modi predominanti

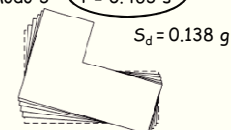
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

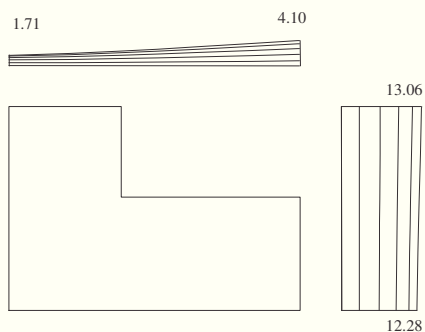


Periodi stimati: ~~0.641 s~~
 $T_x = 0.553 \text{ s}$ $S_d = 0.132 \text{ g}$
 $T_y = 0.552 \text{ s}$ $S_d = 0.132 \text{ g}$

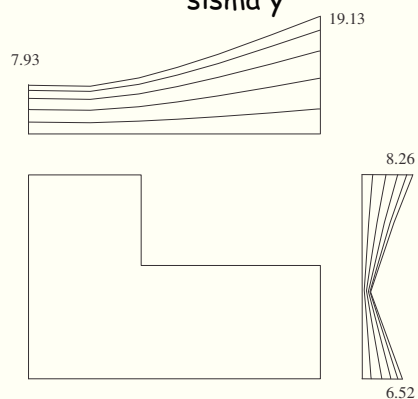
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono quindi analoghe

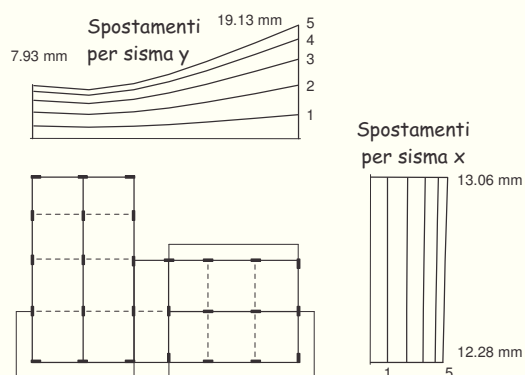
Inviluppo modale sisma x



Inviluppo modale sisma y



Spostamenti, inviluppo modale

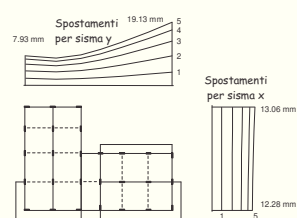


Spostamenti, inviluppo modale

Rotazione non trascurabile per sisma y (spostamenti dovuti ai modi 1 e 3)



La parte destra andrebbe irrigidita

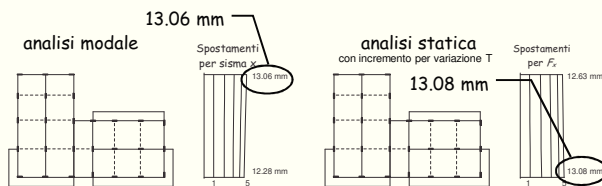


gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x uniformi (vicini a quelli del modo 2)

Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

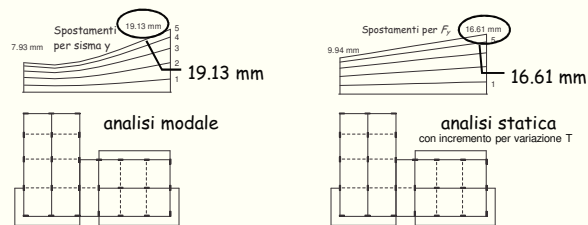
Sisma x: analisi modale - spostamenti uguali



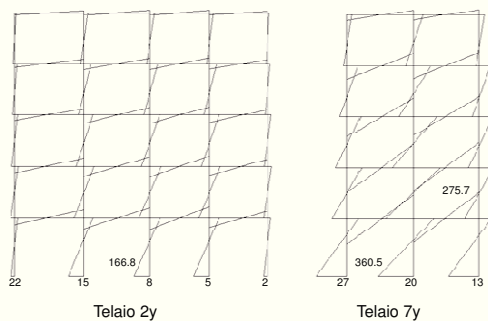
Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

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

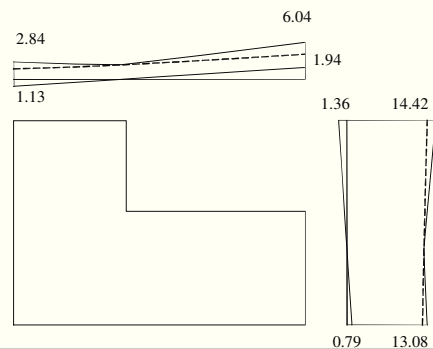
- La struttura, così come è attualmente dimensionata, presenta un comportamento rotazionale non accettabile (nettamente non bilanciato). Anziché andare avanti con il suo esame, si dovrebbe fin d'ora pensare a come modificarla per eliminare questo problema
- Si continua ad esaminarla ed a valutare l'effetto 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

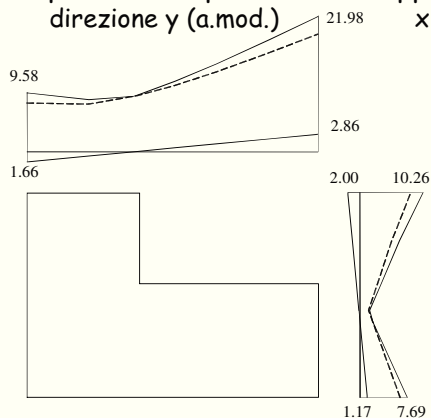
Eccentricità accidentale Esame dei risultati

- 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

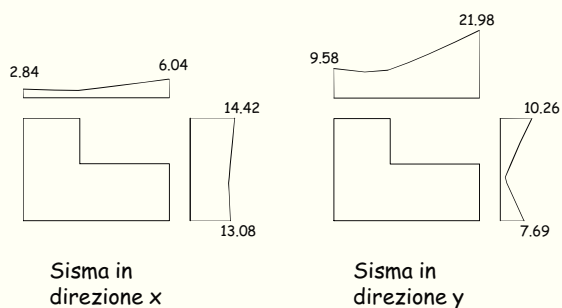
Le componenti orizzontali

"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"

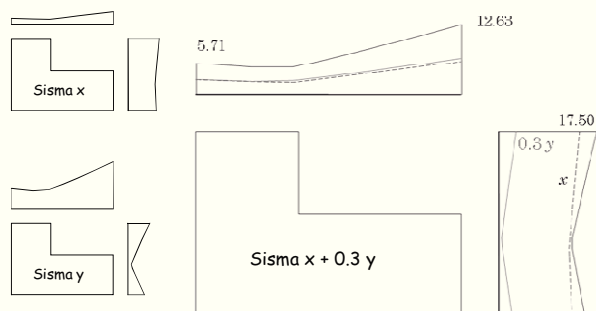
In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

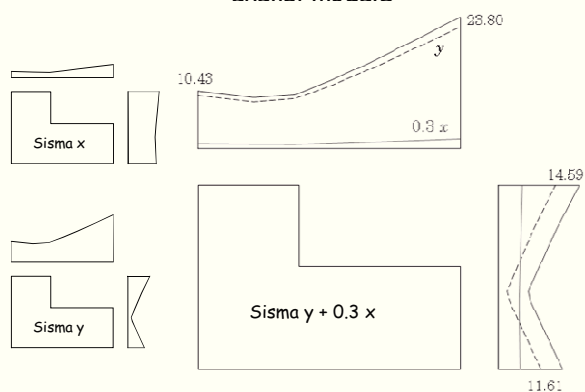
Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



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

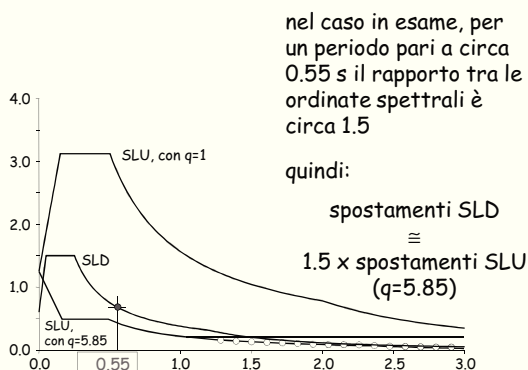
Stato limite di danno

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?

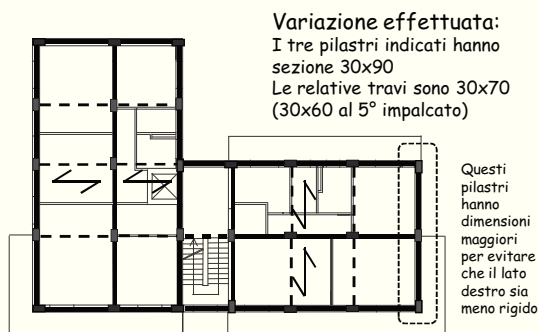
Il dimensionamento è tutto sommato accettabile, anche se in alcuni elementi le sollecitazioni sono un po' più grandi del previsto

La risposta sismica mostra però rotazioni rilevanti, non accettabili. È quindi opportuno ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

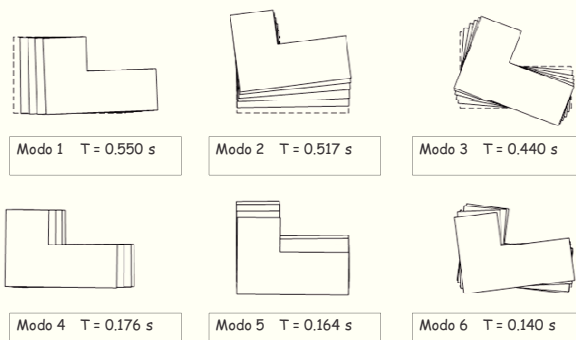
In particolare, è opportuno irrigidire la parte destra dell'edificio, aumentando le dimensioni di alcuni elementi o girando alcuni pilastri, e/o indebolire la parte sinistra

Ridimensionamento della struttura

Esame della carpenteria per quanto riguarda le azioni orizzontali



Deformate modali e relativi periodi

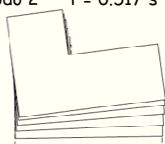


Deformate modali

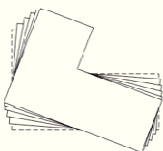
Modo 1 $T = 0.550$ s



Modo 2 $T = 0.517$ s



Modo 3 $T = 0.440$ s

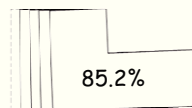


Il modo 1 è sostanzialmente di traslazione secondo x

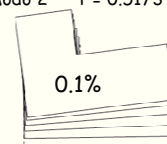
Il modo 2 è di traslazione secondo y accoppiata ad un po' di rotazione

Masse partecipanti, sisma x

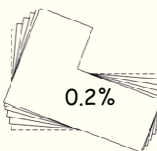
Modo 1 $T = 0.550$ s



Modo 2 $T = 0.5173$ s



Modo 3 $T = 0.440$ s



Il modo 1 dà il contributo massimo

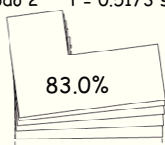
Il modo 4, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.3%)

Masse partecipanti, sisma y

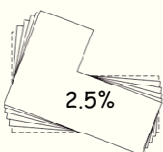
Modo 1 $T = 0.550$ s



Modo 2 $T = 0.5173$ s



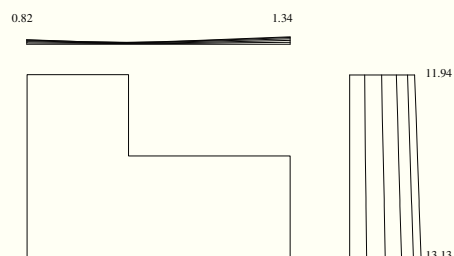
Modo 3 $T = 0.440$ s



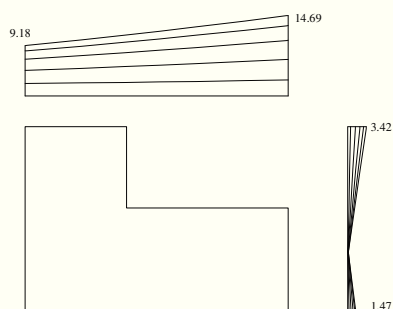
Il modo 2 dà il contributo massimo

Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.6%)

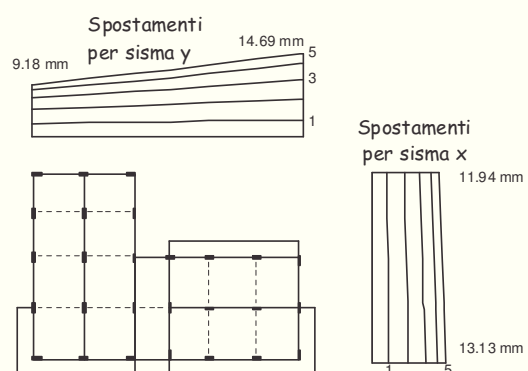
Inviluppo modale sisma x



Inviluppo modale sisma y



Spostamenti, inviluppo modale

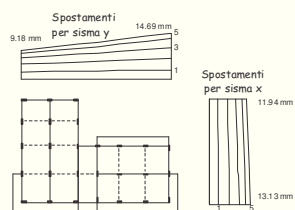


Spostamenti, involucro modale

Rotazione per sisma y non trascurabile, ma in definitiva accettabile



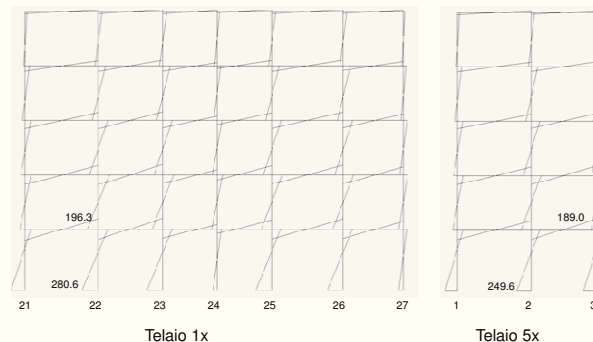
Si potrebbe provare a indebolire la parte sinistra



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)

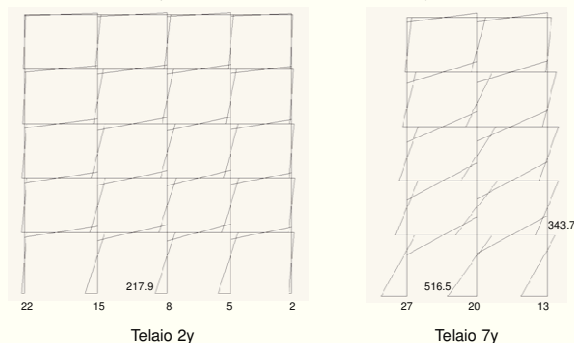
Sollecitazioni per sisma in direzione x



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	141.6	132.0
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			

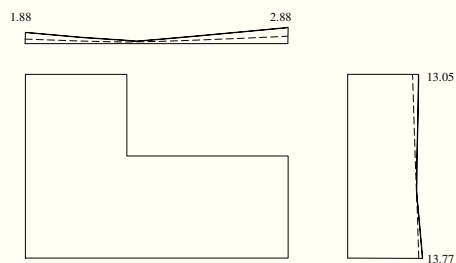
Sollecitazioni per sisma in direzione y



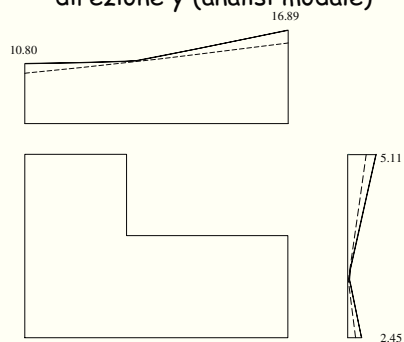
Sollecitazioni per sisma in direzione y

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	255.2	79.4	76.9	158.8	183.7
3	134.5	135.7	268.9	326.4	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	256.6	153.5	149.1	307.1	343.7
1 piede	225.1	217.9	450.2	516.5				

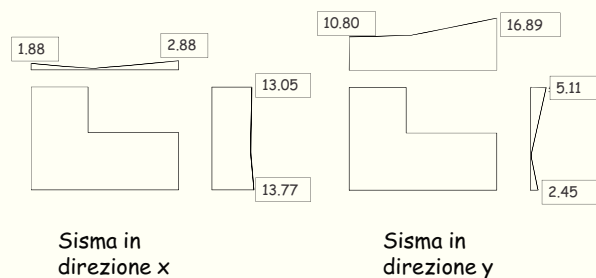
Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



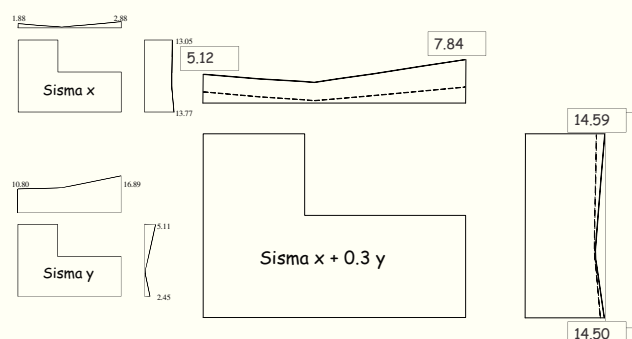
Spostamenti per forze e coppie direzione y (analisi modale)



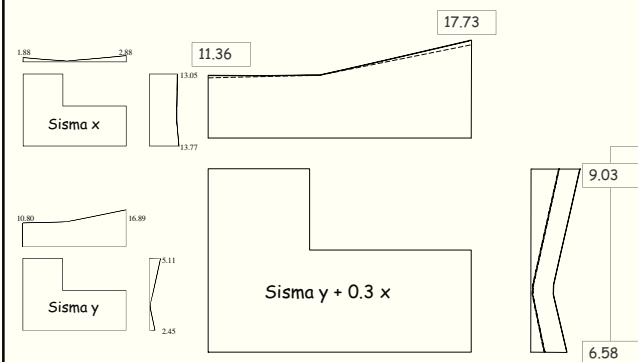
Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

10 - Combinazione dei risultati. Armature

Spoletto
8-9 e 15-16 aprile 2016
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



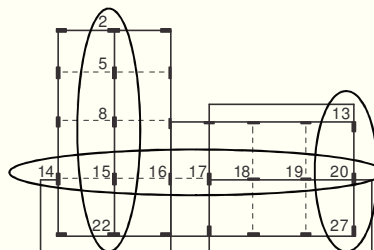
Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

Definizione delle armature - travi

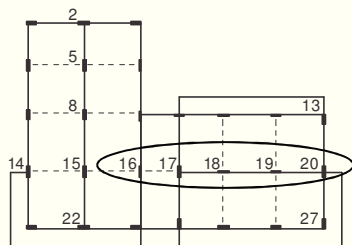
Primo passo armatura a flessione delle travi

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"

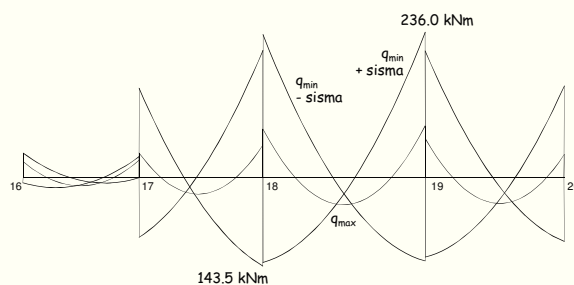
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-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

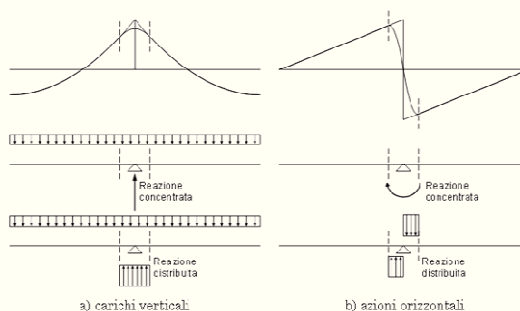
Trave 14-20 diagramma del momento flettente (CD "A")



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):

$$M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm (in asse)} \quad 181.9 \text{ kNm (a filo)}$$

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

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yk}}$$

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} per DC"B"

$1.5 h_{trave}$ 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): $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

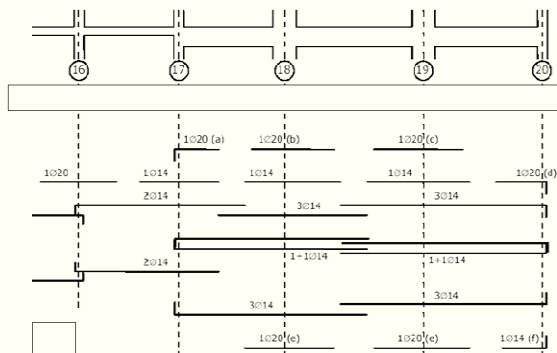
Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo): $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

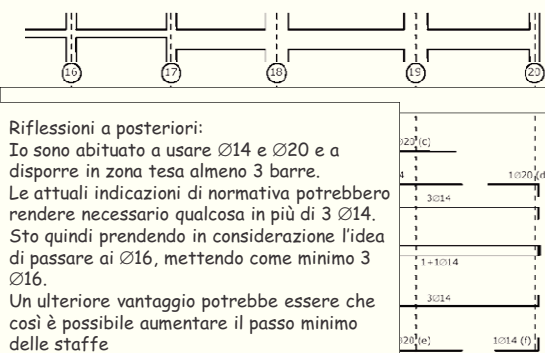
Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$

Armatura: 4 Ø 14 + 1 Ø 20 sup 3 Ø 14 + 1 Ø 20 inf
(pienamente accettabile)

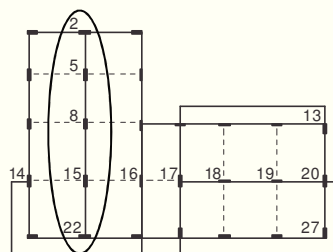
Trave 14-20 armature a flessione



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"

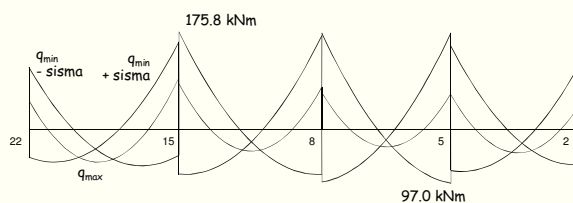
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5

Trave 22-2 momento flettente

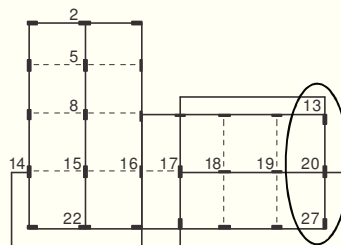
I impalcato

	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"

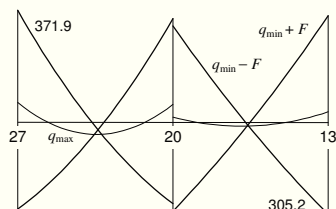
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9

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

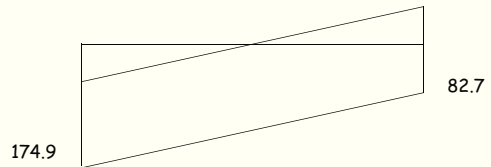
M_{Rd} (kNm)

-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

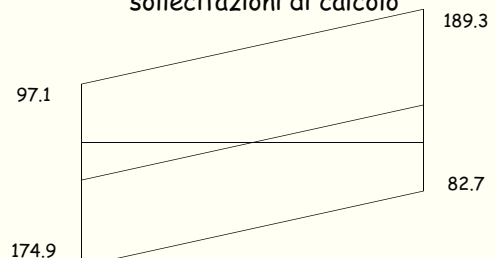
M_{Rd} (kNm)

-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 Ømin,tra (per DC"B") 6 Ømin,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 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

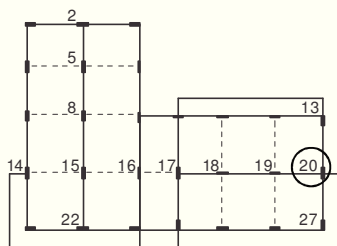
Definizione delle armature - pilastri

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

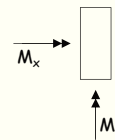


Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

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



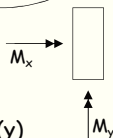
Pilastro con rilevanti carichi verticali

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)

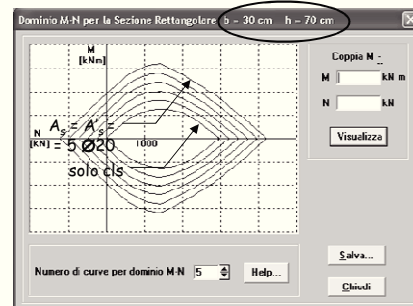
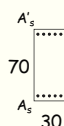
Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

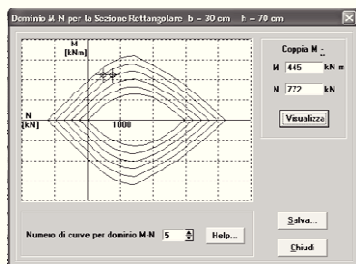
Si visualizza bene con domini M-N

Ad esempio col programma EC2



Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

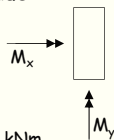
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione y

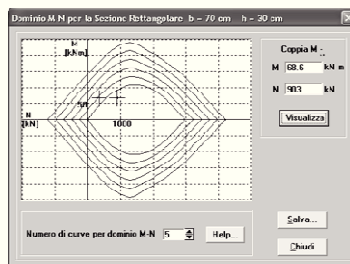
$M_{x,max} = 445 \text{ kNm}$
con $N = 484 \div 772 \text{ kN}$

occorrono 4 Ø20
su ciascun lato corto



Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

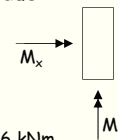
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$M_{y,max} = 68.6 \text{ kNm}$
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

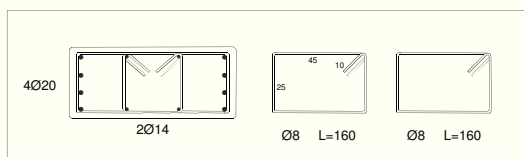
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

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

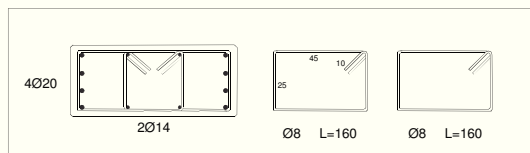
Il pilastro può essere armato con 8 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa



Poiché i momenti trasversali sono molto bassi in questo caso non occorre una verifica a pressoflessione deviata

Pilastro 20, base del I ordine

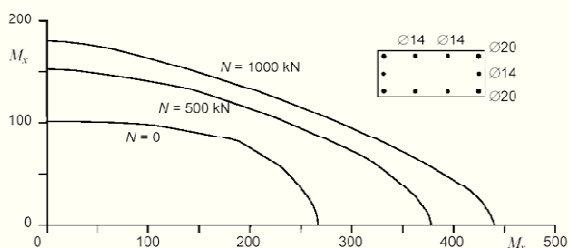
Il pilastro può essere armato con 8 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa



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)

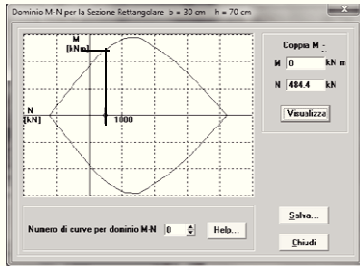
Verifica a pressoflessione deviata

- 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

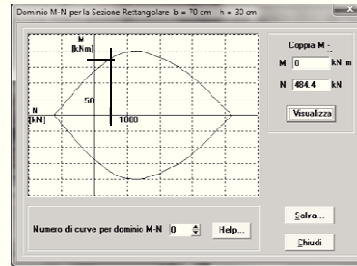


$N = 484.4 \text{ kN}$

$M_{x,Rd} = 491.3 \text{ kNm}$

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".

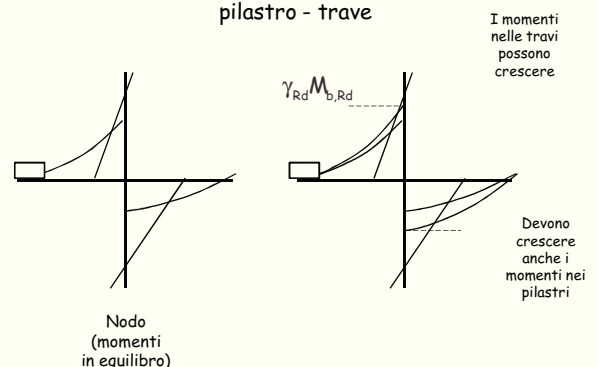
Nelle sezioni diverse da quella di base

I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

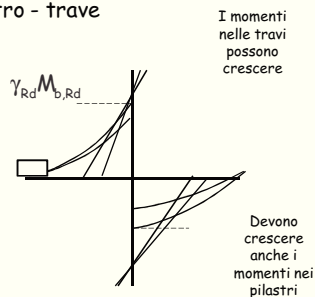
"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ "

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

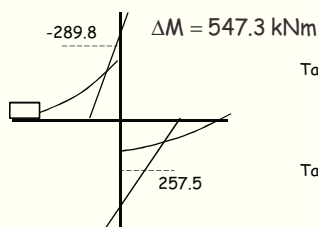
Per la gerarchia delle resistenze: momenti resistenti delle travi

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

piano		direzione x			direzione y			rip.
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM	
4	M^-_{2d}	97.3	---	97.3	-160.0	-160.0	321.2	0.38
	M^+_{2d}	97.3	---		161.2	161.2		0.62
3	M^-_{2d}	128.6	---	123.6	-225.0	-225.0	450.0	0.42
	M^+_{2d}	97.3	---		225.0	225.0		0.58
2	M^-_{2d}	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.46
	M^+_{2d}	161.2	---		287.5	287.5		0.54
1	M^-_{2d}	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.60
	M^+_{2d}	161.2	---		287.5	287.5		0.60

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	48.7	68.7	74.7	105.2	28.5	158.7	81.7	98.2
4	78.4	98.7	178.1	289.7	81.4	269.9	204.2	262.7
3	97.0	123.7	290.1	492.4	97.7	339.3	315.5	497.0
2	113.2	151.3	325.4	713.8	42.2	384.2	418.0	621.1
1 testa	104.8	107.9	353.6	803.0	31.4	355.7	484.4	772.1
1 piede	68.6	231.5			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

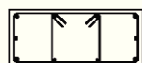
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70-30	A	A	A	B	C	C
2	70-30	A	A	A	B	C	C
3	70-30	A	A	A	B	C	C
4	30-70	A	A	A	B	B	B
5	30-70	A	A	A	B	B	B
6	30-70	A	A	A	B	B	B
7	30-70	A	A	A	B	B	B
8	30-70	A	A	A	B	B	B
9	30-70	A	A	A	B	B	B
10	70-30	A	A	A	B	B	B
11	70-30	A	A	A	B	B	B
12	70-30	A	A	A	B	B	B
13	30-70	A	A	C	C	D	D
14	30-70	A	A	A	B	B	B

Tabella dei pilastri

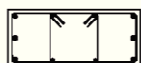
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
15	30x70	A	A	A	B	B	B
16	30x70	A	A	A	B	B	B
17	70x30	A	A	A	B	B	B
18	70x30	A	A	A	B	B	B
19	70x30	A	A	A	B	B	B
20	30x70	A	A	C	C	D	D
21	70x30	A	A	A	B	B	B
22	70x30	A	A	A	B	B	B
23	70x30	A	A	A	B	B	B
24	70x30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70x30	A	A	A	B	B	B
26	70x30	A	A	A	B	B	B
27	30x70	A	A	C	C	D	D

Tabella dei pilastri

SEZIONI



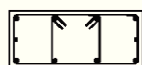
A 30x70
4Ø20 + 6Ø14



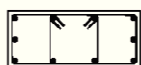
B 30x70
6Ø20 + 4Ø14



C 30x70
6Ø20 + 4Ø14



A1 30x70
6Ø20 + 2Ø14

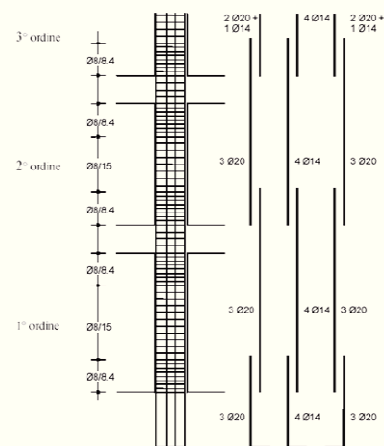


B1 30x70
10Ø20



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 Ø _{min} , lon	6 Ø _{min} , 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"

$b_{st} = 25$ cm $A_{st} \geq 7.24 - 10.86$ cm²/m ovvero Ø8/13.8 - 9.2

$b_{st} = 65$ cm $A_{st} \geq 18.82 - 28.24$ cm²/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

$$\mu_{\phi} \geq \begin{cases} 2 q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1) T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

- Questa deriva dall'ipotesi che la duttilità in termini di spostamento μ_{δ} sia legata a quella in termini di curvatura da

$$\mu_{\phi} = 2 \mu_{\delta} - 1 \quad \text{e} \quad \mu_{\delta} \geq \begin{cases} q & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + (q - 1) T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

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

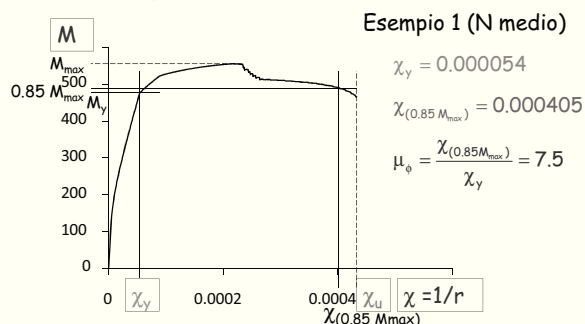
NTC 08, punto 7.4.4

NTC15, punto 7.4.4.1.2

EC8, punto 5.2.3.4

Duttilità e armatura trasversale

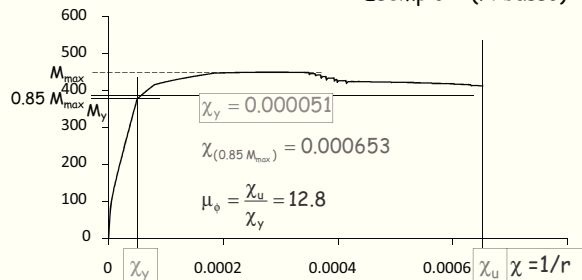
- Duttilità disponibile



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

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.35$$

con

α coefficiente di efficacia del confinamento

ω_{wd} percentuale meccanica di staffe $\omega_{wd} = \frac{\sum A_{st} l_{st} f_{yd}}{b_0 h_0 s f_{cd}}$

v_d forza assiale normalizzata $v_d = N_{Ed} / b h f_{cd}$

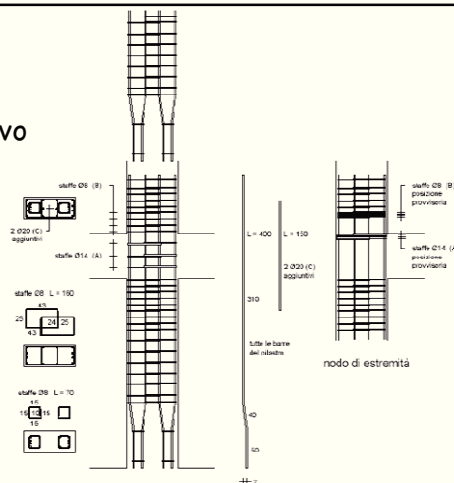
b_c dimensione minima della sezione

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

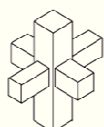
- Verifica ed armatura dei nodi
(è opportuno armarli bene, ma le regole applicative della norma portano spesso a valori eccessivi, non realizzabili)
- Verifica ed armatura degli impalcati
- Verifica ed armatura degli elementi di fondazione

Confinamento dei nodi

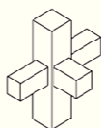
Nodi interamente confinati

- 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 $\frac{1}{4}$ dell'altezza)

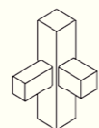
Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche



Nodo interno,
interamente
confinato

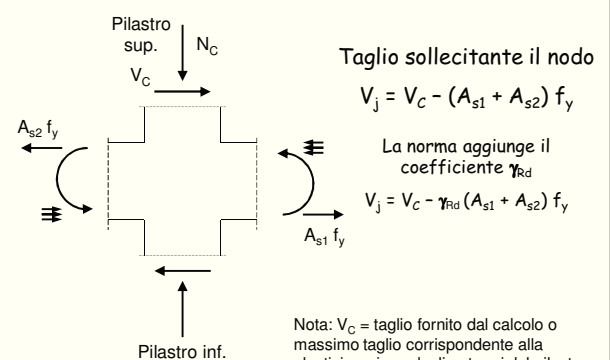


Nodi non
interamente
confinati

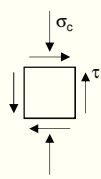


Nodo d'angolo

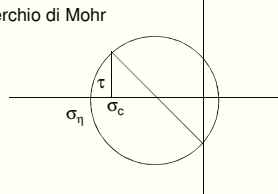
Azione tagliante nel nodo



Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c$$

compressione

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

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

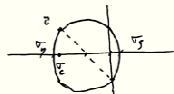
$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

$$\alpha_j = 0.60 \quad \text{nodo interno}$$

$$\alpha_j = 0.48 \quad \text{nodo esterno}$$

Nodo senza armature



$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right)$$

compressione

$$\tau \leq \eta f_c$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma_c}{2} \leq \eta f_c$$

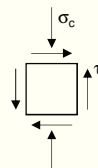
$$\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(\eta f_c - \frac{\sigma_c}{2}\right)^2$$

$$\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq (\eta f_c)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 - \eta f_c \sigma_c$$

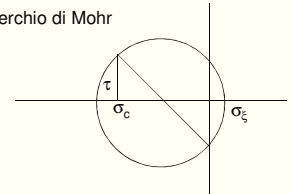
$$\tau^2 \leq (\eta f_c)^2 \left(1 - \frac{v}{\eta f_c}\right)$$

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{v}{\eta f_c}}$$

Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

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

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

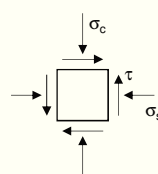
ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

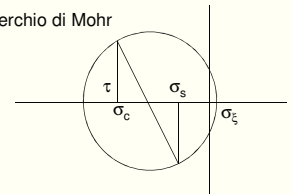
$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{NTC 08}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c} \quad \text{OPCM 3431}$$

Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

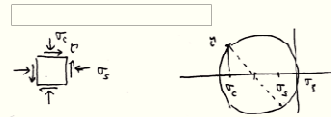
$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V / b h)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

Nodo con armature



$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}$$

$$\sigma_s \leq f_{ctd} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2} \leq f_{ctd}$$

$$\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(f_{ctd} + \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 = f_{ctd}^2 + \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + f_{ctd}(\sigma_c + \sigma_s)$$

$$\frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} - \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + \tau^2 \leq f_{ctd}^2 + \frac{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}{4} + \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + f_{ctd} \sigma_c - f_{ctd} \sigma_s$$

$$\tau^2 \leq (f_{ctd} + \sigma_s)(f_{ctd} + \sigma_c)$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma_c} - f_{ctd}$$

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 impalcato 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 CB "B", 1.3 per CB "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