

Edifici in cemento armato

Progettazione strutturale e normativa sismica

Teramo, 16-17 aprile 2004

Marco Muratore

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

RESISTENZA

$$F_d \leq R_d$$

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.

F_d è il valore di progetto della sollecitazione, dovuta alla situazione di progetto sismica

RESISTENZA

Non occorre tenere in conto gli effetti del secondo ordine se:

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

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

d_r è lo spostamento d'interpiano provocato dall'azione sismica (punto 4.8);

V_{tot} è il taglio totale di piano;

h è l'altezza d'interpiano.

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 $1/(1 - \Theta)$

Deve risultare $\Theta < 0.3$

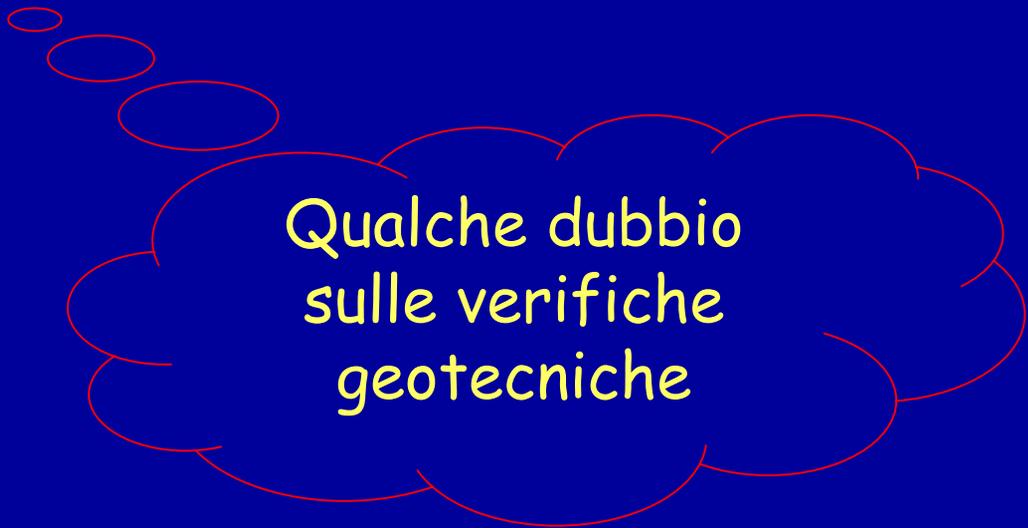
DUTTILITA'

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:

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

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".



Qualche dubbio
sulle verifiche
geotecniche

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.



I giunti sismici
raddoppiano !!!

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 (punto 4.8) non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di danno

Ciò si può ritenere soddisfatto quando gli spostamenti d'interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori ai limiti indicati nel seguito:

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:

$$d_r \leq 0.0075 h$$

d_r = spostamento d'interpiano; h =altezza d'interpiano

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di danno

Ciò si può ritenere soddisfatto quando gli spostamenti d'interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori ai limiti indicati nel seguito:

c) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria:

$$d_r \leq 0.0030 h$$

d) per edifici con struttura portante in muratura armata:

$$d_r \leq 0.0050 h$$

d_r = spostamento d'interpiano; h =altezza d'interpiano

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

Il fattore di importanza è unico per SLU e per SLD e si desume dalla seguente tabella:

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.

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.

CAPACITA' DI DISSIPAZIONE ENERGETICA E CLASSI DI DUTTILITA'

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.

Per garantire agli elementi di strutture di entrambe le classi di duttilità (CD"A" e CD"B") un'adeguata 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

Per tipologie strutturali diverse da quelle definite i 5.3.1, 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_0

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
telaio ad un solo piano	1.1
telaio a più piani con una sola campata	1.2
telaio con più piani e più campate	1.3
pareti con pareti non accoppiate	1.1
pareti accoppiate o miste telaio-pareti	1.2

FATTORE DI STRUTTURA

FATTORI DI PROGETTO E DI REGOLARITA'

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
	Sforzo normale
	Taglio

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

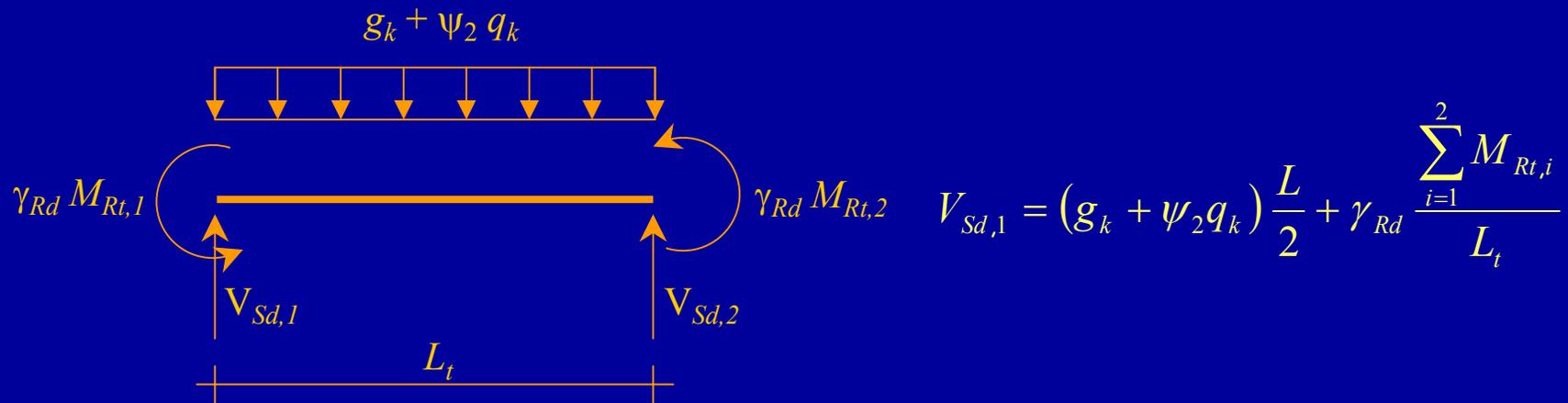
Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio della trave sollecitata da:

- 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



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 pressoflessione.

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

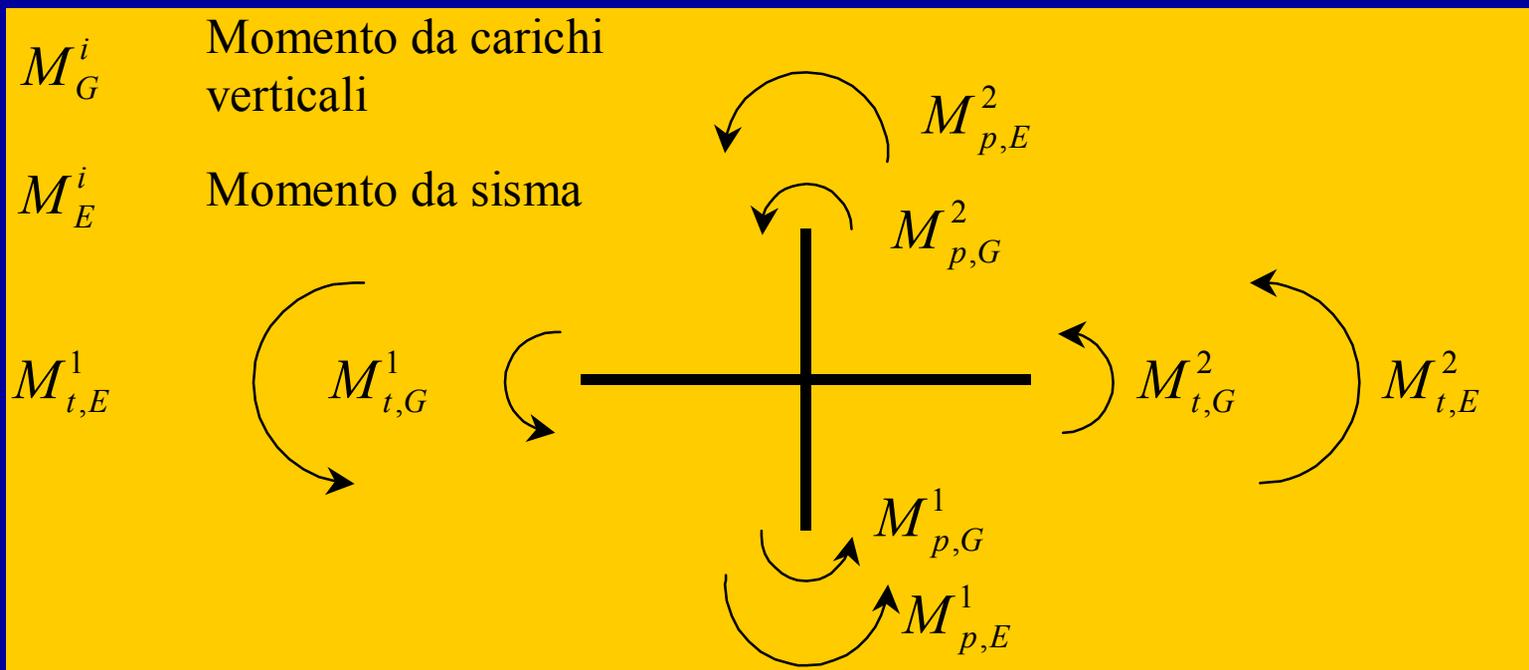
Momento flettente di Progetto dei Pilastri

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

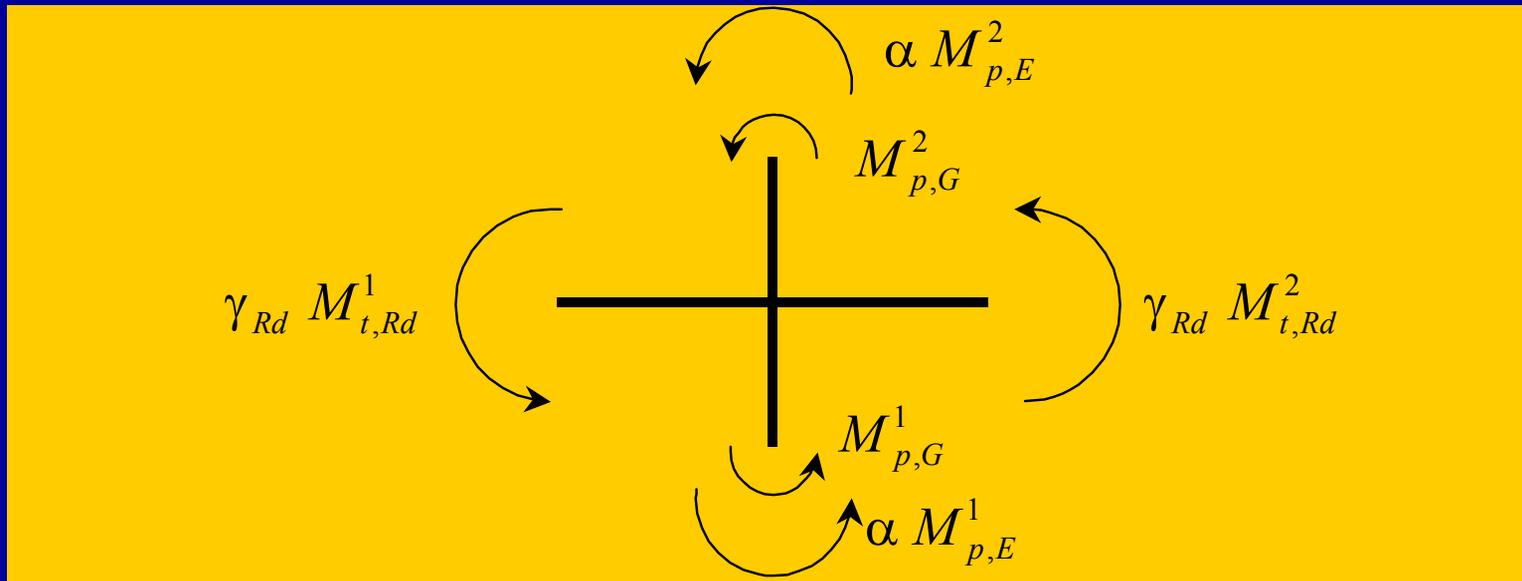
Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari al valore di progetto a_g



CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto dei Pilastri

Sollecitazioni in condizioni ultime per un terremoto con PGA pari ad αa_g



Imponendo l'equilibrio in condizioni si ricava il momento di progetto della generica colonna convergente nel nodo.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto dei Pilastri

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

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

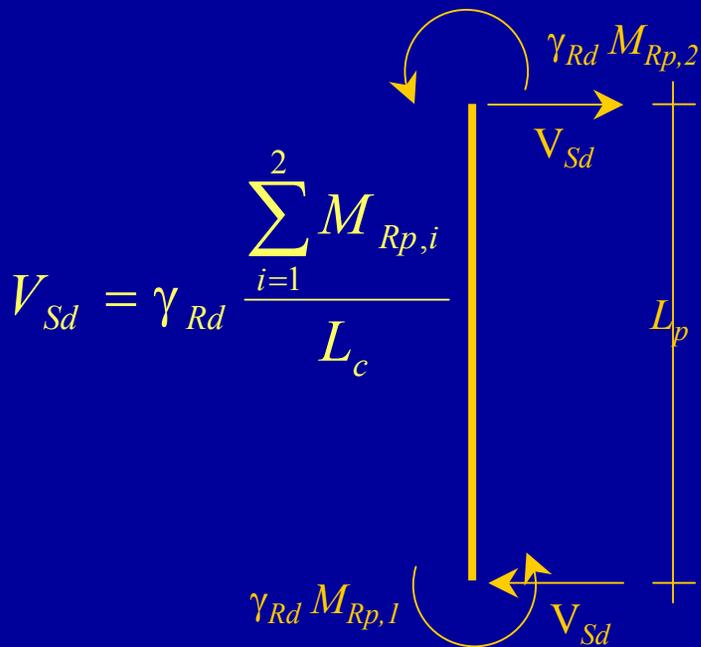
$M_{t,Rd}^i$ momento resistente della generica trave convergente nel nodo

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

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}



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

Il generico momento resistente è il più grande tra quelli corrispondenti ai valori di sforzo normale determinati dall'analisi della struttura

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 larghezza d'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 DI RESISTENZA DEI PILASTRI

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:

$\varepsilon_{su,k} > 8\%$ 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 NELLE 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)

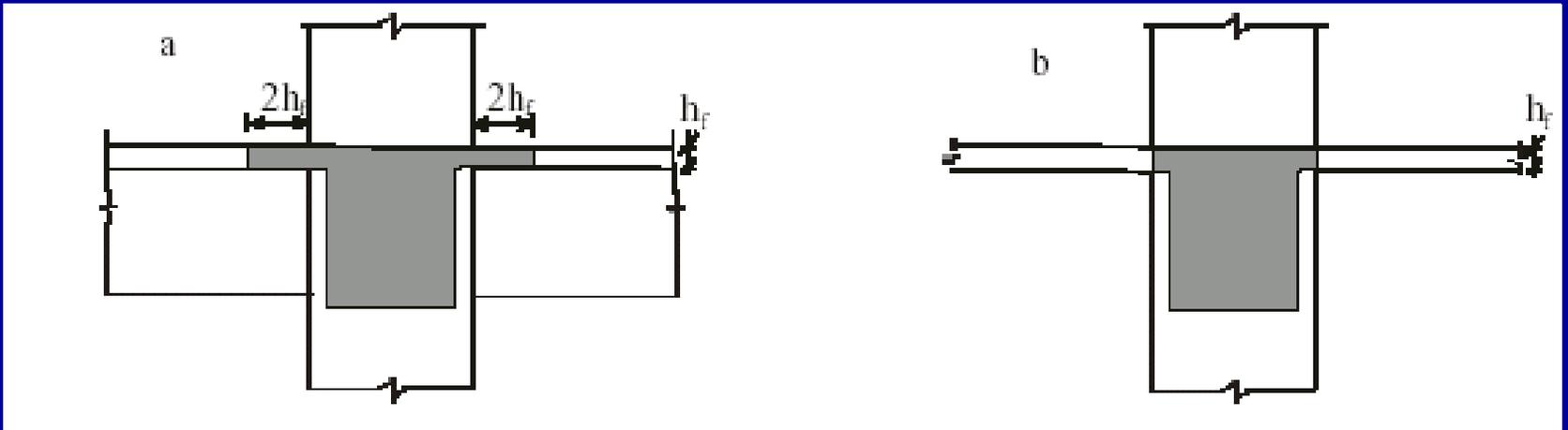
- l'armatura superiore deve essere almeno pari un quarto di quella disposta alle estremità

DETTAGLI DI ARMATURA NELLE 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 NELLE 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 NELLE 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 dalla sezione al filo del pilastro;
 - * La spaziatura delle staffe non supera:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
 - 15 cm

DETTAGLI DI ARMATURA NELLE 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 NEI 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 NEI PILASTRI

Per entrambe le classi di duttilità

Alle estremità dei pilastri

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 pilastro
- 45 cm

DETTAGLI DI ARMATURA NEI 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 NEI 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_{b_l} delle barre longitudinali che collegano

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

M. Muratore

realizzazione

M. Muratore

ultimo aggiornamento

15/04/2004