

La normativa sismica

Catania, 25 marzo 2004

Pier Paolo Rossi

Nuova normativa sismica per la progettazione e l'adeguamento sismico degli edifici

Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri
(20.03.03):

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA Performance Based Design

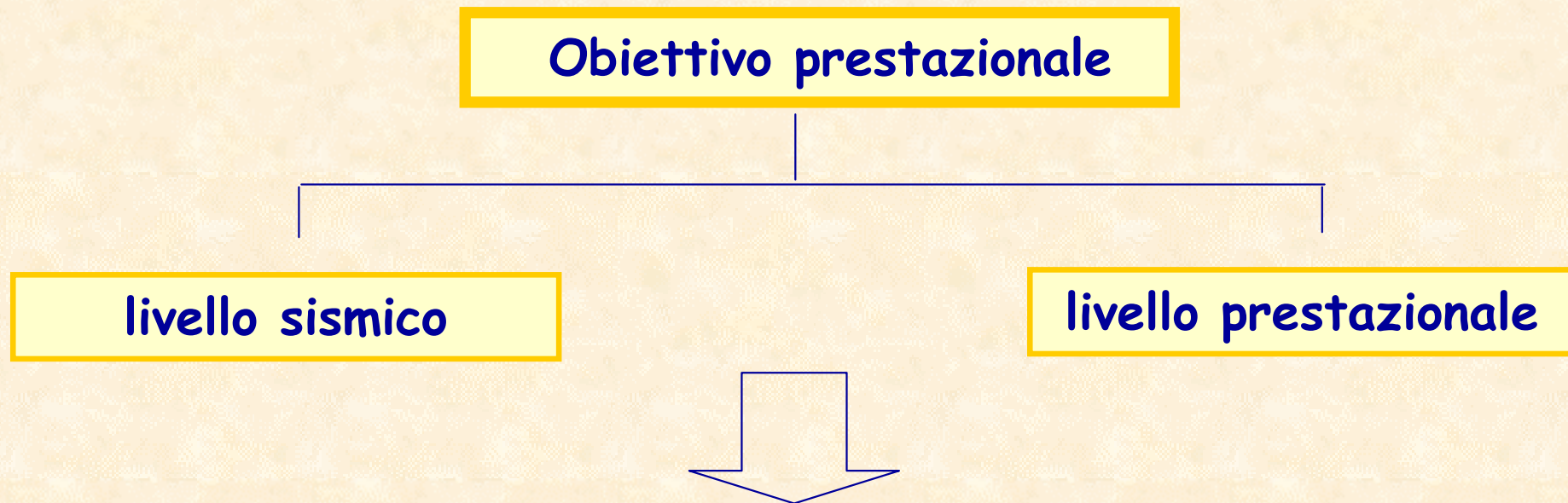
La progettazione degli edifici in zona sismica deve garantire il raggiungimento di livelli di prestazione diversi (*Earthquake Performance Levels*) in occorrenza di eventi sismici con intensità diversa (*Earthquake Design Levels*).

OVVERO

deve garantire il soddisfacimento di diversi

OBIETTIVI PRESTAZIONALI

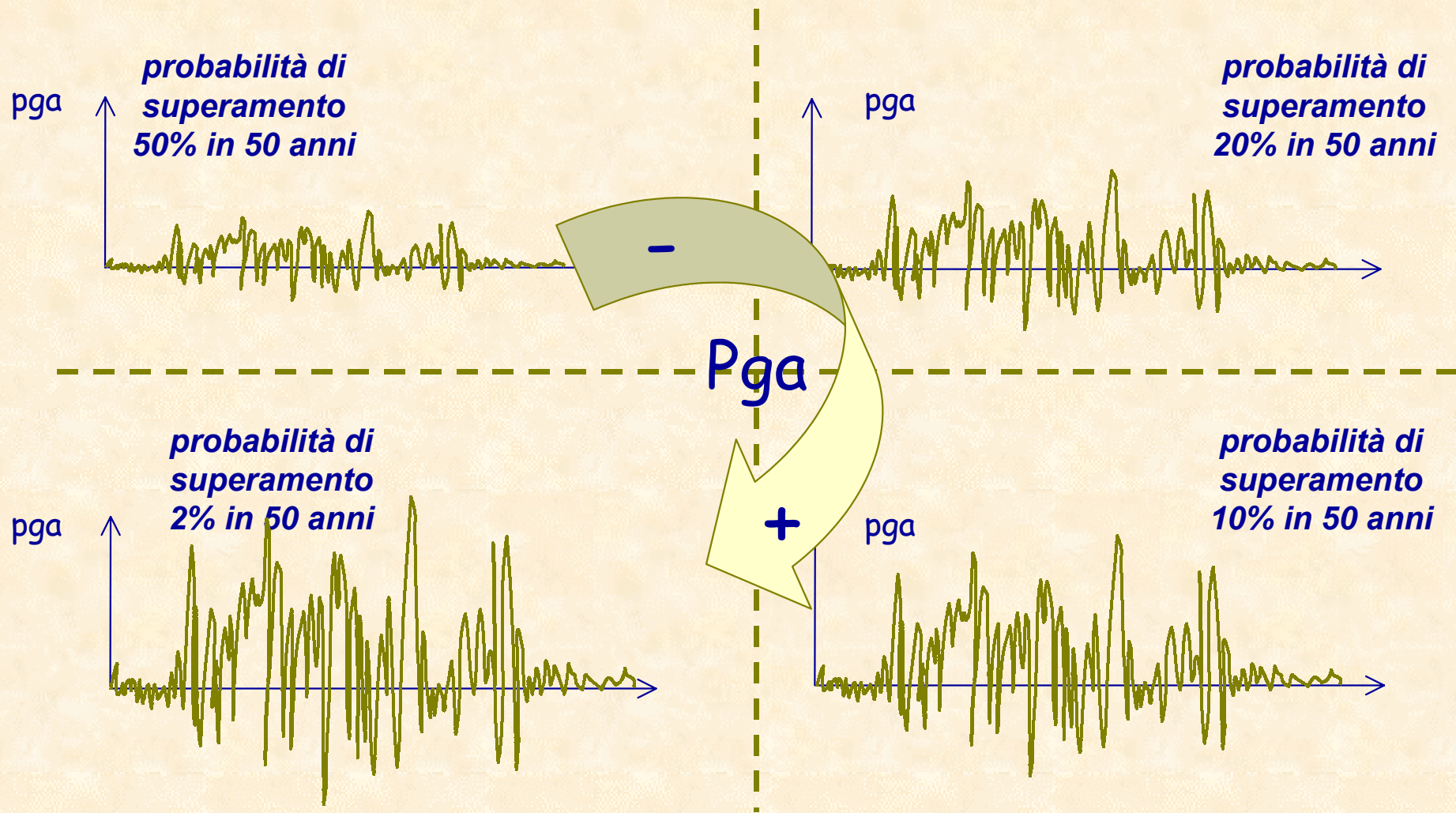
LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA Performance Based Design



L'obiettivo prestazionale rappresenta la "dichiarazione"
dei desiderati limiti di danno o di perdite
per una data richiesta sismica

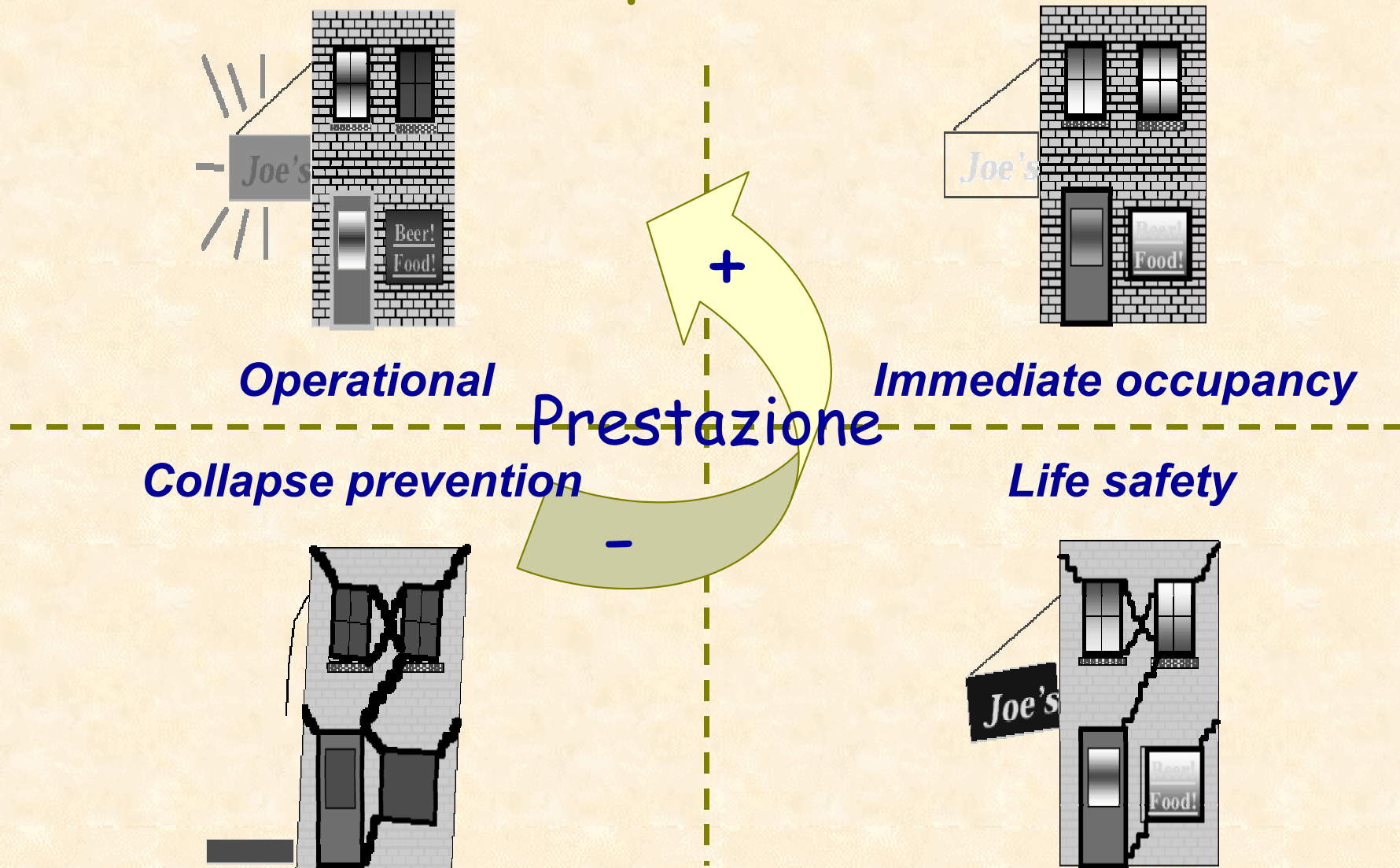
LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA

Livello sismico



LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA

Livello prestazionale



LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA

Livello prestazionale

		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50% / 50 anni	a	b	c	d
	20% / 50 anni	e	f	g	h
	10% / 50 anni	i	j	k	l
	2% / 50 anni	m	n	o	p

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

LA FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO SI PROPONE COME UNA SEMPLIFICAZIONE DEL PERFORMANCE BASED DESIGN

- Solo due sono gli obiettivi prestazionali richiesti e quindi le associazioni tra livelli di carico e livelli prestazionali

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

SI PROPONE DI GARANTIRE CHE LA STRUTTURA

- Rimanga adatta, con accettabile probabilità, all'uso per il quale è prevista, tenendo nel dovuto conto la sua vita presupposta e il suo costo
- Sia in grado di sopportare, con adeguati livelli di accettabilità, tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio, e abbia adeguata durabilità in relazione ai costi di manutenzione

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

OBIETTIVI

1. SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ
(stato limite ultimo - SLU)
2. SICUREZZA NEI CONFRONTI DEL DANNO
(stato limite di danno - SLD)

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ (SLU)

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica avente periodo di ritorno molto elevato (500-1000 anni), pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, senza subire fenomeni di collasso sia a livello locale che globale.

Inoltre bisogna garantire che la struttura conservi dopo il sisma una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

SICUREZZA NEI CONFRONTI DEL DANNO (SLD)

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica avente basso periodo di ritorno (pari alla vita nominale della costruzione stessa), senza subire danni gravi agli elementi strutturali e non strutturali, nonché alle apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio. Il danno può essere tollerato fintantoché non costituisca una limitazione nell'utilizzo del manufatto e comporti bassi costi di riparazione.

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

1. D.M.LL.PP. 24/01/86
2. D.M.LL.PP. 09/01/96
3. EUROCODICE 8
O.P.C.M. 3274 DEL 20/03/2003

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

D.M.LL.PP. 24/01/86

Lo stato di sollecitazione degli elementi strutturali, valutato con forze sismiche ridotte per tener conto della capacità di deformarsi plasticamente, non deve eccedere la loro resistenza.

N.B.: Tale approccio garantisce esplicitamente la struttura dal collasso nei confronti del terremoto severo e assume, abbastanza arbitrariamente, che, se il predetto controllo sulle sollecitazioni è soddisfatto, in occorrenza di eventi sismici caratterizzati da intensità modesta il danno rimanga contenuto a livelli accettabili.

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

D.M.LL.PP. 9/01/96

Richiede l'esecuzione di due diverse verifiche: la prima, che limita ancora una volta l'entità delle sollecitazioni, è finalizzata ad evitare il collasso strutturale; la seconda, che si considera soddisfatta quando gli spostamenti relativi d'interpiano risultano inferiori a dei limiti prestabiliti, intende assicurare il contenimento del danno causato da un terremoto avente basso periodo di ritorno.

N.B.: entrambe le verifiche vengono eseguite con le stesse forze sismiche.

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

EUROCODICE 8, O.P.C.M. 3274 DEL 20/03/2003

Richiedono l'esecuzione di due diverse verifiche:
"verifica di sicurezza nei confronti della stabilità" e
"verifica di sicurezza nei confronti del danno".

Ciascuna di tali verifiche viene eseguite utilizzando un
diverso livello d'intensità sismica.

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

PRINCIPI DI BASE DEL "CONCEPTUAL DESIGN"

Semplicità strutturale

Uniformità, simmetria ed iperstaticità

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Resistenza e rigidezza torsionale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

Adeguate fondazione

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design: semplicità strutturale

La semplicità strutturale, caratterizzata dall'esistenza di chiari e diretti percorsi di trasmissione delle forze sismiche, è un importante obiettivo da perseguire, cosicché la modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei dettagli e la costruzione di semplici strutture siano soggetti a minori incertezze e dunque la previsione del loro comportamento sismico sia più affidabile.

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design: uniformità,...

L'uniformità è caratterizzata da una omogenea distribuzione degli elementi strutturali. Se presente in pianta, ciò consente una diretta trasmissione delle forze di inerzia generate dalla massa distribuita dell'edificio. Se necessario, l'uniformità può essere realizzata dividendo mediante giunti sismici l'intero edificio in unità dinamicamente indipendenti.

L'uniformità nello sviluppo in altezza della struttura tende ad impedire l'occorrenza di concentrazioni di tensione o elevate richieste di duttilità che possano prematuramente causare il collasso strutturale.

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design:...,simmetria ...

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi resistenti è una ovvia soluzione per il raggiungimento dell'uniformità.

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design:..., ... e iperstaticità

L'impiego di elementi strutturali ben distribuiti in pianta incrementa l'iperstaticità e consente una più favorevole distribuzione delle azioni sismiche ed una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura.

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design: resistenza e rigidità bi-direzionale

Il moto sismico orizzontale è un fenomeno bi-direzionale e dunque la struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali agenti in qualsiasi direzione.

NOTA: O.P.C.M. 3274 - Punto 4.6

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design: resistenza e rigidità torsionale

Oltre ad avere sufficiente resistenza e rigidità laterale, le strutture dell'edificio dovrebbero possedere adeguata resistenza e rigidità torsionale al fine di limitare lo sviluppo di moti torsionali che tendono a sollecitare in modo non uniforme i differenti elementi strutturali.

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

Conceptual design: resistenza e rigidità dell'impalcato

Gli impalcati dovrebbero essere dotati di elevata rigidità e resistenza nel proprio piano e di efficaci collegamenti con gli elementi strutturali verticali.

Conceptual design: adeguata fondazione

Con riferimento all'azione sismica il progetto e la costruzione delle fondazioni e del collegamento alla sovrastruttura devono assicurare che l'intero edificio sia soggetto ad una uniforme eccitazione sismica.

ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

Per analizzare il comportamento della struttura occorre definire in generale:

1. un modello per l'edificio
2. un modello per le azioni
3. un modello di comportamento

ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

MODELLO DI EDIFICIO

l'edificio (o, più in generale, l'oggetto del calcolo) non è costituito solo dalla struttura. occorre quindi definire:

- quali elementi considerare e quali trascurare
- lo schema geometrico
- ipotesi semplificative

ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

MODELLO DELLE AZIONI

possediamo registrazioni di diversi eventi sismici, ma per progettare una struttura dobbiamo "prevedere" quelle che saranno le azioni future che essa dovrà sopportare; occorre quindi definire

- terremoti di progetto
- spettri di risposta elastica e di progetto

ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

MODELLO DI COMPORTAMENTO

occorre indicare in che modo valutare la risposta della struttura all'azione sismica; ciò può essere fatto con

- analisi dinamica non lineare
- analisi statica non lineare
- analisi modale
- analisi statica

MODELLO STRUTTURALE

Ipotesi nella modellazione

- trascurare gli elementi non strutturali (tramezzi e tompagni)
- considerare ciascun impalcato come infinitamente rigido nel proprio piano
- assumere uno schema geometrico di telaio spaziale o di insieme spaziale di telai piani
- considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare separatamente la fondazione, soggetta alle azioni di incastro

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Possibili schematizzazioni del tompagno

- insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio

problemi: difficoltà a tenere conto dell'unilateralità
del vincolo

complessità dello schema

vantaggi: possibilità di analizzare tompagni con
aperture

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Possibili schematizzazioni del tompagno

- pendolo, disposto nella diagonale compressa

larghezza B del pendolo (essendo l_d la lunghezza della diagonale, A l'area del pannello di muratura):

studi sperimentali di

B. Stafford Smith: $B = 0.15 \div 0.30 l_d$

M. Pagano: $B = 0.5 A l_d \Rightarrow B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$

D.M. 2/7/81 (Riparazione edifici ...): $B = 0.10 l_d$

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Effetto locale su travi e pilastri della presenza dei tompagni

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nella diagonale)
- variazione del taglio 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

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Effetto locale su travi e pilastri della presenza dei tompagni

- variazione del momento flettente nella zona di estremità dei pilastri, valutabile con $\Delta M = V / 10$ (essendo V la componente orizzontale della forza nella diagonale ed l la lunghezza dell'asta)
- analoghe variazioni del taglio e del momento flettente nelle travi

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei
tompagni

- se la distribuzione dei tompagni è regolare

i tompagni assorbono una parte dell'azione sismica
(dal 10 al 50%)

le sollecitazioni nelle aste si riducono globalmente
della stessa aliquota

l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto
locale dei tompagni è minore della riduzione globale

→ trascurare i tompagni è a vantaggio di sicurezza

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei
tompagni

-se la distribuzione dei tompagni è regolare

occorre però fare attenzione a:

comportamento dinamico: la presenza di tompagni riduce il periodo proprio della struttura; ciò può comportare un incremento dell'azione sismica

comportamento inelastico: la rottura dei tompagni è fragile; quando essa avviene, l'aliquota di azione sismica portata dai tompagni si scarica istantaneamente sulla struttura

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei
tompagni

-se la distribuzione dei tompagni non è regolare

se vi sono pochi tompagni molto robusti, l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale dei tompagni è maggiore della riduzione globale;

→ pilastri e travi adiacenti a tali tompagni possono andare in crisi prima del previsto

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei
tompagni

- se la distribuzione dei tompagni non è regolare
gli aspetti dinamici ed inelastici possono peggiorare
ulteriormente la situazione: l'azione sismica, maggiorata per la
riduzione di periodo, anticipa ulteriormente la rottura dei
pilastri; la rottura dei tompagni può scaricare l'aliquota di azione
sismica portata su pilastri già danneggiati o prossimi al collasso

→ non è corretto trascurare i tompagni

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Altri problemi globali dovuti ad una distribuzione non regolare dei tumpagni

- una distribuzione planimetricamente irregolare dei tumpagni altera il comportamento statico della struttura e può provocare incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici; particolarmente fuorviante è il caso di edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidzze) ed elementi non strutturali dissimmetrici

MODELLAZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Altri problemi globali dovuti ad una distribuzione non regolare dei travi

- una distribuzione planimetricamente irregolare dei travi può accentuare i problemi di resistenza e rigidezza degli impalcati (vedi più avanti: impalcato)
- una distribuzione irregolare dei travi in pianta o lungo l'altezza può accentuare i problemi di risposta dinamica in campo elastico ed inelastico (vedi più avanti: irregolarità in pianta ed irregolarità in elevazione)

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Col termine "impalcato" si intende

l'insieme di solai e travi posti ad una stessa quota, in particolare quando li si considera soggetti ad azioni orizzontali; in tal caso la parte resistente di questo elemento è quindi, soprattutto, la soletta del solaio. Per carichi verticali si considera separatamente il solaio come trave continua appoggiata sulle travi (o vincolata con incastro parziale) e le travi come appartenenti al telaio spaziale e caricate con l'azione uniforme trasmessa dal solaio.

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Possibili schematizzazioni dell'impalcato

- insieme di lastre, collegate ai nodi del telaio spaziale

problemi: complessità dello schema

vantaggi: possibilità di tenere conto della deformabilità dell'impalcato nel suo piano

- elemento infinitamente rigido nel suo piano e quindi vincolo mutuo tra i nodi del telaio spaziale

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Verifiche necessarie

- *verifica di rigidità dell'impalcato*

è necessaria solo se si è formulata l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano

richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne la deformazione con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio
- confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Verifiche necessarie

- *verifica di resistenza dell'impalcato*

è SEMPRE necessaria

richiede di:

1. analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
2. eventualmente utilizzare azioni ottenute mediante schemi limite per tenere conto di elementi trascurati nello schema risolutivo (ad esempio i tompagni)

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Verifiche necessarie

- *verifica di resistenza dell'impalcato*

è SEMPRE necessaria

richiede di:

3. calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
4. confrontare le caratteristiche di sollecitazione con i valori limite;
5. valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *forma poco compatta e presenza di grosse rientranze o parti mancanti nell'impalcato:*

riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *presenza di un numero molto basso di elementi resistenti verticali (singole pareti o nuclei irrigidenti):*

per riportare l'azione sismica a tali elementi nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *Variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (telai e soprattutto pareti) tra un piano e l'altro:*

nel trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato può essere molto sollecitato e quindi deformarsi molto

MODELLAZIONE STRUTTURALE

IMPALCATO

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *presenza di elementi trascurati nel modello geometrico (tompagni):*

se questi elementi hanno una rigidezza rilevante, possono dar luogo ai problemi innanzi elencati; anche quando trascurare questi elementi è a vantaggio di sicurezza per travi e pilastri, può non esserlo per l'impalcato

MODELLAZIONE STRUTTURALE

SCHEMA GEOMETRICO DI TELAIO

- l'uso di sezioni molto diverse, la presenza di travi che scaricano su altre travi o di pilastri che scaricano su travi ed altre irregolarità geometriche analoghe creano problemi nell'uso del modello di telaio (piano o spaziale) che richiede che gli assi delle aste che si uniscono in un nodo convergano in un punto
- la mancanza di aste verticali può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la congruenza verticale dei telai ortogonali nei punti di contatto
- la non ortogonalità di travi può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la interazione flessione-torsionale tra i telai ortogonali

MODELLAZIONE STRUTTURALE

SEPARAZIONE TRA STRUTTURA E FONDAZIONE

L'ipotesi di struttura incastrata al piede è accettabile se la rigidezza degli elementi di fondazione è maggiore di quella delle travi e dei pilastri. Questo si può ottenere facilmente se le aste in elevazione hanno rigidezze tra loro comparabili

La presenza di alcune aste molto più rigide (ad esempio pareti) renderebbe necessario conferire una rigidezza molto elevata agli elementi di fondazione.

Ciò può essere anche non sufficiente, a causa della inevitabile deformabilità del terreno, a meno di non realizzare una fondazione scatolare estremamente rigida.

CLASSI DI IMPORTANZA

Gli edifici sono classificati in 4 classi di importanza, in funzione:

- delle conseguenze del collasso sulle vite umane,
- dell'importanza per la pubblica incolumità
- dell'importanza per la protezione civile nell'immediato post-terremoto
- delle conseguenze economiche del collasso

CLASSI DI IMPORTANZA

Classe di importanza	edifici
I	Edifici la cui integrità durante il terremoto è di vitale importanza per la protezione civile
II	Edifici la cui resistenza al sisma è di importanza in vista delle conseguenze associate al collasso
III	Edifici ordinari
IV	Edifici di minore importanza

Il fattore di importanza della III classe è $I = 1$.

I valori raccomandati del fattore di importanza per edifici di classi I, II e IV sono rispettivamente 1.4, 1.2 e 0.8.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

La richiesta di assenza di collasso nella condizione di progetto sismica è ritenuta soddisfatta se sono verificate le seguenti condizioni pertinenti:

- Resistenza
- Duttilità
- Fondazioni
- Giunti sismici
- Diaframmi orizzontali

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- RESISTENZA -

$$E_d \leq R_d$$

- R_d è la corrispondente resistenza di progetto dell'elemento, calcolata secondo le regole specifiche del materiale in esame e secondo i modelli meccanici relativi al particolare tipo di sistema strutturale.
- E_d è il valore di progetto della sollecitazione, dovuta alla situazione di progetto sismica

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- RESISTENZA -

Non occorre tenere in conto gli effetti del secondo ordine se è soddisfatta la seguente condizione a tutti i piani:

$$\Theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$$

P_{tot} è il carico verticale totale relativo a tutti i piani superiori a quello in esame;

d_r è lo spostamento d'interpiano provocato dall'azione sismica;

V_{tot} è il taglio totale di piano;

h è l'altezza d'interpiano.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- RESISTENZA -

Non occorre tenere in conto gli effetti del secondo ordine se è soddisfatta la seguente condizione a tutti i piani:

$$\Theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$$

Nota: Se $0.1 < \Theta \leq 0.2$ gli effetti del secondo ordine possono approssimativamente essere presi in considerazione moltiplicando gli effetti conseguenti all'azione sismica per $1/(1 - \Theta)$

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- DUTTILITA' -

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali (duttilità locale) e la struttura (duttilità globale) nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato.

Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta:

1. applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.
2. alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, verificando che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- FONDAZIONI -

Le strutture di fondazione devono essere verificate applicando quanto prescritto nelle "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno".

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- GIUNTI SISMICI -

Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, creando giunti di dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime.

Lo spostamento massimo di un eventuale edificio contiguo esistente potrà essere stimato in $1/100$ dell'altezza dell'edificio.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

- DIAFRAMMI ORIZZONTALI -

I diaframmi orizzontali devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

A tal fine si considereranno agenti sui diaframmi le forze ottenute dall'analisi aumentate del 30%.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto (combinazione per lo stato limite di danno) dovrà essere che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

Ciò si può ritenere soddisfatto quando gli spostamenti d'interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori ai limiti indicati nel seguito (in funzione dell'altezza d'interpiano h).

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di danno

- a)** per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r \leq 0.0050 h$$

- b)** per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura:

$$d_r \leq 0.0075 h$$

- c)** per edifici con struttura portante in muratura ordinaria:

$$d_r \leq 0.0030 h$$

- d)** per edifici con struttura portante in muratura armata:

$$d_r \leq 0.0050 h$$

TIPOLOGIE STRUTTURALI

- EDIFICI IN CEMENTO ARMATO -

Strutture a telaio

Strutture a pareti

Strutture miste telaio - pareti

Strutture a nucleo

TIPOLOGIE STRUTTURALI

Definizioni

1. Strutture a telaio

sistemi strutturali in cui le forze orizzontali e verticali sono sopportate principalmente da telai spaziali, cioè i telai sopportano almeno il 65% delle azioni orizzontali.

2. Strutture a pareti

sistemi strutturali in cui le forze orizzontali e verticali sono principalmente sopportate da pareti, sia singole che accoppiate, cioè le pareti sopportano almeno il 65% delle azioni orizzontali.

TIPOLOGIE STRUTTURALI

Definizioni

3. Strutture miste telaio - pareti

sistemi strutturali in cui i carichi verticali sono principalmente sopportati da un telaio spaziale mentre le azioni orizzontali sono assorbite prevalentemente da pareti, singole o accoppiate.

Ulteriore classificazione secondo l'Eurocodice 8

- Sistema duale telaio-equivalente: sistema duale in cui il taglio resistente del telaio alla base dell'edificio è maggiore del 50% della resistenza a taglio dell'intero edificio.
- Sistema duale parete-equivalente: sistema duale in cui il taglio resistente delle pareti alla base dell'edificio è maggiore del 50% della resistenza a taglio dell'intero edificio.

TIPOLOGIE STRUTTURALI

Definizioni

4. Sistemi con nucleo

sistemi strutturali, composti da telai e o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r_k / I_s > 0.8$ (sistemi dotati di rigidezza torsionale modesta).

CAPACITA' DI DISSIPAZIONE ENERGETICA E CLASSI DI DUTTILITA'

Le strutture in cemento armato devono possedere, in ogni caso, una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

In funzione della capacità di dissipazione isteretica sono distinte per gli edifici in conglomerato cementizio armato due classi di duttilità (CD"A" e CD"B").

CAPACITA' DI DISSIPAZIONE ENERGETICA E CLASSI DI DUTTILITA'

CD"A"

(alta duttilità e capacità di dissipazione energetica)

Sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasforma in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità: le deformazioni plastiche interessano globalmente un volume elevato della struttura, sono diffuse all'interno di differenti elementi resistenti di tutti i piani. A tal fine i modi di rottura duttili dovranno precedere i modi di rottura fragili.

CD"B"

(bassa duttilità e capacità di dissipazione energetica)

Tutti gli elementi strutturali a funzionamento flessionale (travi, pilastri e pareti) possiedono una soglia minima di duttilità.

CAPACITA' DI DISSIPAZIONE ENERGETICA E CLASSI DI DUTTILITA'

Nota: Per garantire agli elementi di strutture di entrambe le classi di duttilità (CD"A" e CD"B") un'appropriata capacità di deformazione plastica dovranno essere rispettate specifiche regole di progetto.

FATTORE DI STRUTTURA

$$q = q_0 K_D K_R \geq 1.5$$

- q_0 valore base del fattore di struttura, dipendente dalla tipologia strutturale
- K_D fattore che dipende dalla classe di duttilità della struttura
- K_R fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio

Nota: Per tipologie strutturali diverse da quelle definite, ove s'intenda adottare un valore di $q > 1.5$, il valore adottato dovrà essere adeguatamente giustificato dal progettista.

FATTORE DI STRUTTURA

$$q = q_0 K_D K_R \geq 1.5$$

VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA q

Tipologia	q_0
Strutture a telaio	4.5 α_u/α_1
Strutture a pareti	4.0 α_u/α_1
Strutture miste telaio pareti	4.0 α_u/α_1
Strutture a nucleo	3.0

FATTORE DI STRUTTURA

$$q = q_0 K_D K_R \geq 1.5$$

Sono stati indicati in tabella con i simboli α_1 e α_u :

- α_1 moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al primo raggiungimento della resistenza flessionale in uno qualunque degli elementi della struttura (formazione della prima cerniera plastica)
- α_u moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione di cerniere plastiche in un numero di tali da rendere la struttura labile.

FATTORE DI STRUTTURA

CALCOLO DEL RAPPORTO α_u/α_1

Il rapporto α_u/α_1 può essere calcolato utilizzando due approcci alternativi:

- 1) Per via diretta, valutando i moltiplicatori α_u ed α_1 attraverso un'analisi statica non lineare (analisi pushover) e calcolandone il rapporto.

Comunque deve essere $\alpha_u/\alpha_1 < 1.5$

FATTORE DI STRUTTURA

CALCOLO DEL RAPPORTO α_u/α_1

Il rapporto α_u/α_1 può essere calcolato utilizzando due approcci alternativi:

- 2) Senza effettuare alcuna analisi, utilizzando i valori forniti dalla normativa in funzione della tipologia strutturale a cui appartiene l'edificio in esame:

Tipologia strutturale	α_u/α_1
Edifici a telaio ad un solo piano	1.1
Edifici a telaio a più piani con una sola campata	1.2
Edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
Edifici a pareti con pareti non accoppiate	1.1
Edifici a pareti accoppiate o miste telaio - pareti	1.2

FATTORE DI STRUTTURA

FATTORE K_D

Il fattore K_D vale:

1.0 per CD "A"

0.7 per CD "B"

FATTORE K_R

Il fattore K_R vale:

1.0 per edifici regolari in altezza

0.8 per edifici non regolari in altezza

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Classe di duttilità CD"B"

Travi

Momento
flettente

Taglio

Colonne

Momento
flettente

Taglio

Sforzo
normale

Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Classe di duttilità CD"A"

Travi	Momento flettente	Si ottiene dall'analisi della struttura
Colonne	Taglio	Si determinano utilizzando il criterio di gerarchia delle resistenze
	Momento flettente	
	Taglio	
	Sforzo normale	Si ottiene dall'analisi della struttura

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Taglio di Progetto delle Travi

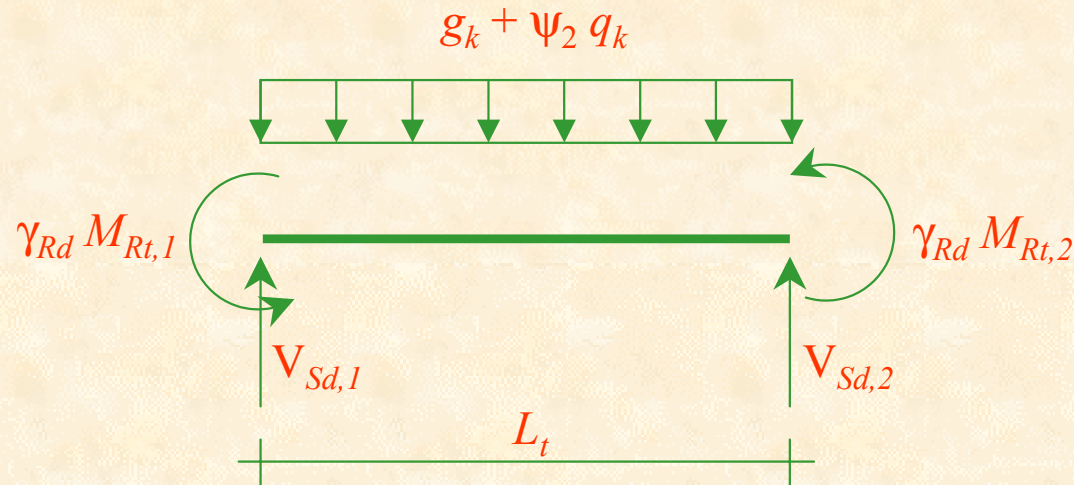
Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio della trave sollecitata da:

- carico trasversale agente su di essa nella combinazione di carico sismica ($g_k + \psi_2 q_k$)
- momenti resistenti delle sezioni di estremità M_{Rt} , ivi applicati ed incrementati del fattore γ_{Rd}

$\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Taglio di Progetto delle Travi



$$V_{Sd,1} = (g_k + \psi_2 q_k) \frac{L}{2} + \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rt,i}}{L_t}$$

Ad ogni estremità della trave bisogna calcolare due valori del taglio, $V_{Sd,max}$ e $V_{Sd,min}$, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Sforzo Normale di Progetto dei Pilastri

La conoscenza dello sforzo normale è necessaria per poter effettuare le verifiche a taglio ed a presso-flessione.

Il valore di progetto dello sforzo normale va determinato di volta in volta dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa per la verifica in questione gli effetti dei carichi agenti.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

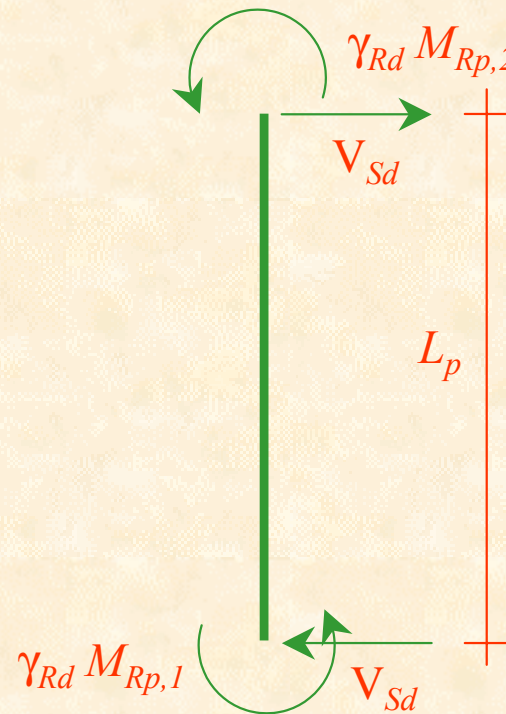
Taglio di Progetto dei Pilastri

Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio del pilastro sollecitato dai momenti resistenti delle sezioni di estremità M_{Rp} , ivi applicati ed incrementati del fattore γ_{Rd}

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Taglio di Progetto dei Pilastri

$$V_{Sd} = \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rp,i}}{L_c}$$



$\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta alle incertezze sulle caratteristiche del materiale

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto dei Pilastri

La resistenza flessionale assegnata alle colonne deve essere tale che, in corrispondenza di ogni nodo i momenti di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima.

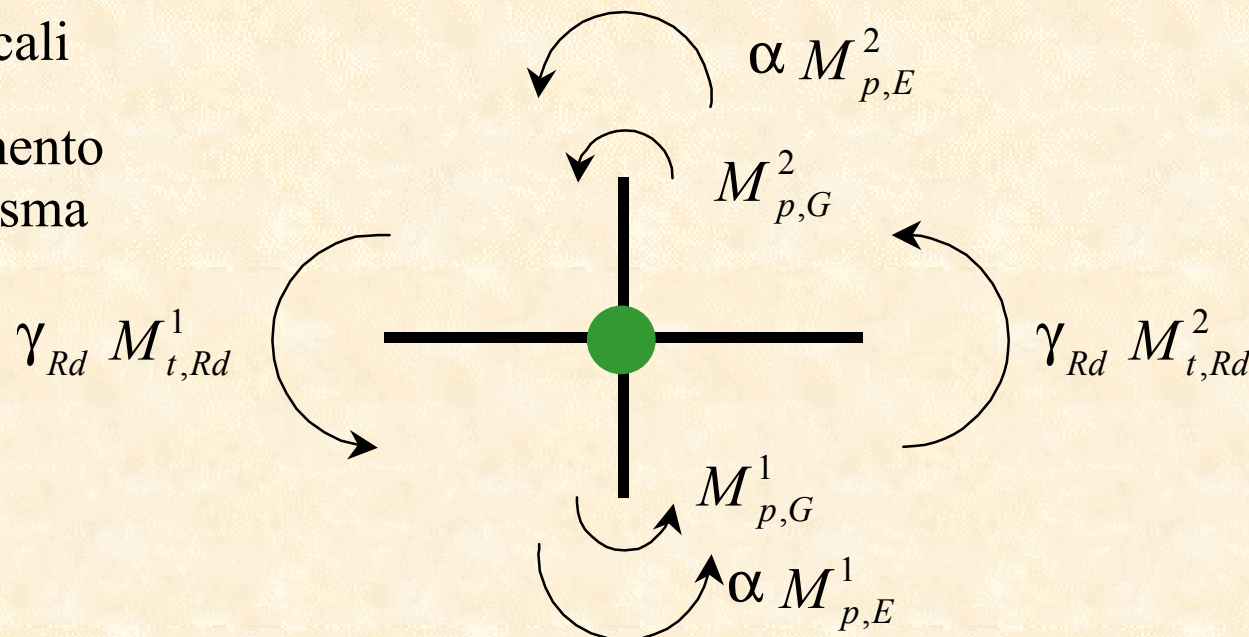
CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto dei Pilastri

Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari al valore di progetto a_g

M_G^i Momento da carichi verticali

M_E^i Momento da sisma



CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto dei Pilastri

$$M_{p,Sd}^i = M_{p,G}^i + \alpha M_{p,E}^i$$

essendo: $\alpha^i = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{t,Rd}^i - \sum M_{p,G}^i}{\sum M_{p,E}^i}$ e $\alpha = \max(\alpha^1, \alpha^2)$

M_G^i momento da carichi verticali della generica trave/colonna convergente nel nodo

M_E^i momento da sisma della generica trave/colonna convergente nel nodo

$M_{t,Rd}^i$ momento resistente della generica trave convergente nel nodo
 $\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovreresistenza dovuta alle incertezze sulle caratteristiche del materiale

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Sforzo normale di Progetto dei Pilastri

È il più sfavorevole ottenuto dall'analisi per ciascun verso dell'azione sismica.

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI

Verifiche a Flessione

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare non inferiore al momento flettente di progetto.

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI

Verifiche a Taglio

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il taglio resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare non inferiore al taglio di progetto.

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI

Verifiche a Taglio

Per CD "A"

In ogni sezione, il taglio resistente, da confrontare con il taglio di progetto, è calcolato come segue:

- i coefficienti parziali γ_m sono uguali a quelli applicabili per le situazioni non sismiche;
- il contributo del calcestruzzo viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio;

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI

Verifiche a Taglio

Per CD "A"

- se il più grande tra i valori assoluti di $V_{Sd,max}$ e $V_{Sd,min}$ supera il valore:

$$V_{Rd1} = 10 \tau_{Rd} b_w d$$

allora la resistenza deve essere affidata ad un'apposita armatura diagonale nei due sensi, con inclinazione di 45° rispetto all'asse della trave.

- in ogni caso il più grande tra i valori assoluti di $V_{Sd,max}$ e $V_{Sd,min}$ non deve superare il valore $V_{Rd1} = 15 \tau_{Rd} b_w d$

$\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3} / 28$ (Mpa), b_w e d largh. anima e altezza utile della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PILASTRI

Verifiche a Presso-Flessione

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche e per il valore più sfavorevole dello sforzo normale, deve risultare non inferiore al momento flettente di progetto.

Verifiche a Taglio

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il taglio resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare non inferiore al taglio di progetto.

CONDIZIONE DI DUTTILITA' LOCALE

Affinché sia garantita un'adeguata capacità dissipativa della struttura, le potenziali regioni per la formazione delle cerniere plastiche devono possedere elevate capacità di deformazione plastica.

Tale principio é soddisfatto se sono verificate le condizioni:

CONDIZIONE DI DUTTILITA' LOCALE

1) Sono adottate appropriate qualità del calcestruzzo e dell'acciaio per assicurare la duttilità locale come segue:

Calcestruzzo

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25, cioè aventi R_{ck} inferiore a 25 MPa

Acciaio

Per le strutture di classe CD"A" da realizzarsi nelle zone 1, 2 e 3, l'acciaio deve possedere i seguenti requisiti:

$\epsilon_{su,k} > 8\%$ elevato allungamento uniforme al carico massimo

$1.15 < (f_t / f_y)_{med} < 1.35$ lo snervamento deve avvenire prima della rottura e l'incrudimento non deve essere eccessivo

$(f_{y,eff})_{med} / f_{y,nom} < 1.25$ la tensione di snervamento effettiva deve essere prossima a quella assunta in progetto

CONDIZIONE DI DUTTILITA' LOCALE

- 2) Una sufficiente duttilità rotazionale è fornita a tutte le regioni critiche degli elementi resistenti che devono resistere alle azioni sismiche, incluse le sezioni di estremità delle colonne.

CONDIZIONE DI DUTTILITA' LOCALE

3) A causa della natura aleatoria dell'azione sismica e delle incertezze del comportamento dinamico inelastico delle strutture in conglomerato cementizio, l'incertezza globale è sostanzialmente maggiore di quella relativa ad azioni non sismiche. Pertanto, per ridurre le incertezze relative alla configurazione, all'analisi, alla resistenza ed alla duttilità, vanno rispettate alcune condizioni.

- Limiti riguardanti la geometria delle sezioni
- Limiti riguardanti i dettagli di armatura

LIMITI GEOMETRICI

Travi

Per entrambe le classi di duttilità

- La larghezza della trave b_w deve essere non inferiore a 20 cm
- La larghezza delle travi a spessore b_w deve essere non superiore alla somma della larghezza del pilastro e l'altezza della trave $b_c + h_w$
- Il rapporto b_w / h_w non deve essere minore di 0.25
- Al fine di ottenere un efficace trasferimento dei momenti flettenti da una trave alla colonna l'eccentricità tra l'asse della trave e quello della colonna dovrebbe essere non superiore di 0.25 volte la maggiore dimensione della sezione trasversale della colonna ortogonale all'asse della trave.

LIMITI GEOMETRICI

Colonne

Per entrambe le classi di duttilità

- La dimensione minima della colonna deve essere non inferiore a 30 cm
- Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0.3

DETTAGLI DI ARMATURA

Travi

Per entrambe le classi di duttilità

Per tutta l'estensione della trave

- Almeno due barre di armatura di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti inferiormente e superiormente
- il rapporto di armatura longitudinale al bordo superiore ed a quello inferiore deve soddisfare i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$$

ρ è il rapporto geometrico di armatura = $A_s / b_w h_w$ oppure $A_i / b_w h_w$

A_s ed A_i sono rispettivamente le armature longitudinali superiore ed inferiore

f_{yk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio (MPa)

- l'armatura superiore deve essere almeno pari un quarto di quella disposta alle estremità

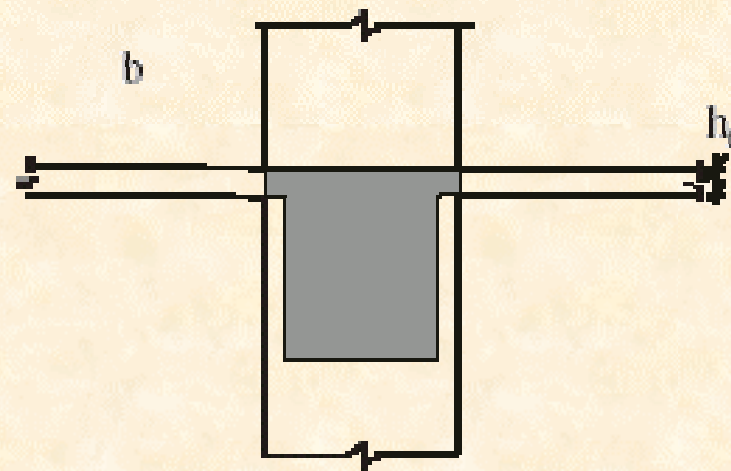
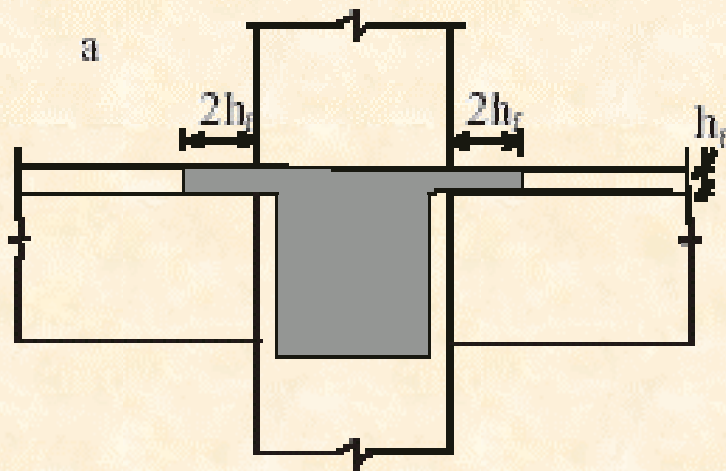
DETTAGLI DI ARMATURA

Travi

Per entrambe le classi di duttilità

Alle estremità della trave

- l'armatura superiore deve essere contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque entro una fascia di soletta di larghezza pari alla larghezza efficace



DETTAGLI DI ARMATURA

Travi

Classe di duttilità CD"B"

Sono considerate regioni critiche le zone di trave estese, dalla sezione dove la trave interseca un nodo trave-colonna, così come da entrambi i lati di una qualsiasi altra sezione a rischio di plasticizzazione in situazione di progetto sismico, fino ad una distanza pari all'altezza utile della trave

Estensione della regione critica = $1.0 d_w$

DETTAGLI DI ARMATURA

Travi

Classe di duttilità CD"B"

Nelle regioni critiche

- L'armatura longitudinale compressa deve essere non inferiore a metà di quella disposta nella zona tesa
- Le staffe devono soddisfare le seguenti condizioni:
 - Il diametro d_{bw} delle staffe è non minore di 6 mm;
 - La prima staffa è posta a non più di 5 cm dal filo del pilastro;
 - La spaziatura delle staffe non supera:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
 - 15 cm

DETTAGLI DI ARMATURA

Travi

Classe di duttilità CD"A"

Estensione della regione critica = $2.0 d_w$.

Nelle regioni critiche

- L'armatura longitudinale deve soddisfare i limiti validi per strutture a bassa duttilità (CD"B")
- Le staffe devono soddisfare, oltre i limiti validi per strutture a bassa duttilità (CD"B"), la seguente condizione:
La spaziatura delle staffe non è superiore a sei volte il diametro minimo $d_{bl,min}$ delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche

DETTAGLI DI ARMATURA

Pilastri

Per entrambe le classi di duttilità

Per tutta l'estensione del pilastro

- La percentuale di armatura longitudinale del pilastro deve soddisfare i seguenti limiti:

$$1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$$

A è l'area totale dell'armatura longitudinale

A_c è l'area della sezione lorda del pilastro

- L'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

DETTAGLI DI ARMATURA

Pilastrri

Per entrambe le classi di duttilità

Alle estremità dei pilastrri

Si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastrro
- 45 cm

DETTAGLI DI ARMATURA

Pilastri

Per entrambe le classi di duttilità

Alle estremità dei pilastri

Le staffe devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- le barre longitudinali disposte negli spigoli devono essere contenute da staffe
- almeno una barra su due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe o da legature
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata
- il diametro d_{bw} delle staffe e delle legature deve essere non inferiore a 8 mm

DETTAGLI DI ARMATURA

Pilastri

Per classi di duttilità CD "B"

Le legature vanno disposte con un passo non superiore a:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale
- 15 cm

Per classi di duttilità CD "A"

Le legature, oltre a soddisfare i limiti validi per strutture a bassa duttilità (CD "B"), deve soddisfare la seguente condizione:

- la spaziatura delle legature non è superiore a sei volte il diametro d_{bl} delle barre longitudinali che collegano

FINE

Foto scattate da:

Altre foto fornite da:

Per questa presentazione:

coordinamento

realizzazione

ultimo aggiornamento

22/03/2004