

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Prato

Corso di Aggiornamento sulle NTC 2018

Strutture nuove in zona sismica

Paolo Foraboschi

In vigore: 22 marzo 2018.
Cogente (EC completamento)

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale,, n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA  **UFFICIALE**
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA Roma - Martedì, 20 febbraio 2018 **SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI**

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 8

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

**Aggiornamento delle «Norme tecniche per
le costruzioni».**

giovedì, 31 maggio 2018

CAPITOLO 7 - PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.0. GENERALITÀ

7.1. REQUISITI DELLE COSTRUZIONI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

- 7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI
- 7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI
- 7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI
- 7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI
- 7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE
- 7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

- 7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE
- 7.3.2. ANALISI DINAMICA O STATICA
- 7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA
 - 7.3.3.1. ANALISI LINEARE DINAMICA
 - 7.3.3.2. ANALISI LINEARE STATICA
 - 7.3.3.3. Valutazione degli spostamenti della struttura
- 7.3.4. ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA
 - 7.3.4.1. ANALISI NON LINEARE DINAMICA
 - 7.3.4.2. ANALISI NON LINEARE STATICA
- 7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO
- 7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE
 - 7.3.6.1. ELEMENTI STRUTTURALI (ST)
 - 7.3.6.2. ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)
 - 7.3.6.3. IMPIANTI (IM)

7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

- 7.4.1. GENERALITÀ
- 7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
 - 7.4.2.1. CONGLOMERATO
 - 7.4.2.2. ACCIAIO
- 7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
 - 7.4.3.1. TIPOLOGIE STRUTTURALI
 - 7.4.3.2. FATTORI DI COMPORTAMENTO
- 7.4.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI
 - 7.4.4.1. TRAVI
 - 7.4.4.1.1. Verifiche di resistenza (RES)
 - 7.4.4.1.2. Verifiche di duttilità (DUT)
 - 7.4.4.2. PILASTRI
 - 7.4.4.2.1. Verifiche di resistenza (RES)
 - 7.4.4.2.2. Verifiche di duttilità (DUT)
 - 7.4.4.3. NODI TRAVE-PILASTRO
 - 7.4.4.3.1. Verifiche di resistenza (RES)
 - 7.4.4.4. DIAPHRAMMI ORIZZONTALI
 - 7.4.4.4.1. Verifiche di resistenza (RES)
 - 7.4.4.5. PARETI
 - 7.4.4.5.1. Verifiche di resistenza (RES)
 - 7.4.4.5.2. Verifiche di duttilità (DUT)
 - 7.4.4.6. TRAVI DI ACCOPPIAMENTO DEI SISTEMI A PARETI
- 7.4.5. COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA
 - 7.4.5.1. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
 - 7.4.5.2. COLLEGAMENTI
 - 7.4.5.2.1. Indicazioni progettuali
 - 7.4.5.2.2. Valutazione della resistenza
 - 7.4.5.3. ELEMENTI STRUTTURALI
- 7.4.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI
 - 7.4.6.1. LIMITAZIONI GEOMETRICHE

- 7.4.6.1.1. Travi
- 7.4.6.1.2. Pilastri
- 7.4.6.1.3. Nodi trave-pilastro
- 7.4.6.1.4. Pareti
- 7.4.6.2. LIMITAZIONI DI ARMATURA
 - 7.4.6.2.1. Travi
 - 7.4.6.2.2. Pilastri
- 7.4.6.2.3. Nodi trave-pilastro
- 7.4.6.2.4. Pareti
- 7.4.6.2.5. Travi di accoppiamento

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

- 7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
- 7.5.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
 - 7.5.2.1. TIPOLOGIE STRUTTURALI
 - 7.5.2.2. FATTORI DI COMPORTAMENTO
- 7.5.3. REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI
- 7.5.3.1. VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
- 7.5.3.2. VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)
- 7.5.4. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE
 - 7.5.4.1. TRAVI
 - 7.5.4.2. COLONNE
 - 7.5.4.3. COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA
 - 7.5.4.4. PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA
 - 7.5.4.5. COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE
- 7.5.5. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI
- 7.5.6. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

7.6. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

- 7.6.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
 - 7.6.1.1. CALCESTRUZZO
 - 7.6.1.2. ACCIAIO PER C.A.
 - 7.6.1.3. ACCIAIO STRUTTURALE
- 7.6.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
 - 7.6.2.1. TIPOLOGIE STRUTTURALI
 - 7.6.2.2. FATTORI DI COMPORTAMENTO
- 7.6.3. RIGIDEZZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE COMPOSTA
- 7.6.4. CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE
 - 7.6.4.1. CRITERI DI PROGETTO PER STRUTTURE DISSIPATIVE
 - 7.6.4.2. VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
 - 7.6.4.3. VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)
 - 7.6.4.4. DETTAGLI COSTRUTTIVI
- 7.6.5. REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE
 - 7.6.5.1. TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE
 - 7.6.5.2. MEMBRATURE COMPOSTE PARZIALMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO
 - 7.6.5.3. COLONNE COMPOSTE COMPLETAMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO
 - 7.6.5.4. COLONNE COMPOSTE RIEMPIE DI CALCESTRUZZO
- 7.6.6. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE
 - 7.6.6.1. ANALISI STRUTTURALE
 - 7.6.6.2. TRAVI E COLONNE
 - 7.6.6.3. COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA
 - 7.6.6.4. COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE
 - 7.6.6.5. CONDIZIONE PER TRASCURARE IL CARATTERE COMPOSTO DELLE TRAVI CON SOLETTA
- 7.6.7. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI
- 7.6.8. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

7.7. COSTRUZIONI DI LEGNO

- 7.7.1. ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE
- 7.7.2. MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE
- 7.7.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
 - 7.7.3.1. PRECISAZIONI
 - 7.7.4. ANALISI STRUTTURALE
 - 7.7.5. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE
 - 7.7.5.1. GENERALITÀ
 - 7.7.5.2. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI
 - 7.7.5.3. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI

7.7.6.	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.7.7.	REGOLE DI DETTAGLIO
7.7.7.1	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI
7.7.7.2	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI
7.8.	COSTRUZIONI DI MURATURA
7.8.1.	REGOLE GENERALI
7.8.1.1	PREMESSA
7.8.1.2	MATERIALI
7.8.1.3	MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO
7.8.1.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI
7.8.1.5	METODI DI ANALISI
7.8.1.5.1	Generalità
7.8.1.5.2	Analisi lineare statica
7.8.1.5.3	Analisi dinamica modale
7.8.1.5.4	Analisi statica non lineare
7.8.1.5.5	Analisi dinamica non lineare
7.8.1.6	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.8.1.7	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ
7.8.1.8	FONDAZIONI
7.8.1.9	COSTRUZIONI SEMPLICI
7.8.2.	COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA
7.8.2.1	CRITERI DI PROGETTO
7.8.2.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.8.2.2.1	Pressoflessione nel piano
7.8.2.2.2	Taglio
7.8.2.2.3	Pressoflessione fuori piano
7.8.2.2.4	Travi in muratura
7.8.3.	COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA
7.8.3.1	CRITERI DI PROGETTO
7.8.3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.8.3.2.1	Pressoflessione nel piano
7.8.3.2.2	Taglio
7.8.3.2.3	Pressoflessione fuori piano
7.8.4.	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA
7.8.5.	STRUTTURE MISTE
7.8.6.	REGOLE DI DETTAGLIO
7.8.6.1	COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA
7.8.6.2	COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA
7.8.6.3	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA
7.9.	PONTI
7.9.1.	CAMPO DI APPLICAZIONE
7.9.2	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE
7.9.2.1	VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO
7.9.3.	MODELLO STRUTTURALE
7.9.3.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE
7.9.4.	ANALISI STRUTTURALE
7.9.4.1	ANALISI STATICA LINEARE
7.9.5.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
7.9.5.1	PILE
7.9.5.1.1	Verifiche di resistenza (RES)
7.9.5.1.2	Verifiche di duttilità (DUT)
7.9.5.2	IMPALCATO
7.9.5.2.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
7.9.5.3	APPARECCHI DI APPOGGIO E ZONE DI SOVRAPPOSIZIONE
7.9.5.3.1	Apparecchi d'appoggio o di vincolo fissi
7.9.5.3.2	Apparecchi d'appoggio mobili
7.9.5.3.3	Dispositivi di fine corsa
7.9.5.3.4	Zone di sovrapposizione
7.9.5.4	SPALLE
7.9.5.4.1	Collegamento mediante apparecchi d'appoggio mobili
7.9.5.4.2	Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi

7.9.6.	DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO
7.9.6.1	PILE
7.9.6.1.1	Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo
7.9.6.1.2	Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse
7.9.6.1.3	Dettagli costruttivi per le zone dissipative
7.9.6.2	IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE

7.10. COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

7.10.1.	SCOPO
7.10.2.	REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO
7.10.3.	CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI
7.10.4.	INDICAZIONI PROGETTUALI
7.10.4.1	INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI
7.10.4.2	CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI
7.10.4.3	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO
7.10.4.4	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO E ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI
7.10.5.	MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE
7.10.5.1	PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO
7.10.5.2	MODELLAZIONE
7.10.5.3	ANALISI
7.10.5.3.1	Analisi lineare statica
7.10.5.3.2	Analisi lineare dinamica
7.10.6.	VERIFICHE
7.10.6.1	VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
7.10.6.2	VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI
7.10.6.2.1	Verifiche dello SLV
7.10.6.2.2	Verifiche dello SLC
7.10.7.	ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ
7.10.8.	ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO

7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

7.11.1.	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE
7.11.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI
7.11.3.	RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO
7.11.3.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE
7.11.3.2	FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA
7.11.3.3	FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA
7.11.3.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE
7.11.3.4.1	Generalità
7.11.3.4.2	Esclusione della verifica a liquefazione
7.11.3.4.3	Metodologie di analisi
7.11.3.5	STABILITÀ DEI PENDII
7.11.3.5.1	Azione sismica
7.11.3.5.2	Metodi di analisi
7.11.4.	FRONTI DI SCAVO E RILEVATI
7.11.5.	FONDAZIONI
7.11.5.1	REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE
7.11.5.2	INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO
7.11.5.3	VERIFICHE DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) E DELLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)
7.11.5.3.1	Fondazioni superficiali
7.11.5.3.2	Fondazioni su pali
7.11.6.	OPERE DI SOSTEGNO
7.11.6.1	REQUISITI GENERALI
7.11.6.2	MURI DI SOSTEGNO
7.11.6.2.1	Metodi di analisi
7.11.6.2.2	Verifiche di sicurezza
7.11.6.3	PARATIE
7.11.6.3.1	Metodi pseudo-statici
7.11.6.3.2	Verifiche di sicurezza
7.11.6.4	SISTEMI DI VINCOLO
7.11.6.4.1	Verifiche di sicurezza

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.0. GENERALITÀ

7.1. REQUISITI DELLE COSTRUZIONI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

7.6. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.7. COSTRUZIONI DI LEGNO

7.8. COSTRUZIONI DI MURATURA

7.9. PONTI

7.10. COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.2. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

4.3. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.4. COSTRUZIONI DI LEGNO

4.5. COSTRUZIONI DI MURATURA

4.6. ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

Il cap. 4 può avere un ruolo indipendentemente dal cap. 7; come tale diventa determinante.

È auspicabile che il prossimo aggiornamento delle NTC **fonda il capitolo 4 e il capitolo 7**, avendo il legislatore da tempo stabilito l'obbligo di verifiche sismiche sull'intero territorio nazionale.

Nota n. 3187 del 21 marzo 2018 con la quale il Servizio
Tecnico Centrale fornisce prime indicazioni per
l'applicazione del nuovo D.M. 17.01.2018



Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Servizio Tecnico Centrale

**PRIMA APPLICAZIONE DEL DM 17.01.2018, RIPORTANTE L'AGGIORNAMENTO
DELLE "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI", ALLE PROCEDURE
AUTORIZZATIVE E DI QUALIFICAZIONE DEL SERVIZIO TECNICO CENTRALE**

Si rappresenta, infine, che le norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17.01.2018 saranno pienamente applicabili dal trentesimo giorno dalla pubblicazione in G.U.R.I., indipendentemente dalla emanazione della relativa Circolare riportante le relative istruzioni applicative. In merito a quanto riportato nel seguito del presente documento, nelle more dell'emanazione della nuova Circolare, in lavorazione presso questo Consesso, si potranno seguire le indicazioni riportate nella precedente Circolare, per quanto non in contrasto con quanto riportato nel nuovo DM 17.01.2018.

7.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

S'intende per:

- *capacità di un elemento strutturale o di una struttura*: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità da essi manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;
- *domanda su un elemento strutturale o su una struttura*: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni.

Sotto l'effetto delle azioni definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 e individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, agli elementi non strutturali e agli impianti, il volume significativo di terreno definito al § 6.2.2.

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al § 7.3.6.

Per tutti gli stati limite, le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti dalla risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito, secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo *SLO*, quali precisate nei §§ 7.3.7.2 e 7.3.7.3.

7.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

S'intende per:

- *capacità di un elemento strutturale o di una struttura*: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità da essi manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;
- *domanda su un elemento strutturale o su una struttura*: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni.

Sotto l'effetto delle azioni definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 e individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, agli elementi non strutturali e agli impianti, il volume significativo di terreno definito al § 6.2.2.

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al § 7.3.6.

Per tutti gli stati limite, le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti dalla risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito, secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali (v. § 7.2.3).

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

7.3.6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI
7.3.6.1	Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza
7.3.6.2	Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione
7.3.6.3	Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti
7.3.6.3	Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti
7.3.7	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
7.3.7.1	Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza
7.3.7.2	Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali
7.3.7.3	Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

CAPITOLO 7.

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

COMPORAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) *comportamento strutturale non dissipativo*,

oppure

b) *comportamento strutturale dissipativo*.

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per *comportamento strutturale dissipativo*, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- *per l'analisi lineare*, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento q , a seconda dello stato limite considerato;

- *per l'analisi non lineare*, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

?

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

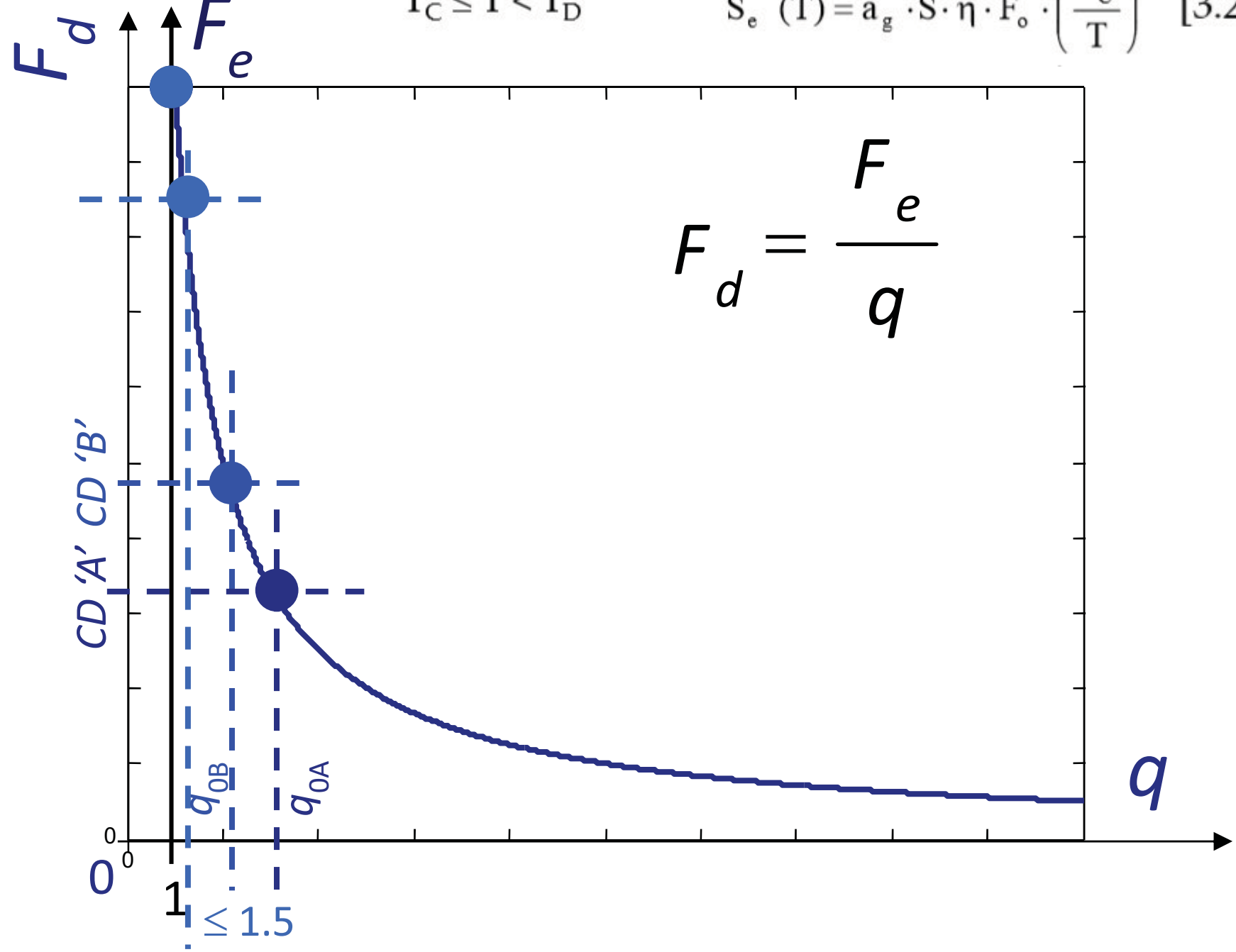
SLC = 125-140
SLV = 100
 SLD = 35-45
 SLO = 25-35

La domanda di forza sismica allo **SLD** con $q = 1.0$ (l'intera azione sismica allo SLE) è maggiore della domanda di forza sismica allo **SLV** con $q > 2.5$ (meno del 40% dell'azione sismica allo SLU).
 Che allo SLD ci possa essere inelasticità – e quindi dissipazione – è un fatto; deve però essere adeguatamente contenuta.

La domanda di forza sismica allo **SLO** è maggiore della domanda di forza sismica allo **SLV** con $q > 3.2 \div 3.4$.

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_e (T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad [3.2.2]$$



$$F_d = \frac{F_e}{q}$$



7.2.

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.2.

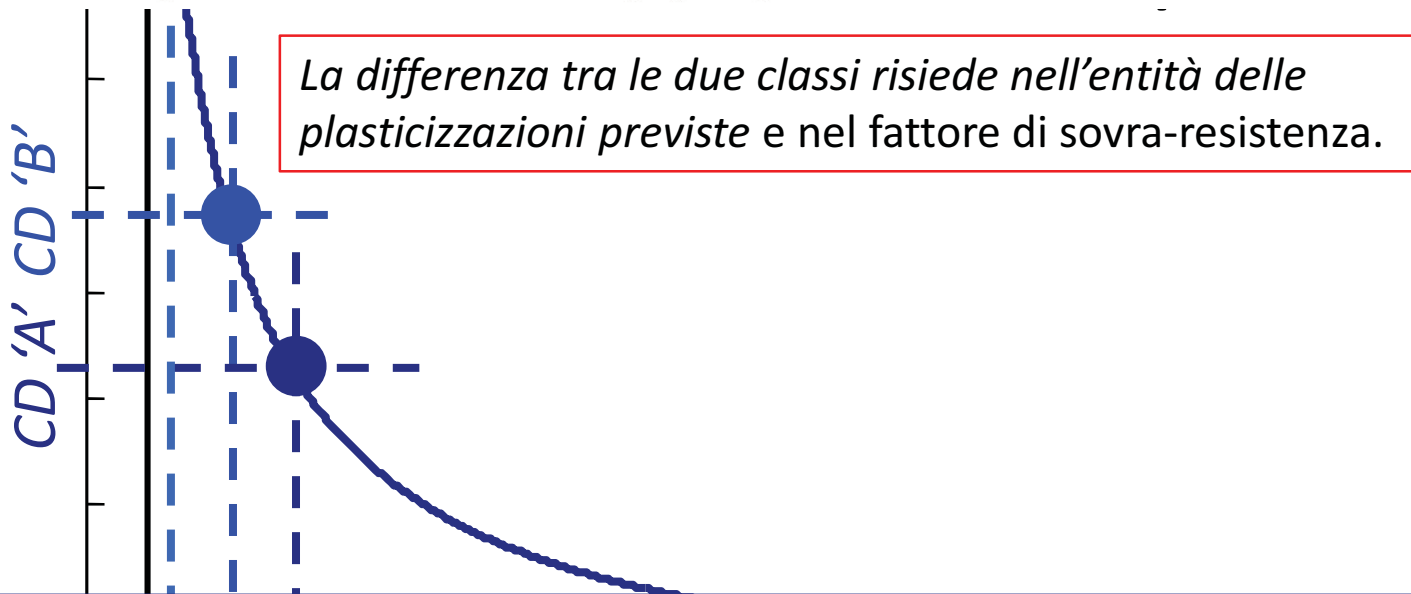
CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD" A"), ad elevata capacità dissipativa;

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)



Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttività (CD):

- Classe di duttilità alta (CD" A");
- Classe di duttilità bassa (CD" B").

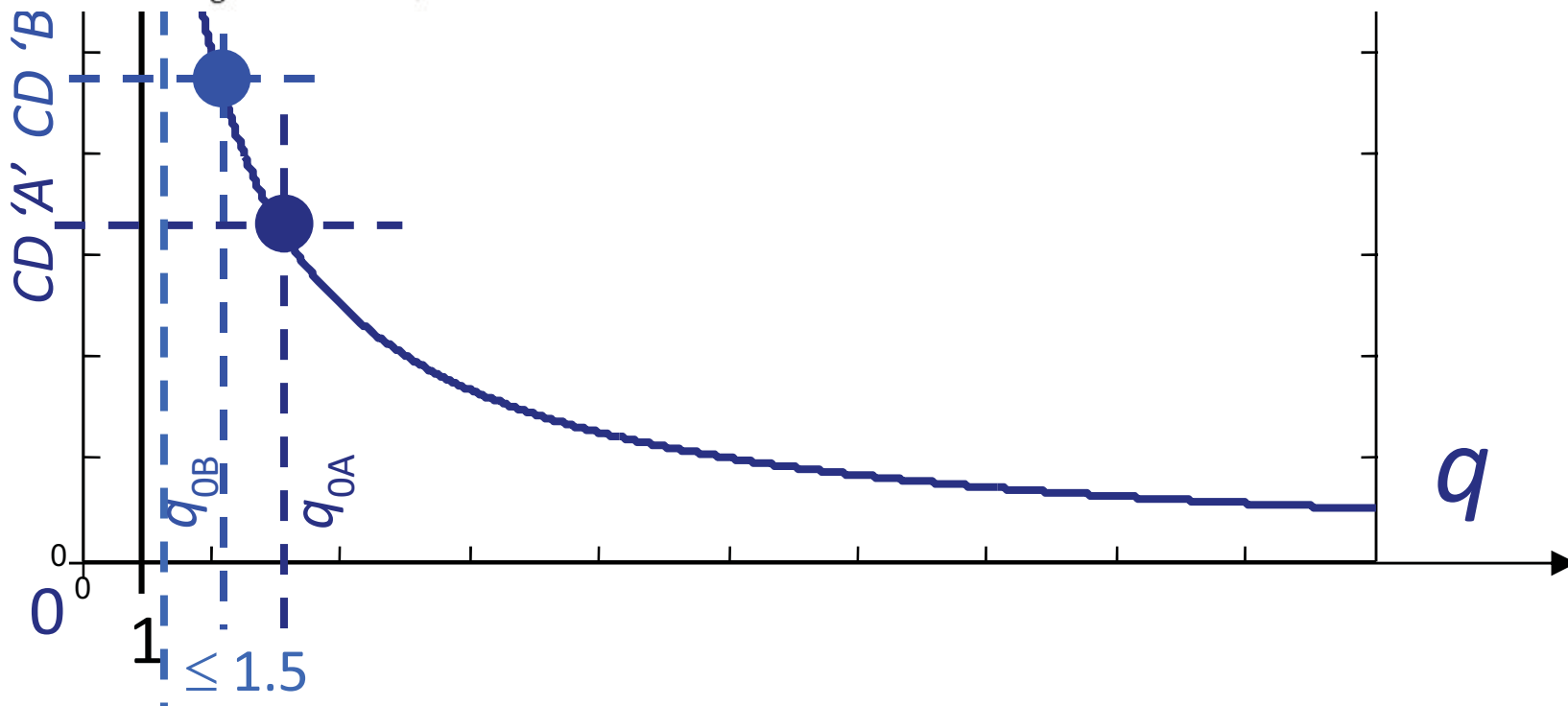
PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E FATTORI DI SOVRARESISTENZA

Sia per la CD "A" sia per la CD "B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato.

Questa progettazione ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "duttili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo *SLV* degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi. Per assicurare il rispetto di tale disequaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente γ_{Ra} , detto "fattore di sovrarresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.



7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6 per quanto riguarda il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo.

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD''A''	CD''B''
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_w/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
<u>Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva</u>	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}		
			CD''A''	CD''B''	
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1				
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30	

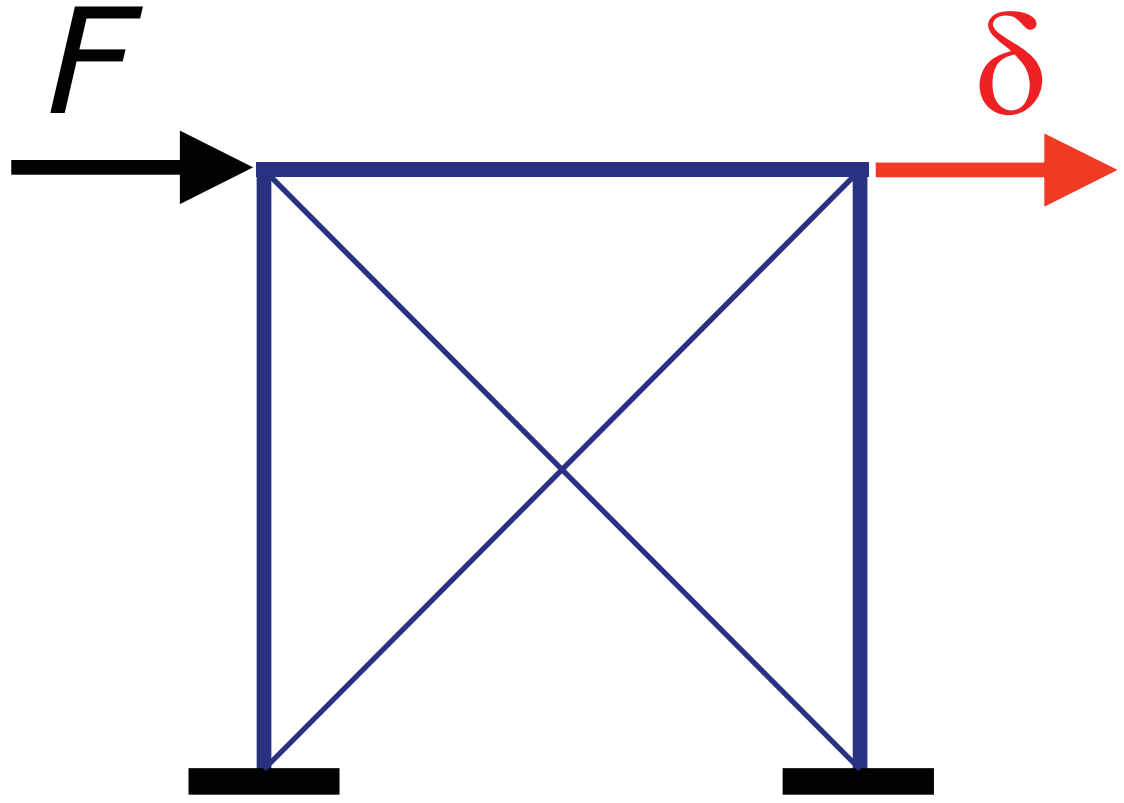
7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

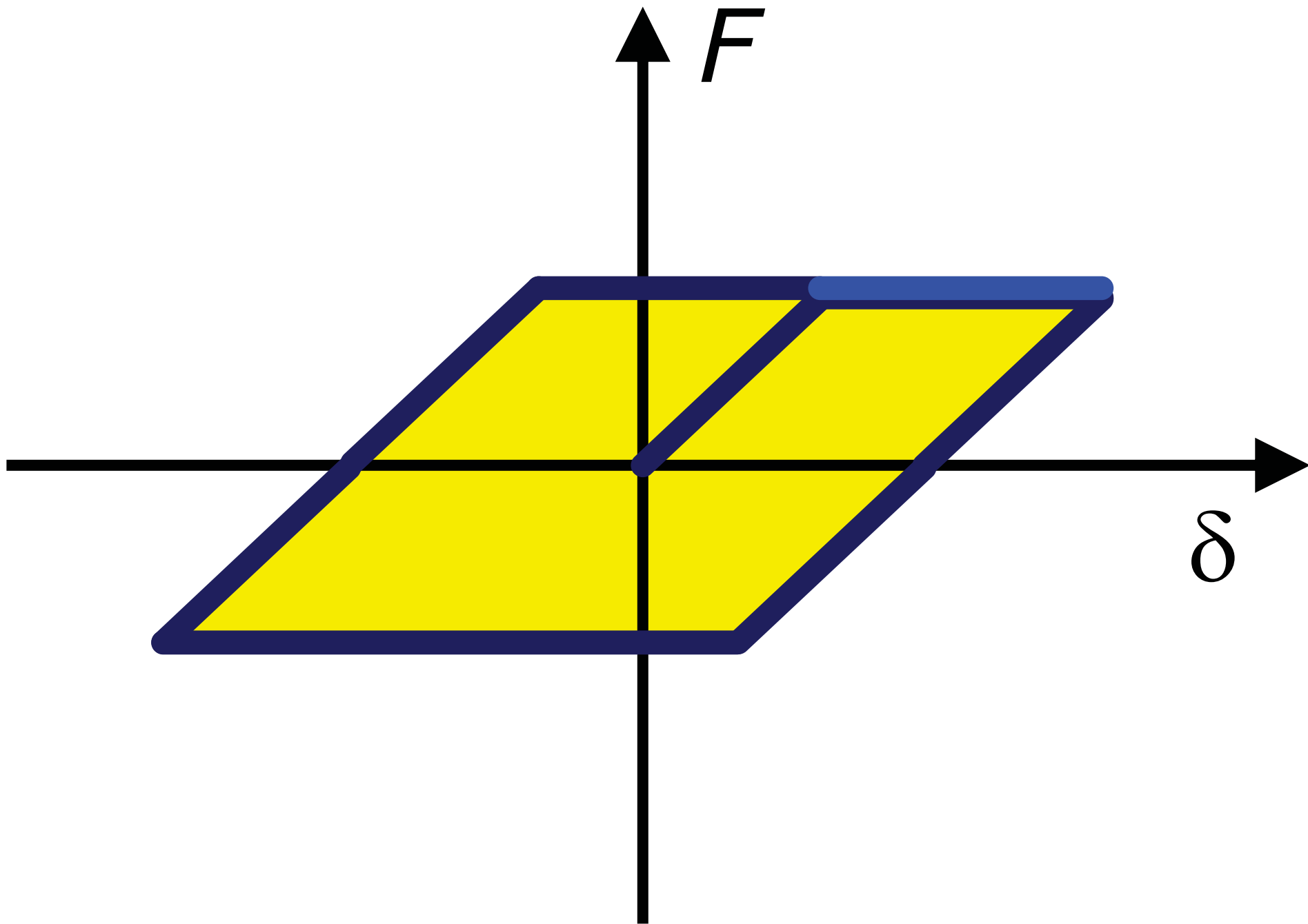
L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

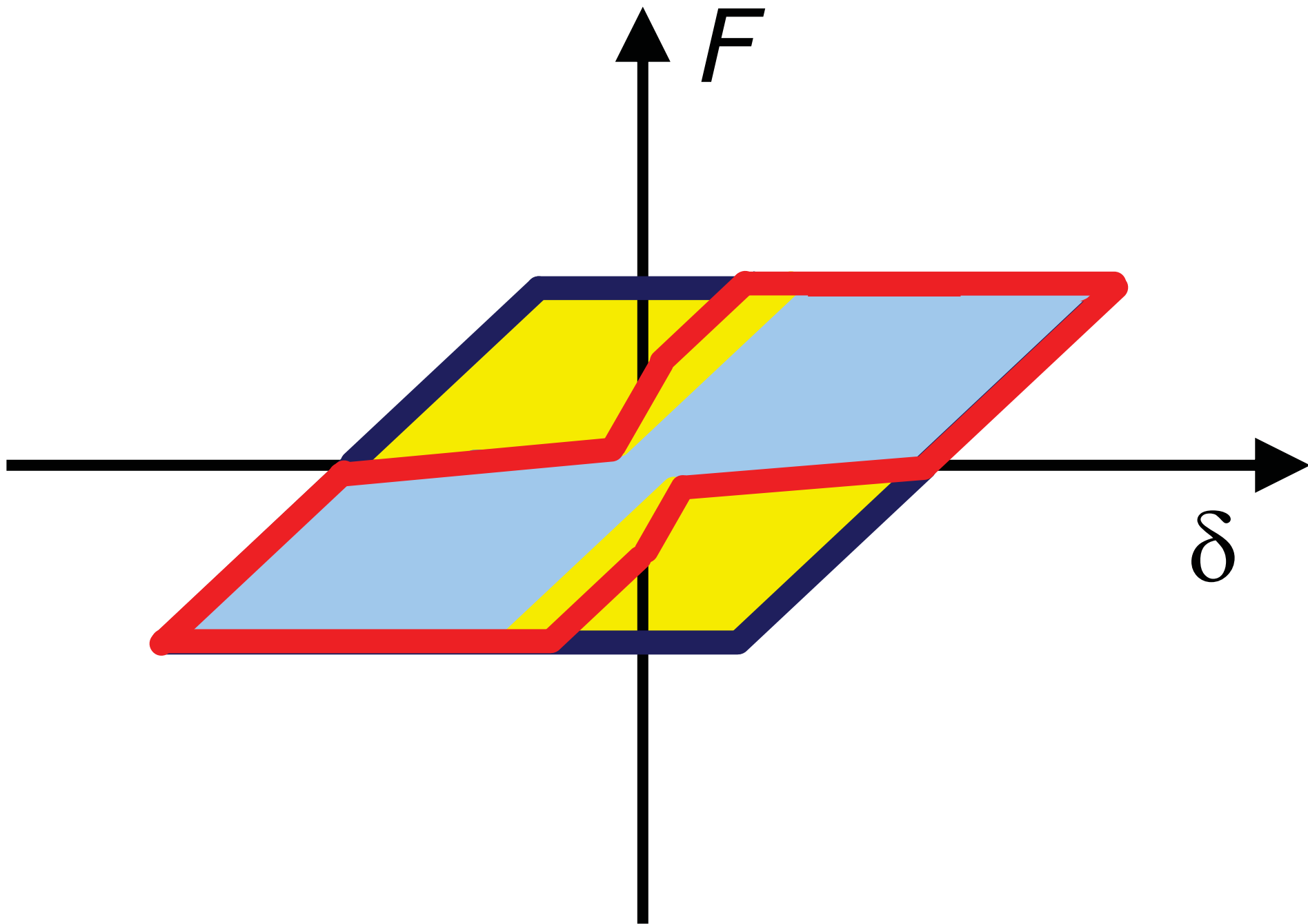
La distribuzione delle proprietà del materiale, nella struttura, quali la tensione di snervamento e la tenacità deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

Ai fini della progettazione, il fattore di sovrarresistenza del materiale, γ_{ov} è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

Controventi concentrici a diagonale tesa attiva → nessuna differenza tra la classe A e B: la tipologia soffre di una vulnerabilità congenita.







PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

COMPORAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non dissipativo,

oppure

b) *comportamento strutturale dissipativo*.

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per *comportamento strutturale dissipativo*, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

EC8

EC8: classe di duttilità alta (DCH – CD A), media (DCM – CD B) bassa (DCL – ND).

DCL: “poco dissipative”; si ammette l’impiego di fattori di struttura > 1 (Appendici Nazionali); si consente di derogare alle regole specifiche di progettazione in zona sismica.

Raccomandazione: solo in zone a bassa sismicità.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

EC8

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD''B'' (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD''B''} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a)* comportamento strutturale non-dissipativo;
- b)* comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Osservazione

Nelle zone prossime all'epicentro, non solo le PGA possono essere assai elevate, ma le amplificazioni possono essere ben maggiori di 2.5 (sino a 5).

→ Si aggiungono alle incertezze teoriche sulla modellazione e sull'accelerogramma, e realizzative.

Gli edifici dovrebbero poter contare su contributi extra:

progettazione in capacità > extra-capacità progettazione ND.

7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

La normativa richiede verifiche di resistenza dei nodi delle strutture intelaiate in C.A. (a prescindere dalla GR)

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

7.6. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non dissipativo.
- b) comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- c) comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature in acciaio;

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

7.4.4.3

NODI TRAVE-PILASTRO

Tab. 7.2.I - Fattori di sovraresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD"A".

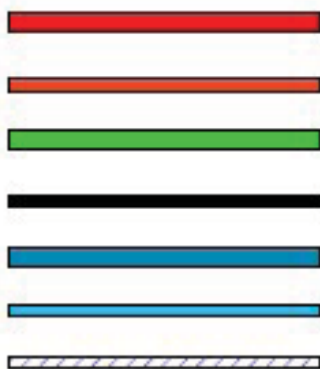
Verifica dei nodi delle strutture in C.A.: anche in CDB e per le strutture non dissipative (NTC/2008, EC8: in CDA).

1- Domanda; **2-** Capacità lato cls compresso; **3-** Capacità lato cls teso o lato armatura (formule per il calcolo delle staffe orizzontali nel nodo).



L'Aquila
*Palazzina
Vittorini*
Struttura:
telaio in
C.A.





- NUOVO MURO IN CEMENTO ARMATO DA 25 cm
- NUOVO MURO IN CEMENTO ARMATO DA 20 cm
- NUOVO MURO IN POROTON ARMATO P91 DA 25 cm
- NUOVO MURO IN POROTON ARMATO P91 DA 20 cm
- NUOVO MURO IN POROTON P91 DA 25 cm
- NUOVO MURO IN POROTON ARMATO P91 DA 20 cm
- MURI DI COMPLETAMENTO IN FORATI



JNE B-B1 SCALA 1:100



J D SCALA 1:100



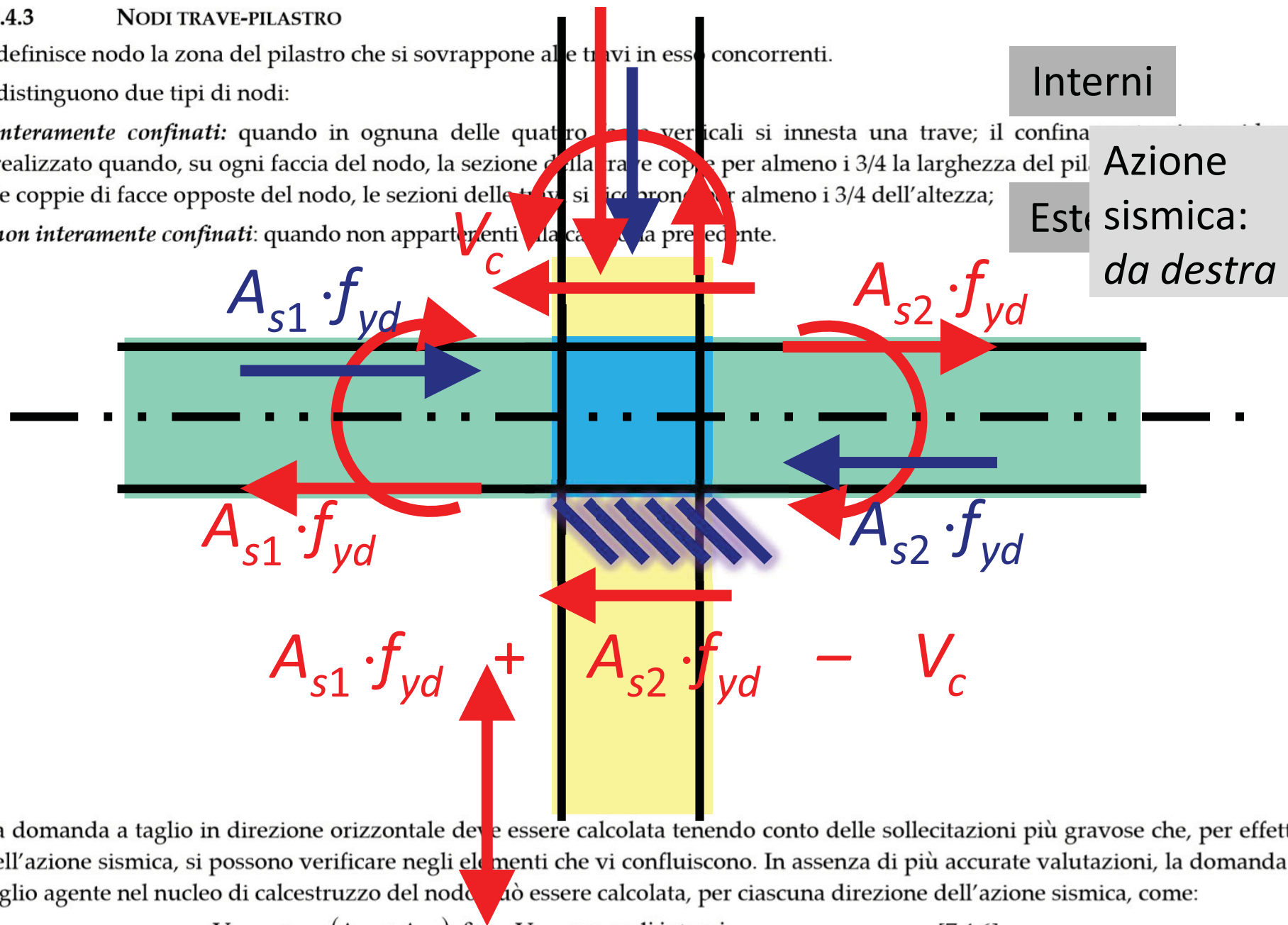


7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *interamente confinati*: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento è realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro. In tutte le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si sovrappongono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *non interamente confinati*: quando non appartengono alla categoria precedente.



La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *interamente confinati*: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *non interamente confinati*: quando non appartenenti alla categoria precedente.

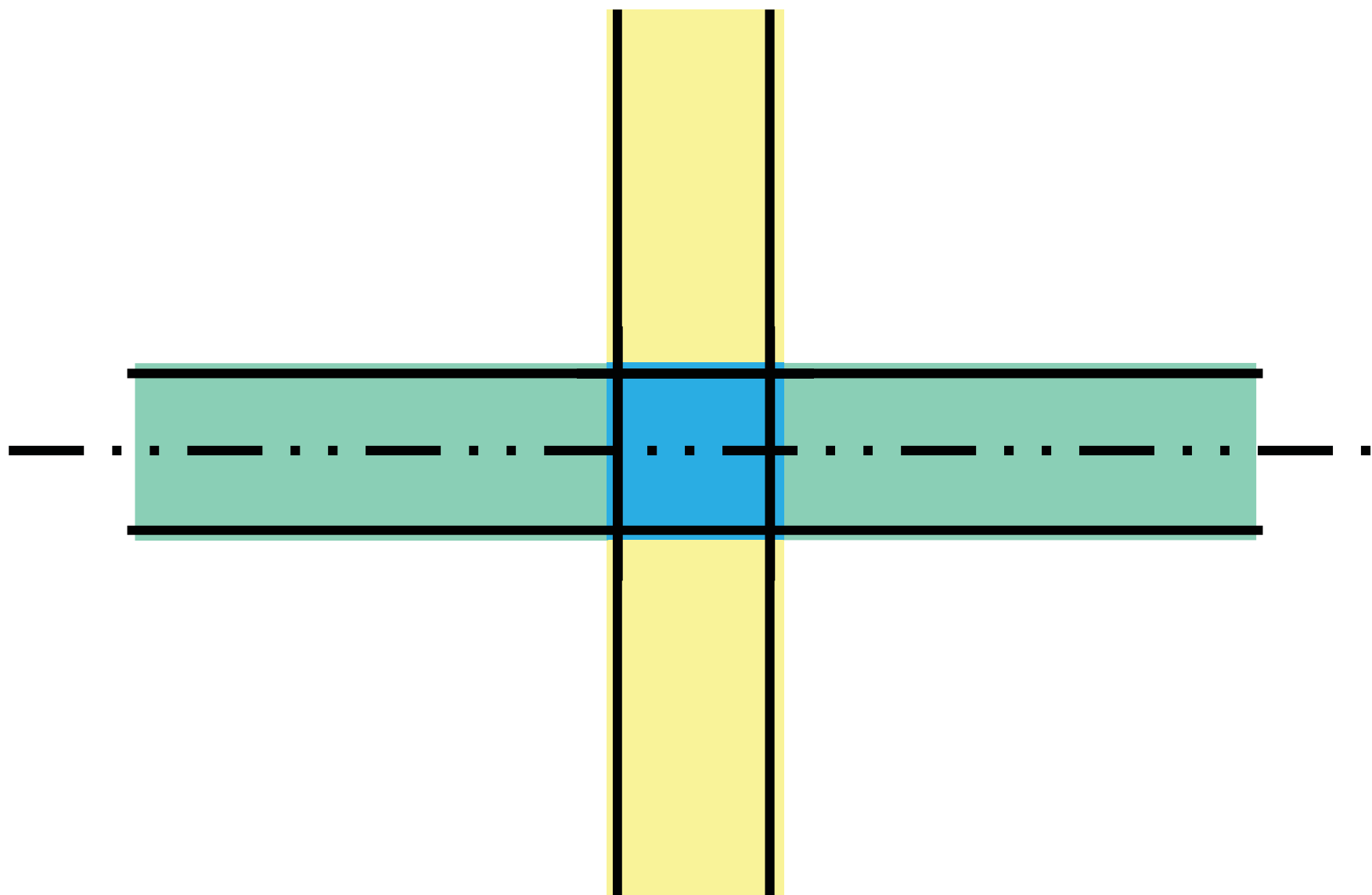
Interni

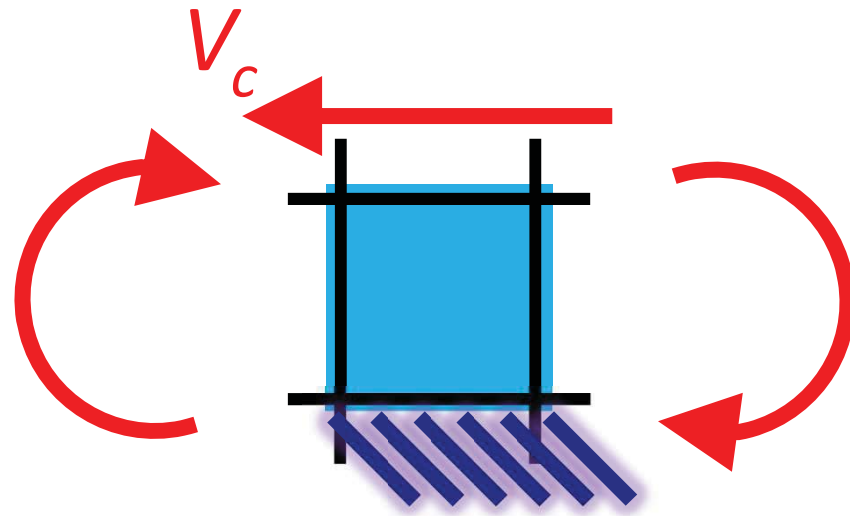
Esterni

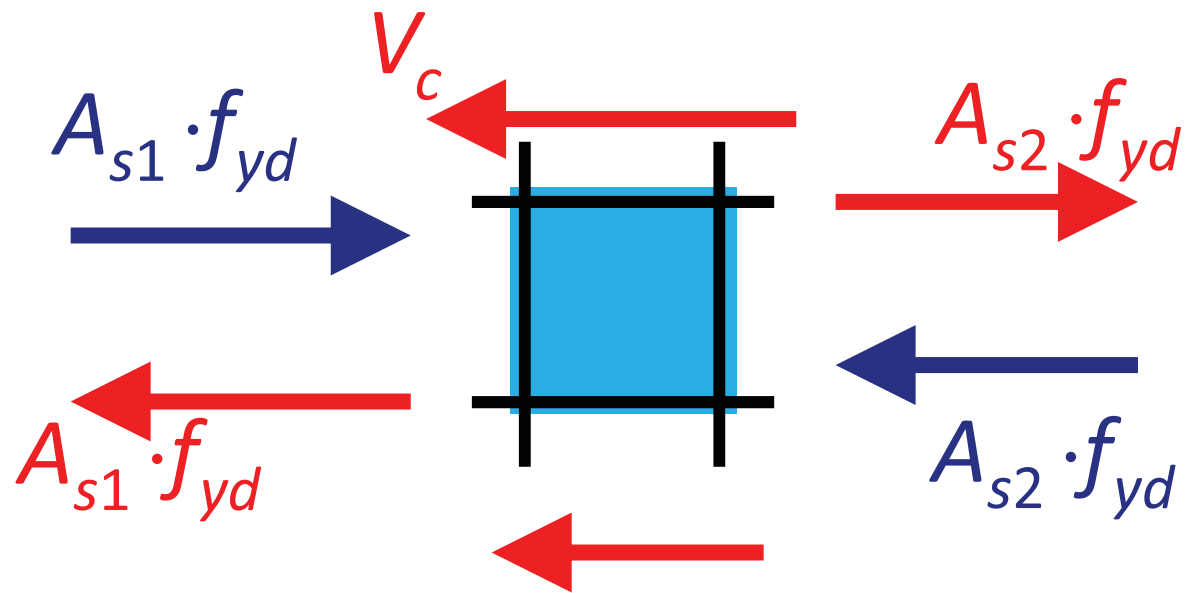
La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

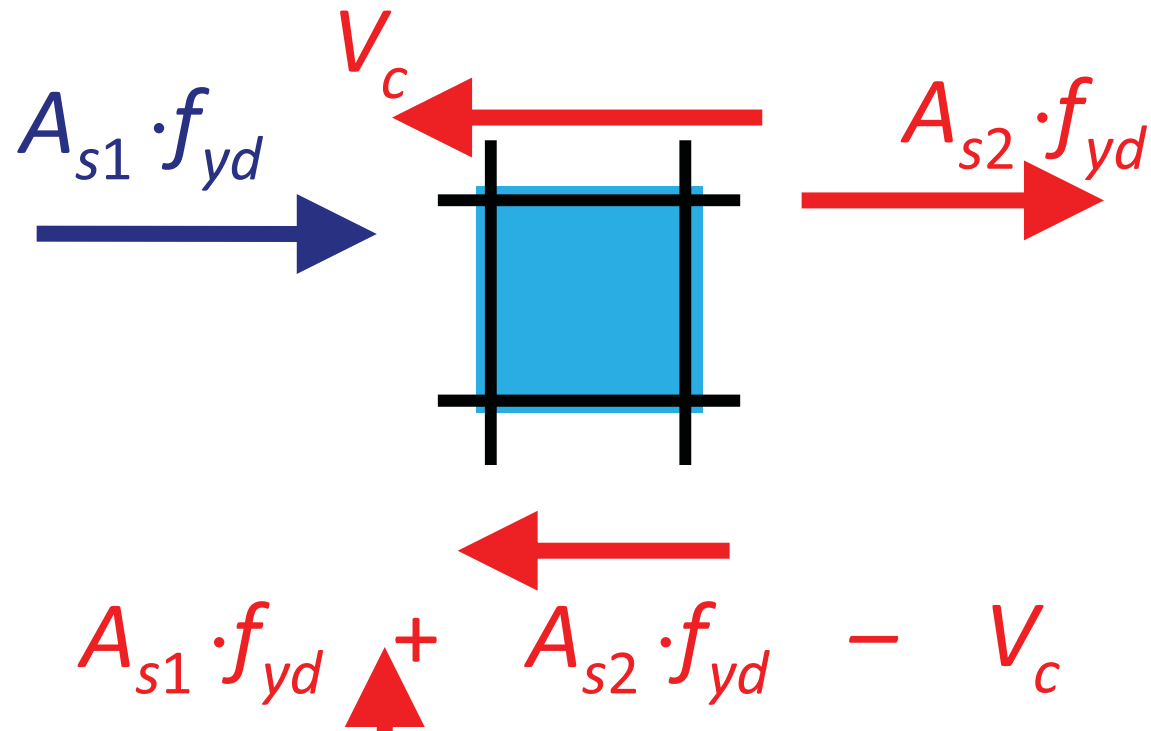
$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$







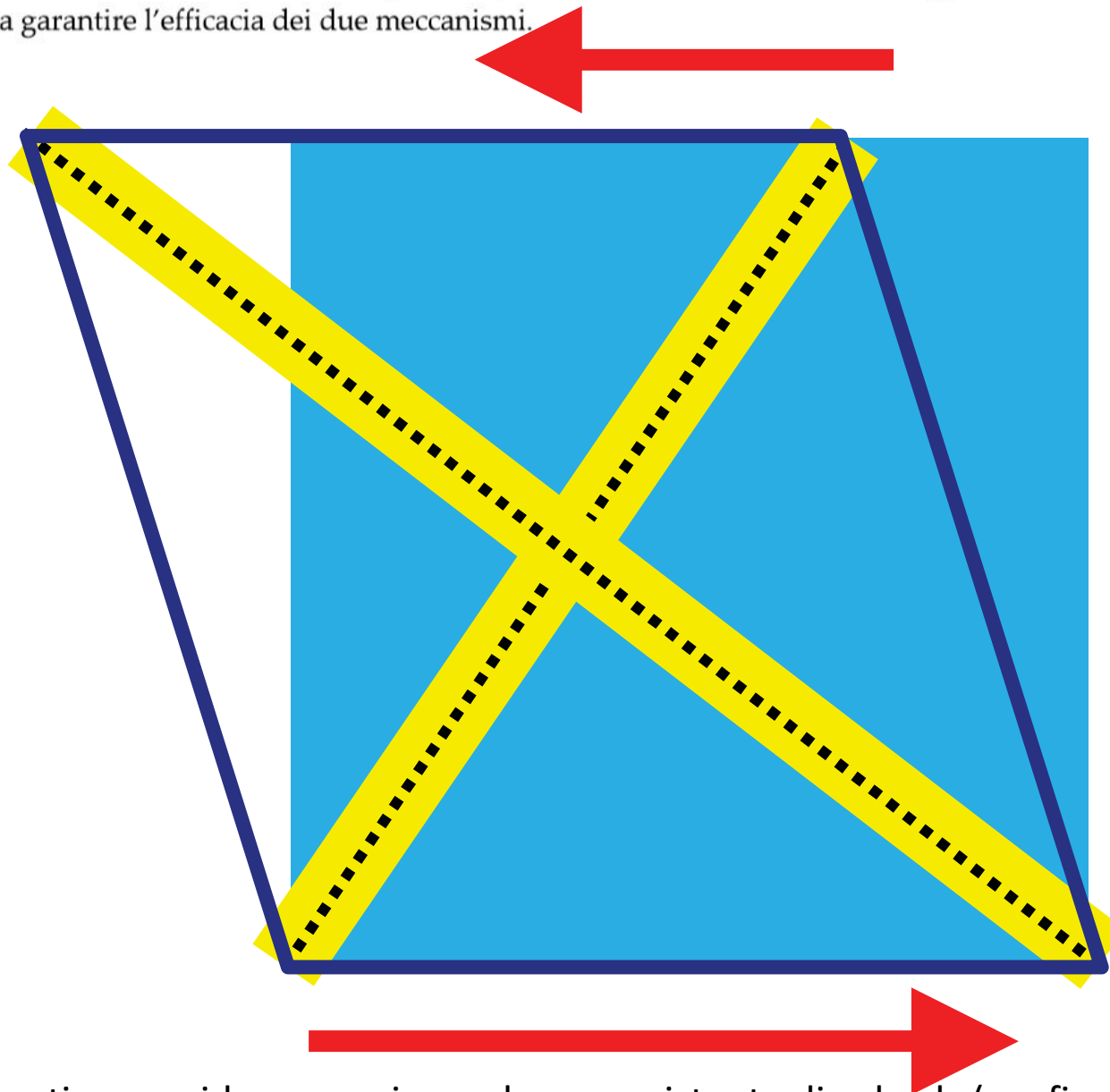


La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi.



Azione
sismica:
da destra

La normativa considera un primo schema resistente di solo cls (confinato), non-fessurato diagonalmente e un secondo schema resistente di C.A. fessurato diagonalmente.

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd}/(b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad f_{cd} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

$$\tau_{xy} = f_{cd} \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_x}{f_{cd}}\right)^2}$$

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

Si legge che questa verifica non è gravosa ed è sempre soddisfatta.
 ↑ capacità ↑ b_j (base della trave e del pilastro) oppure h_{jc} .

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd}/(b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_y = \frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_x - f_{ctd}} + \frac{\sigma_x \cdot f_{ctd}}{\sigma_x + f_{ctd}} - \frac{f_{ctd}^2}{\sigma_x - f_{ctd}}$$

$$f_{ctd} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd}/(b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

$$f_{ctd} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_h = \frac{\tau_{hv}^2}{f_{ctd} + \sigma_x} - \frac{\sigma_v \cdot f_{ctd}}{\sigma_v + f_{ctd}} + \frac{f_{ctd}^2}{\sigma_v + f_{ctd}}$$

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

$$\sigma_h = \frac{\tau_{hv}^2}{f_{ctd} + \sigma_x} - \left[\frac{\sigma_v \cdot f_{ctd}}{\sigma_v + f_{ctd}} + \frac{f_{ctd}^2}{\sigma_v + f_{ctd}} \right]$$

$\downarrow \approx f_{ctd}$
 $\rightarrow \approx 0$

$$\sigma_h = \frac{\tau_{hv}^2}{f_{ctd} + \sigma_v} - f_{ctd}$$

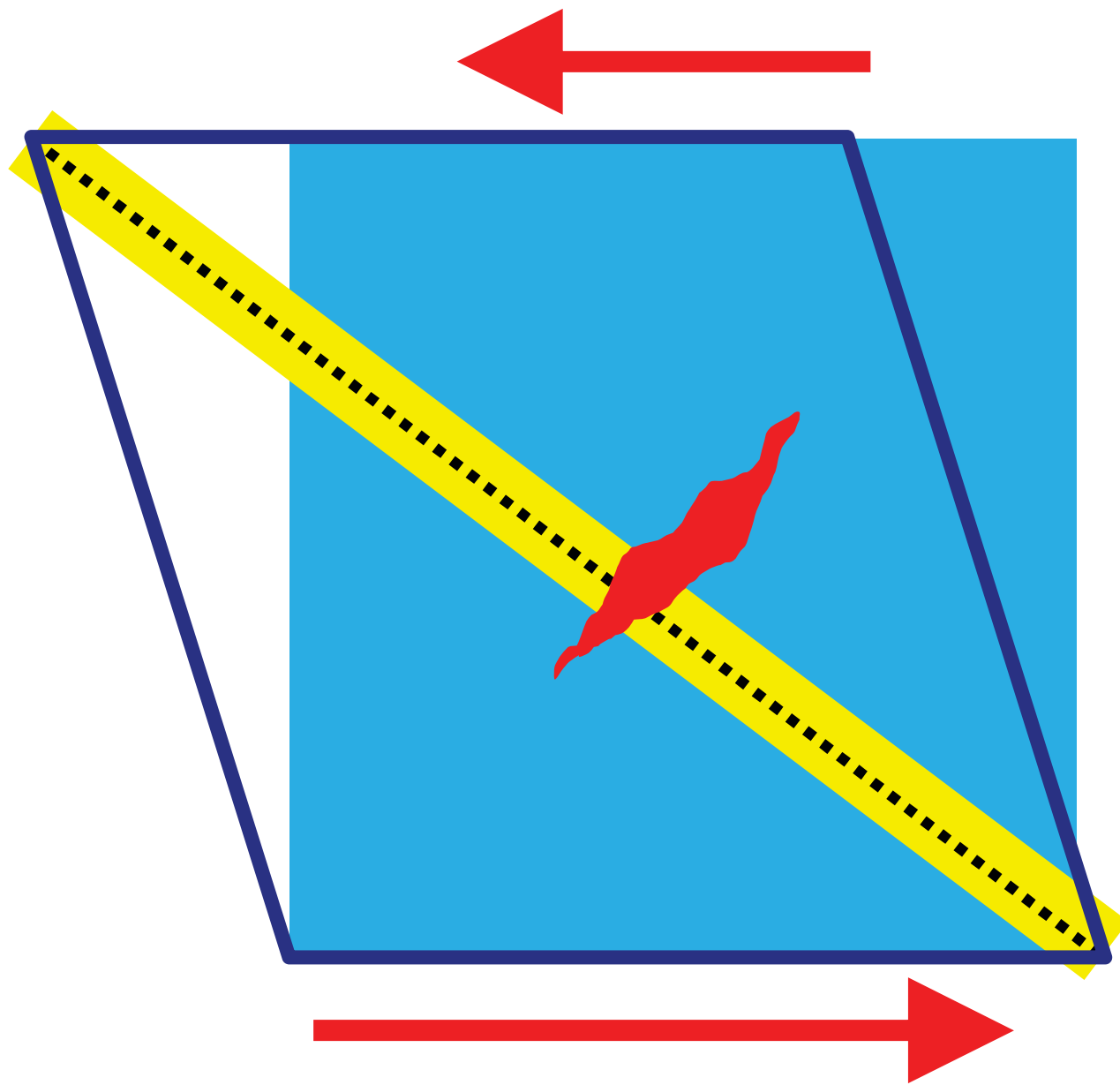
Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

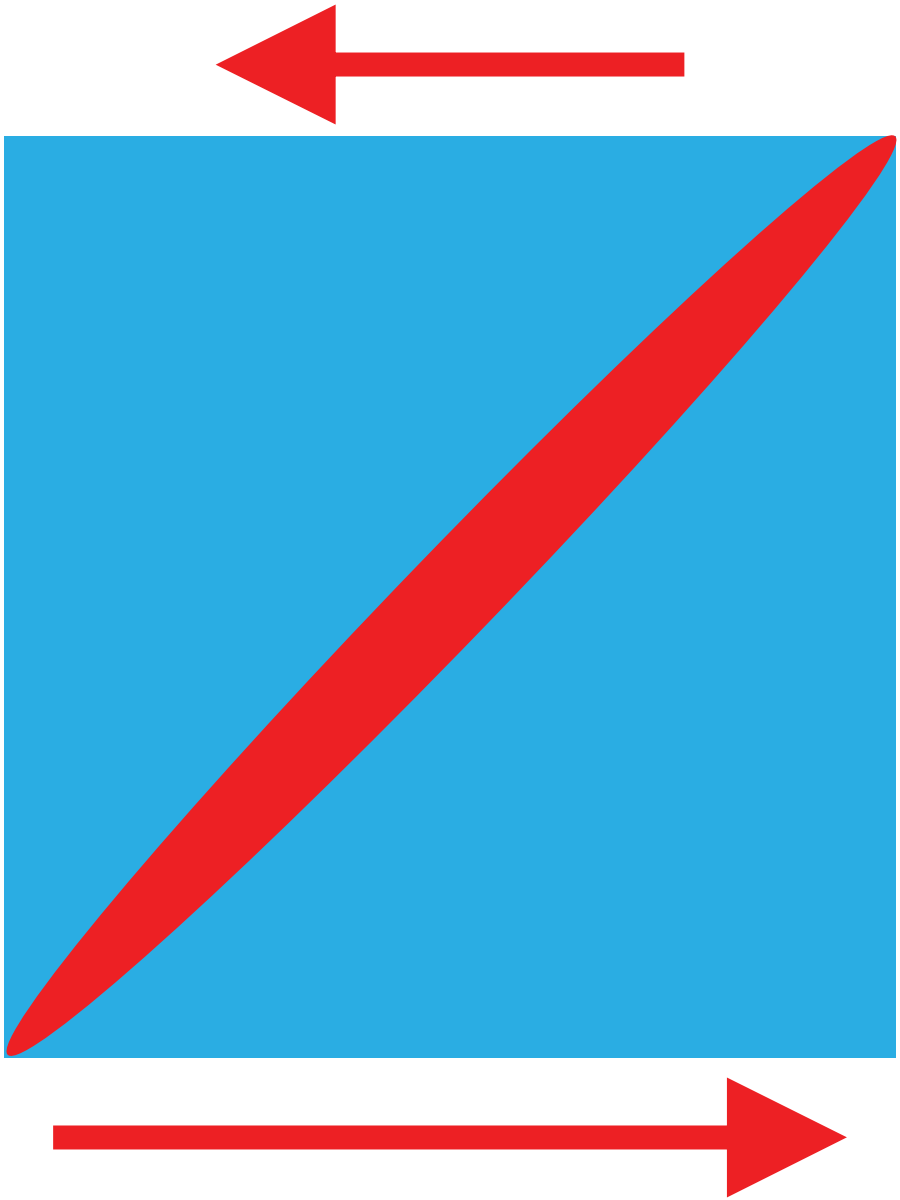
$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

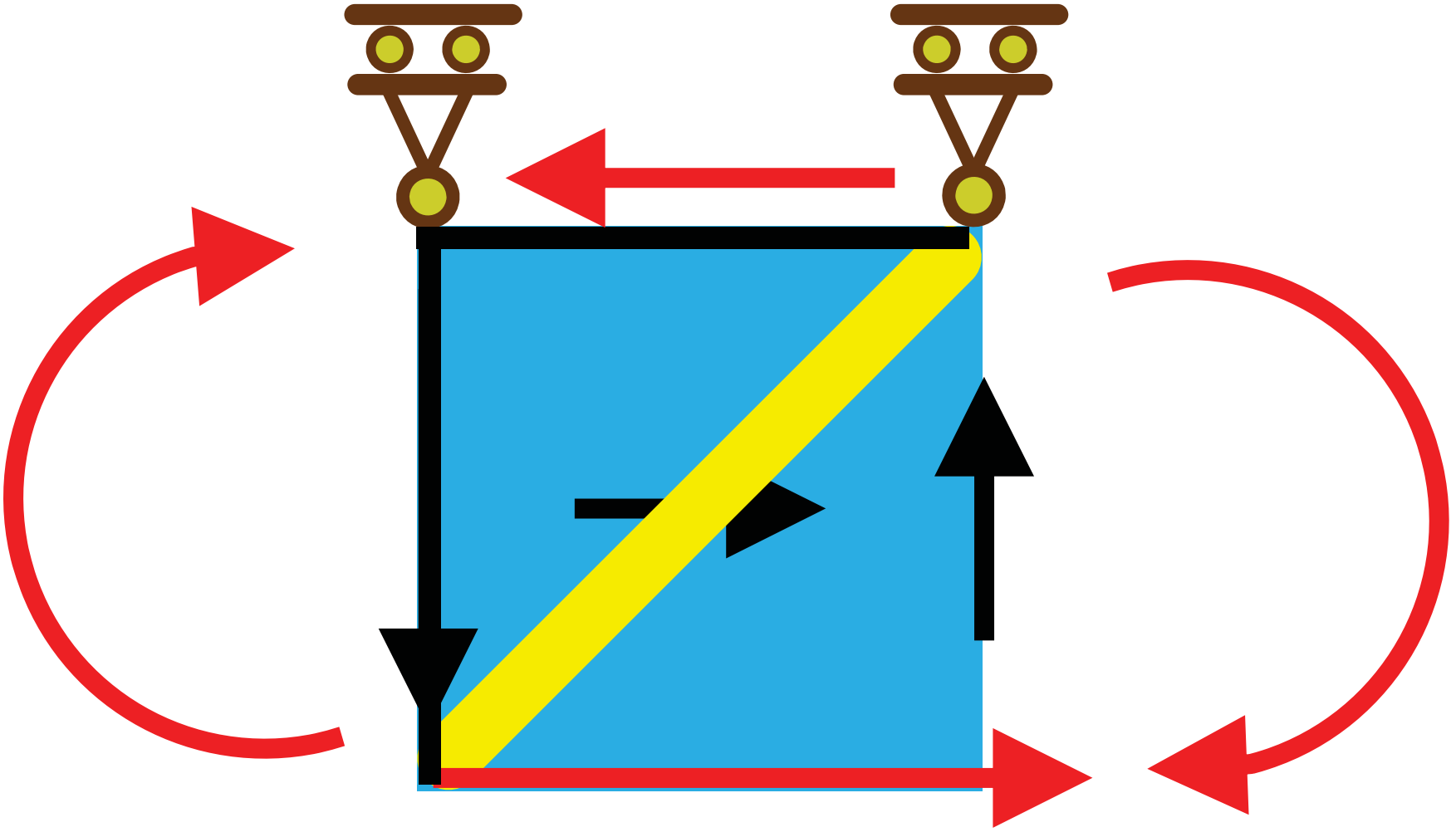
in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

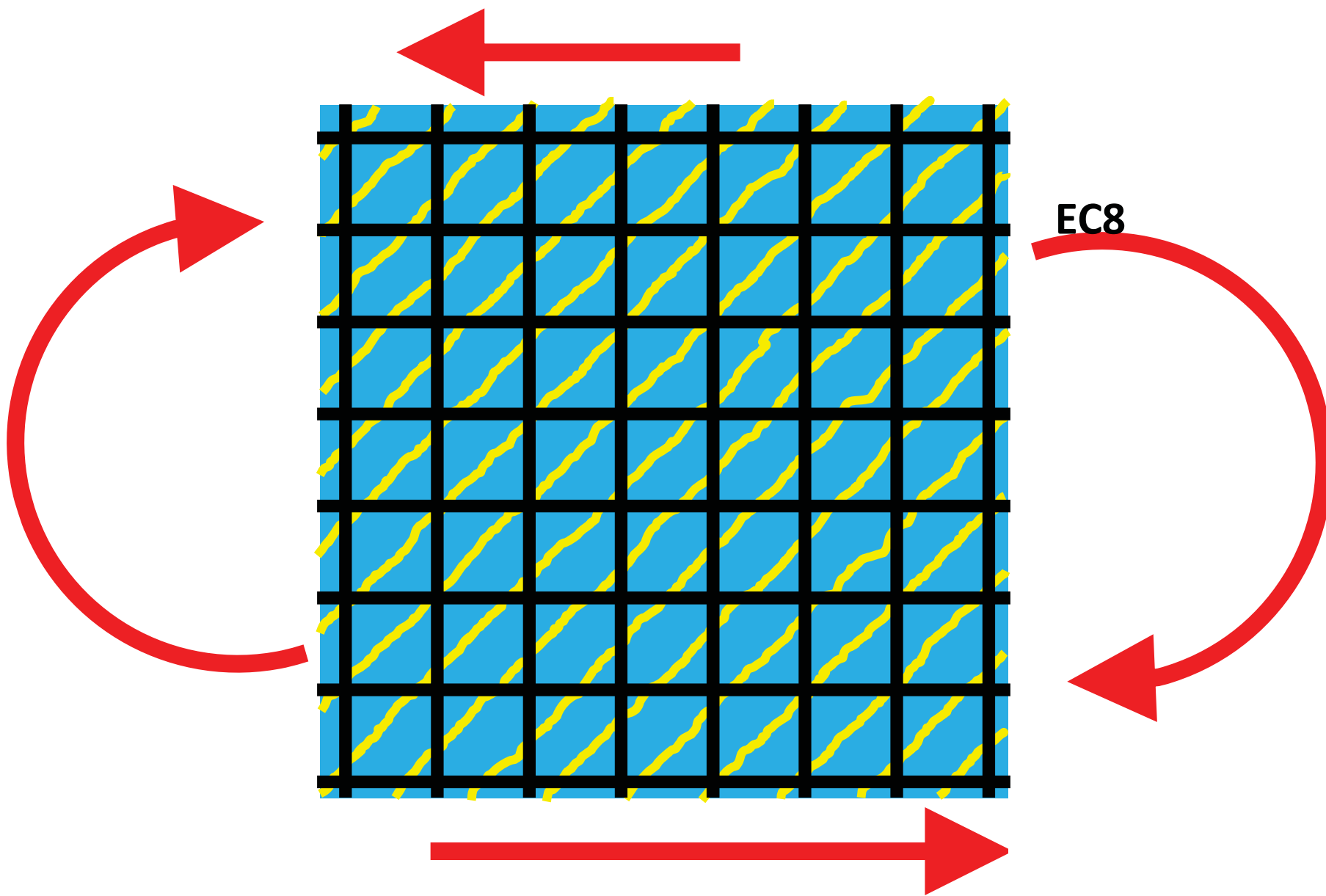
La formula 7.4.10 è *gravosa*:
 staffe nodali / 1 ÷ 2 cm
 Staffe di **confinamento**
non a taglio.

$$\sigma_h = \frac{\tau_{hv}^2}{f_{ctd} + \sigma_v} - f_{ctd}$$



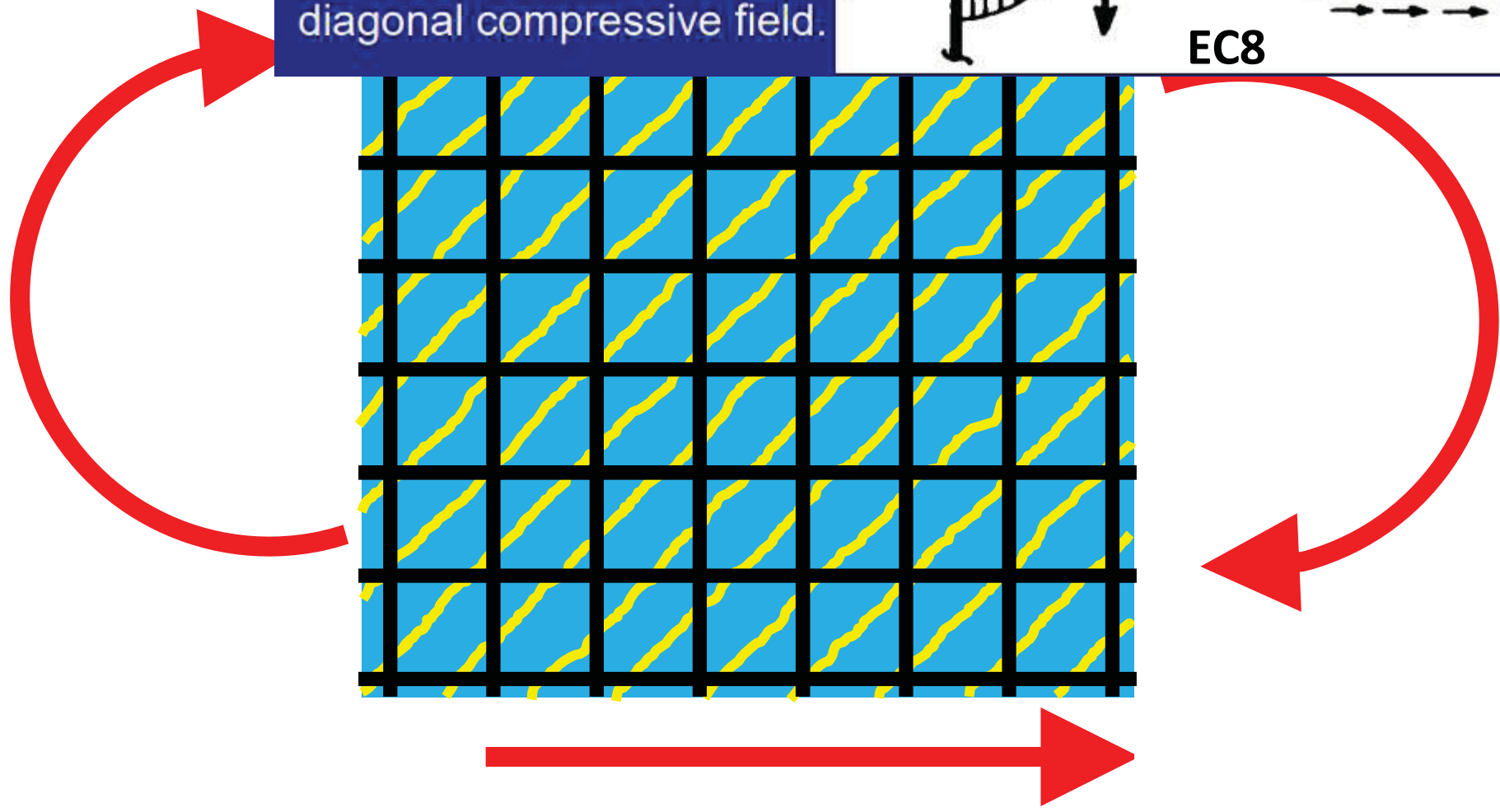
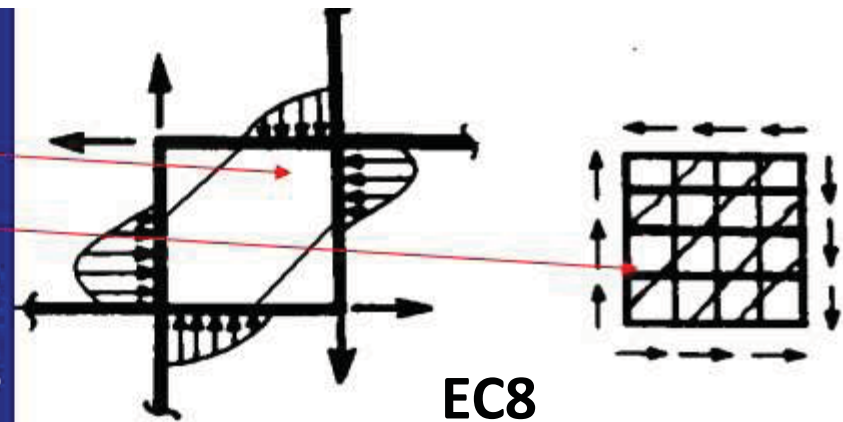




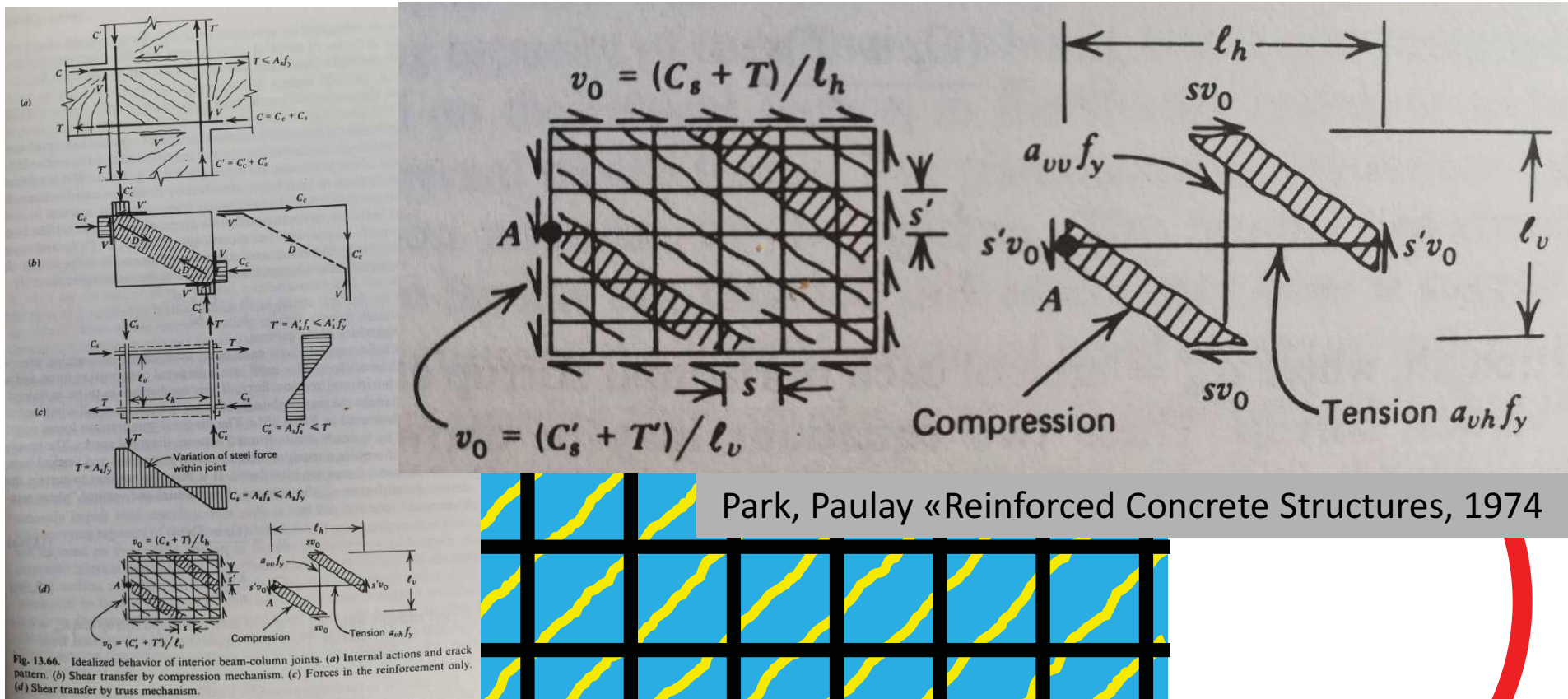


In termini di verifica può essere vista come una formulazione alternativa

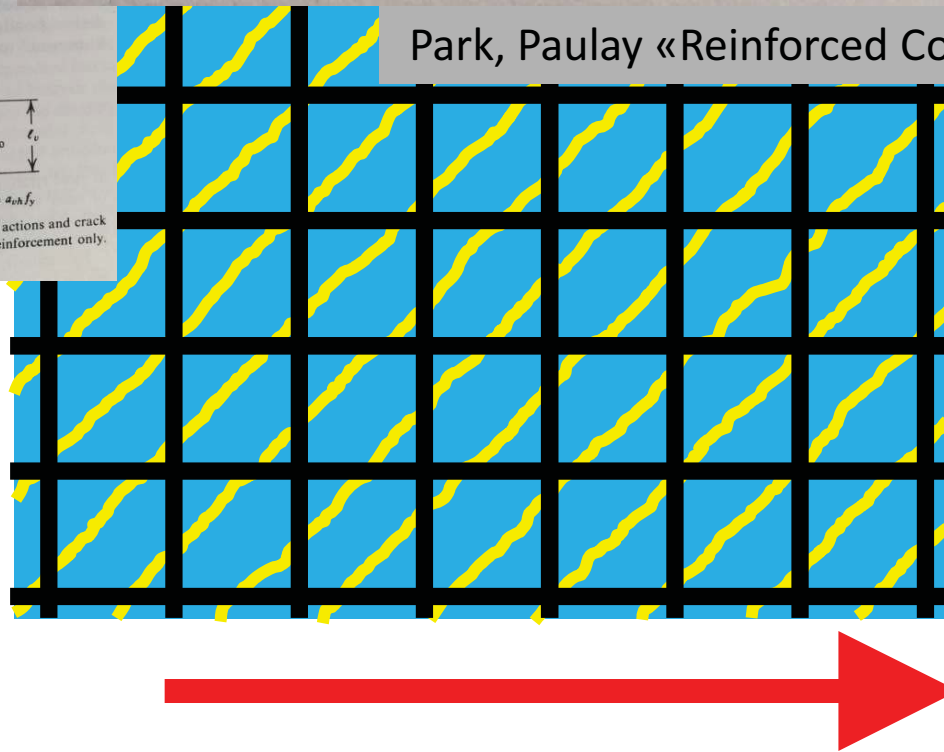
Diagonal strut
Truss of:
horizontal & vertical bars &
diagonal compressive field.



In termini di verifica può essere vista come una formulazione alternativa

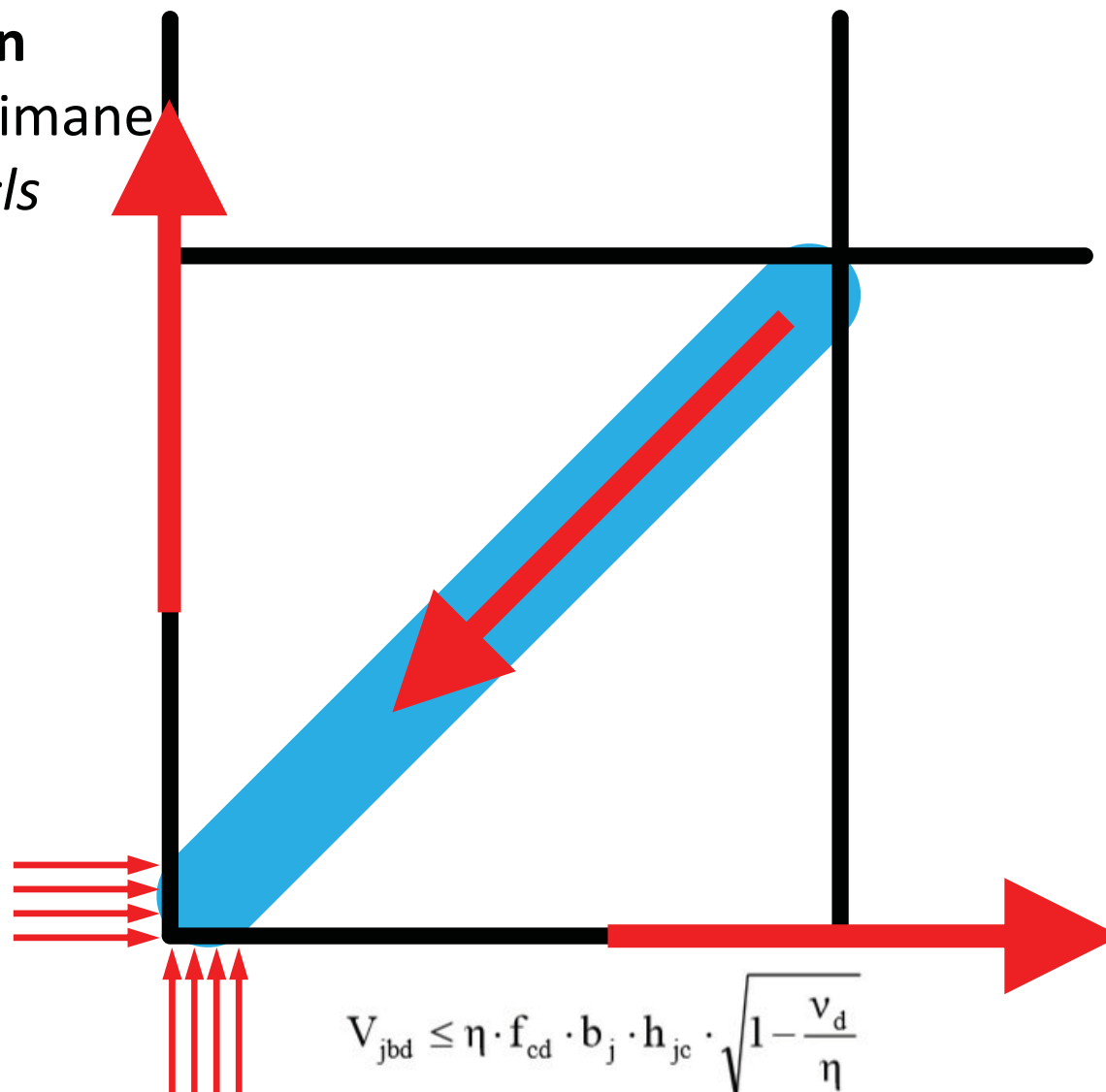


Park, Paulay «Reinforced Concrete Structures, 1974



In termini di verifica può essere vista come una formulazione alternativa

Sistema resistente a compressione **non cambia**: verifica rimane valida anche col *cls fessurato*.



$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

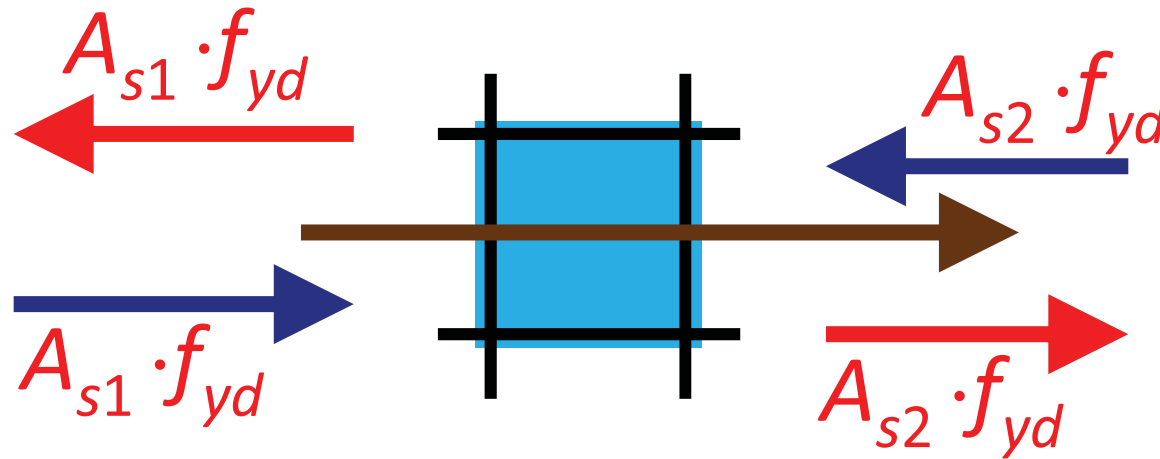
$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.



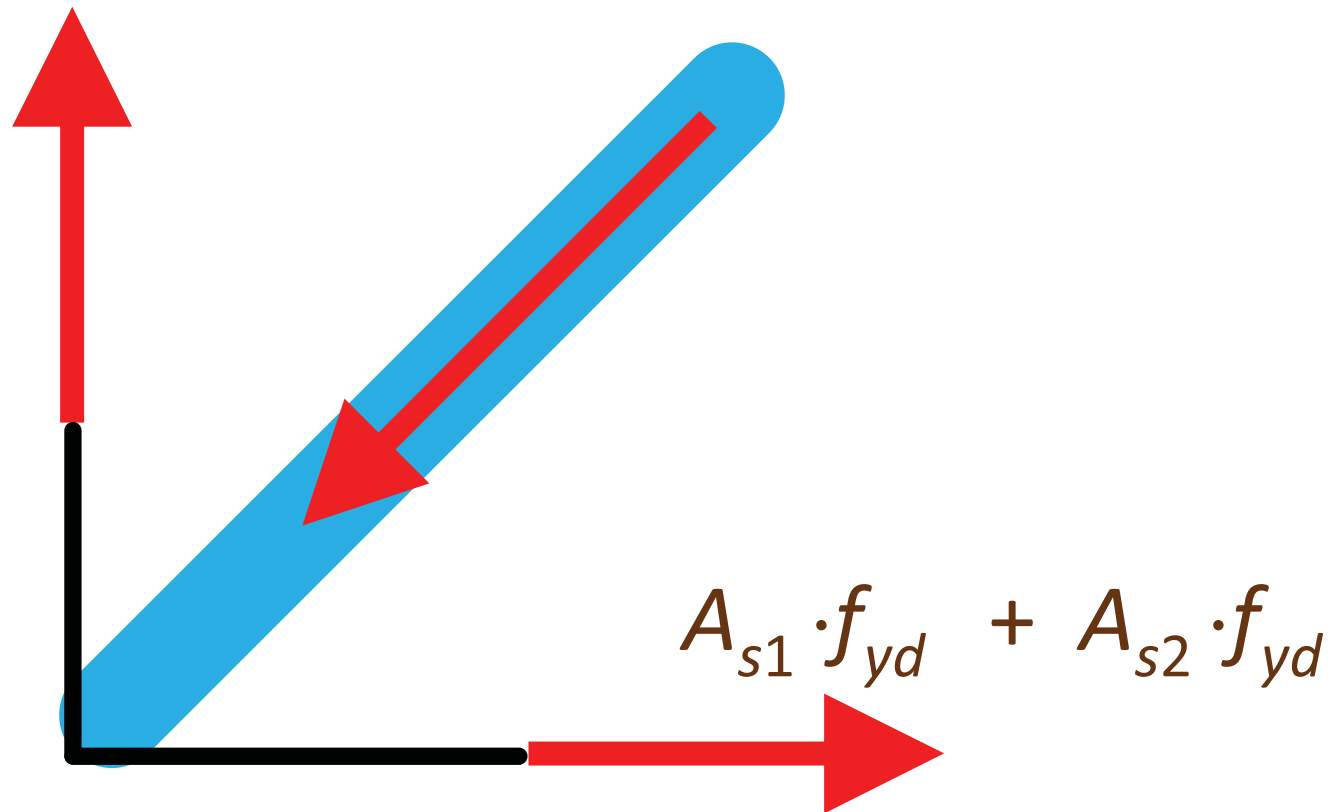
$$A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd}$$

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

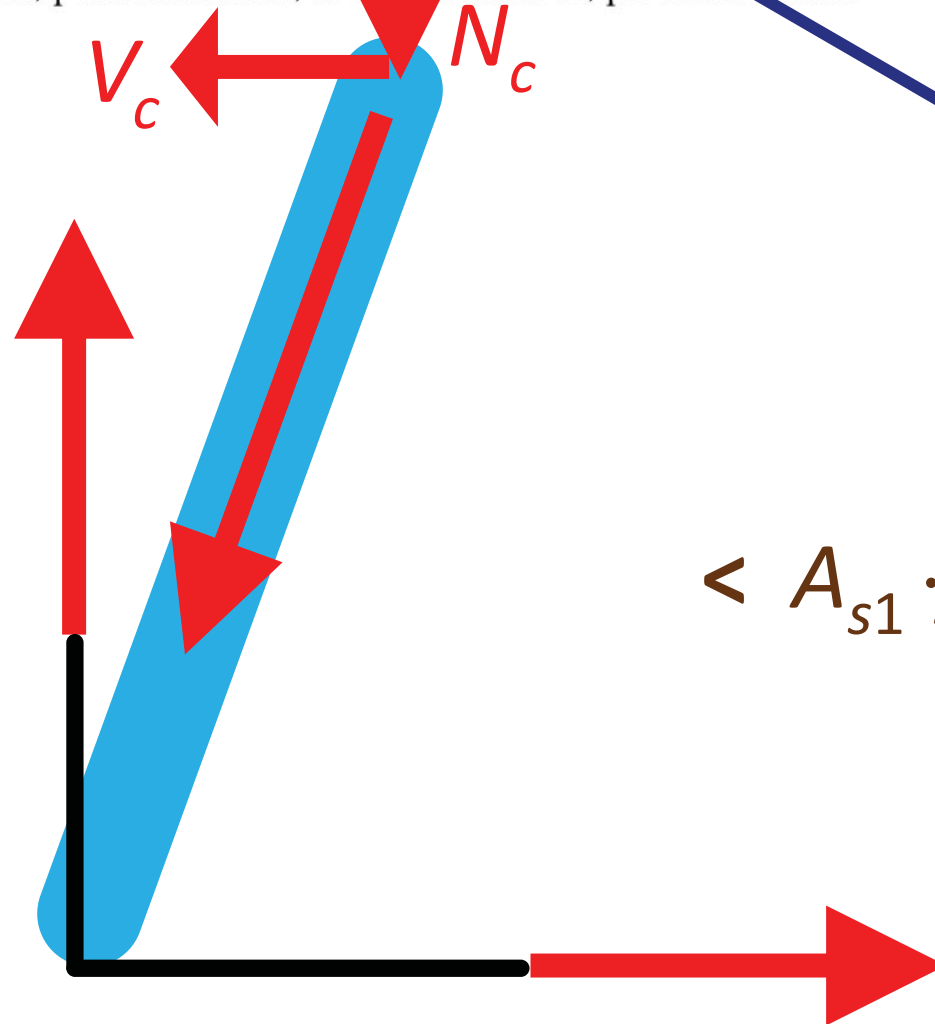


In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.



Domanda

$$< A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd}$$

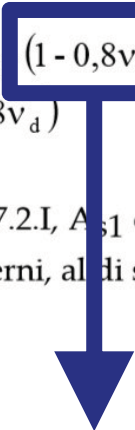
In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

$$450/24 = 18.8$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.



$$v_d = [0.20 - 0.60]$$

$$(1 - 0.8 \cdot v_d) = [0.84 - 0.52]$$

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

$$450/24 = 18.8$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Pilastri 4.5×4.5 m; $p_{ese} = 9.00$ kN/m²; $N_{ese} = 364.5$ kN; C25/30; $\gamma_{Rd} = 1.10$

→ Trave $H = 24$ cm; $A_{s1} = 16.5$ cm² (5 ϕ 20); $A_{s2} = 6.0$ cm² (3 ϕ 16);

→ Pilastro = 30×30 cm; $v_d = 0.29 \rightarrow (1 - 0.8 \times 0.5) = 0.77$

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

$$450/24 = 18.8$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Pilastri 4.5×4.5 m; $p_{ese} = 9.00$ kN/m²; $N_{ese} = 364.5$ kN; C25/30; $\gamma_{Rd} = 1.10$

→ Trave $H = 24$ cm; $A_{s1} = 16.5$ cm² (5 ϕ 20); $A_{s2} = 6.0$ cm² (3 ϕ 16);

→ Pilastro = 30×30 cm; $v_d = 0.29 \rightarrow (1 - 0.8 \times 0.5) = 0.77$

→ $A_{sh} = 16.6$ cm² → 7 St ϕ 12 (15.8 cm²), $n_b = 2$

→ 1 St ϕ 12 / 4 cm = 3.8 % del volume nodale

Rapporto geometrico d'armatura = 2.20 % > 0.4 %

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

Verifiche di duttilità

□ Gerarchia delle resistenze

□ Dettagli costruttivi

7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Qualora tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro, la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

7.4.6.2.1 Travi

Armature longitudinali

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$ e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona dissipativa, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp}/\rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad [7.4.27]$$

dove:

v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD''A'' e per CD''B'';

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD''A'' e per CD''B''.

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

Progettazione

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

in cui per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

Abbassare la domanda: diminuire l'armatura delle travi in corrispondenza del pilastro (A_{s1} e A_{s2}): analisi elastica con ridistribuzioni (4.1.1.1), plastica (4.1.1.2), non-lineare (4.1.1.3); travi tralicciate reticolari composte (meno armatura al nodo).

Aumentare l'altezza della trave: calano sia A_{s1} sia A_{s2} e aumenta il passo.

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

$\downarrow q \quad \uparrow V_c \rightarrow$ riduce le armature e la sezione del **pilastro**

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE	CU I		CU II			CU III e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)	
SLE	SLO				RIG		FUN	
	SLD	RIG	RIG		RES			
SLU	SLV	RES	RES	STA	RES	STA	STA	
	SLC		DUT ^(**)		DUT ^(**)			

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Ripensare le funzioni dell'ingegnere: responsabilità, ruoli, modalità.
 Ad esempio, il collaudo: la scadenza non può essere riferita alla
 "Relazione a struttura ultimata" (Art. 6; L. 1086/1971) ma al termine
 dell'intera costruzione.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (S1) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE	CU I		CU II			CU III e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)	
SLE	SLO				RIG		FUN	
	SLD	RIG	RIG		RES			
SLU	SLV	RES	RES	STA	RES	STA	STA	
	SLC		DUT ^(**)		DUT ^(**)			

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

7.4.6.2.2 Pilastri

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV , nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC , nel caso si utilizzino modelli non lineari.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

7.4.6.2.2 Pilastri

Dettagli costruttivi per la duttilità

7.3.

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

VERIF

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

Si dev

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

-

dove:

-

ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD "A".

Nel c

prima

costru

proge

comp

μ_{ϕ} è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

Per st

nel pr

Per le

vertic

divers

della c

• a

• a

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

Le ver

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

niti in

li, sia

ologie

e della

ure a

ccisate

turali

a non

tilità

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

7.3.6.3 IMPIANTI (IM)

7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati.

7.3.6.3 IMPIANTI (IM)

VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO (FUN)

Per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo *SL* e alla *CU* considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati.

Anche le velocità

SLV – verifiche da definire

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

SLO ospedali; alcuni edifici per la produzione: accelerazioni, velocità.

SLV ospedali; alcuni edifici per la produzione: accelerazioni, velocità.

SLD legno: impermeabilizzazione.

Riparare un edificio che ha raggiunto lo SLD costa mediamente il 15 ÷ 16 % del CR (L'Aquila: 196 €/m² CR = 1200 €/m² → C.A. = 184 €/m²; muratura 217 €/m²).

Ospedali: contenuto = 0.40 ÷ 0.50 × CR + costi interruzione servizio.

7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

7.3.6.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %.

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

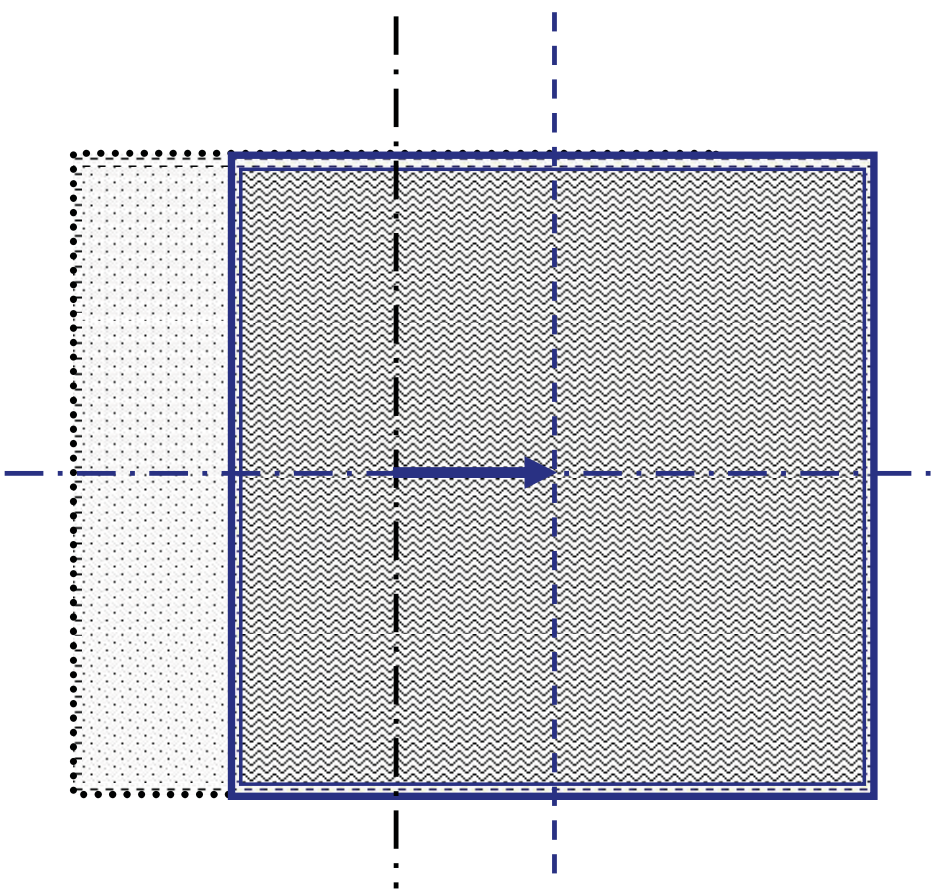
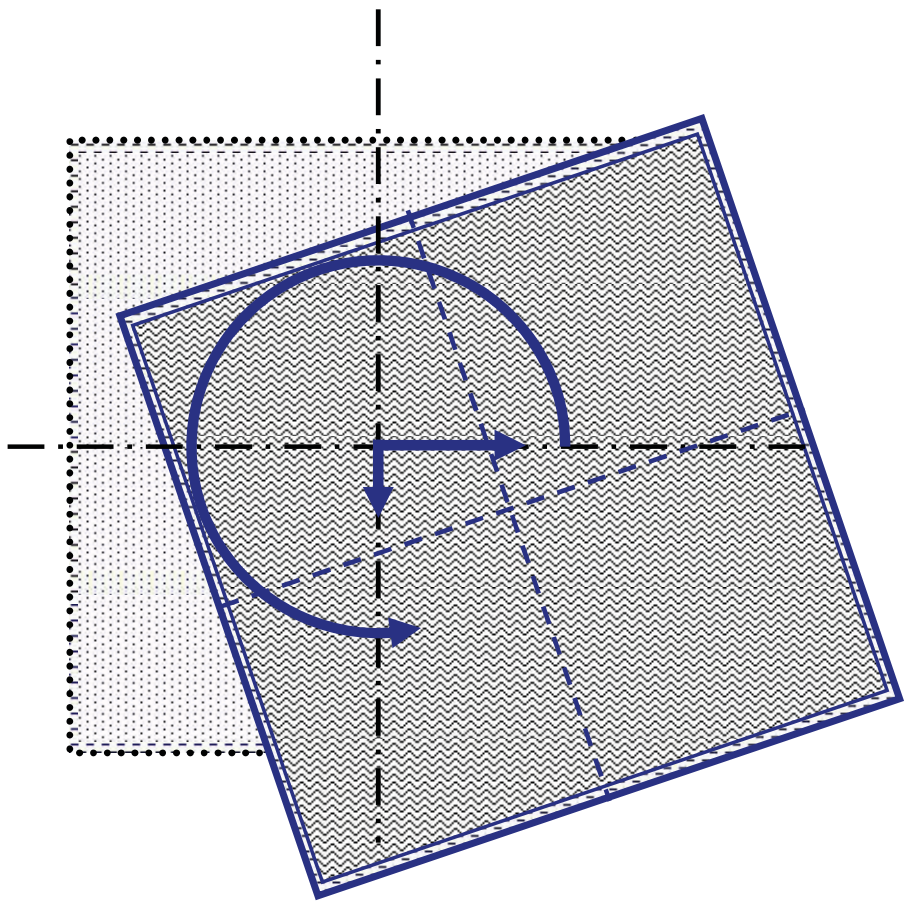
7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

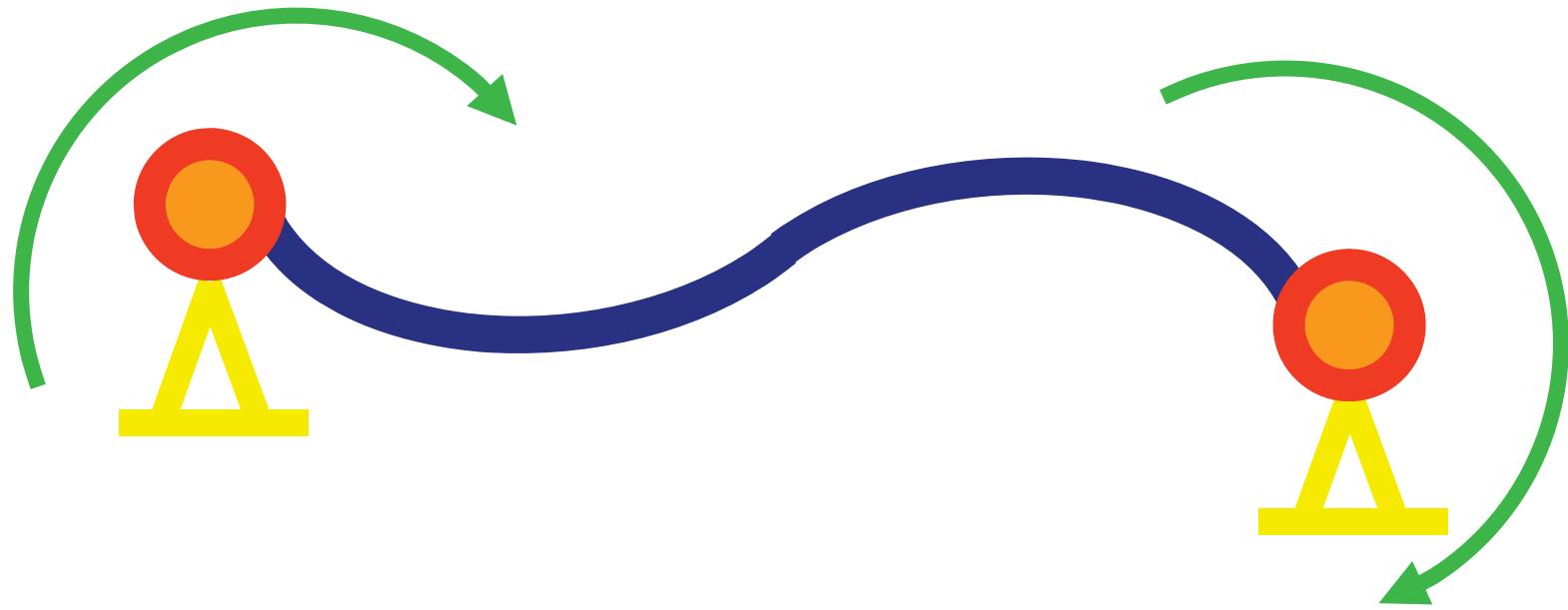
Gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da consentire la ridistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.







L'Aquila



Palazzina
Vittorini



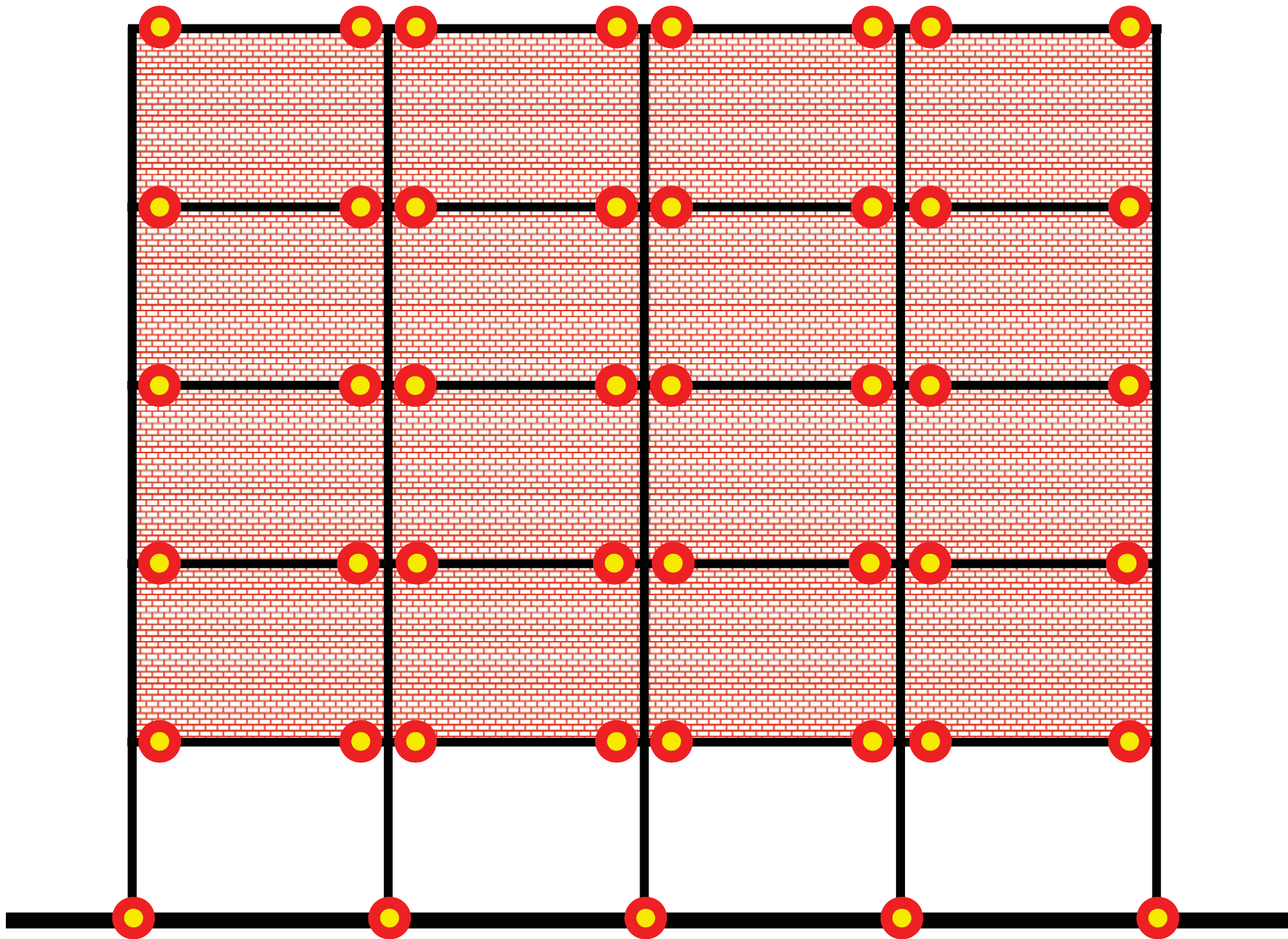


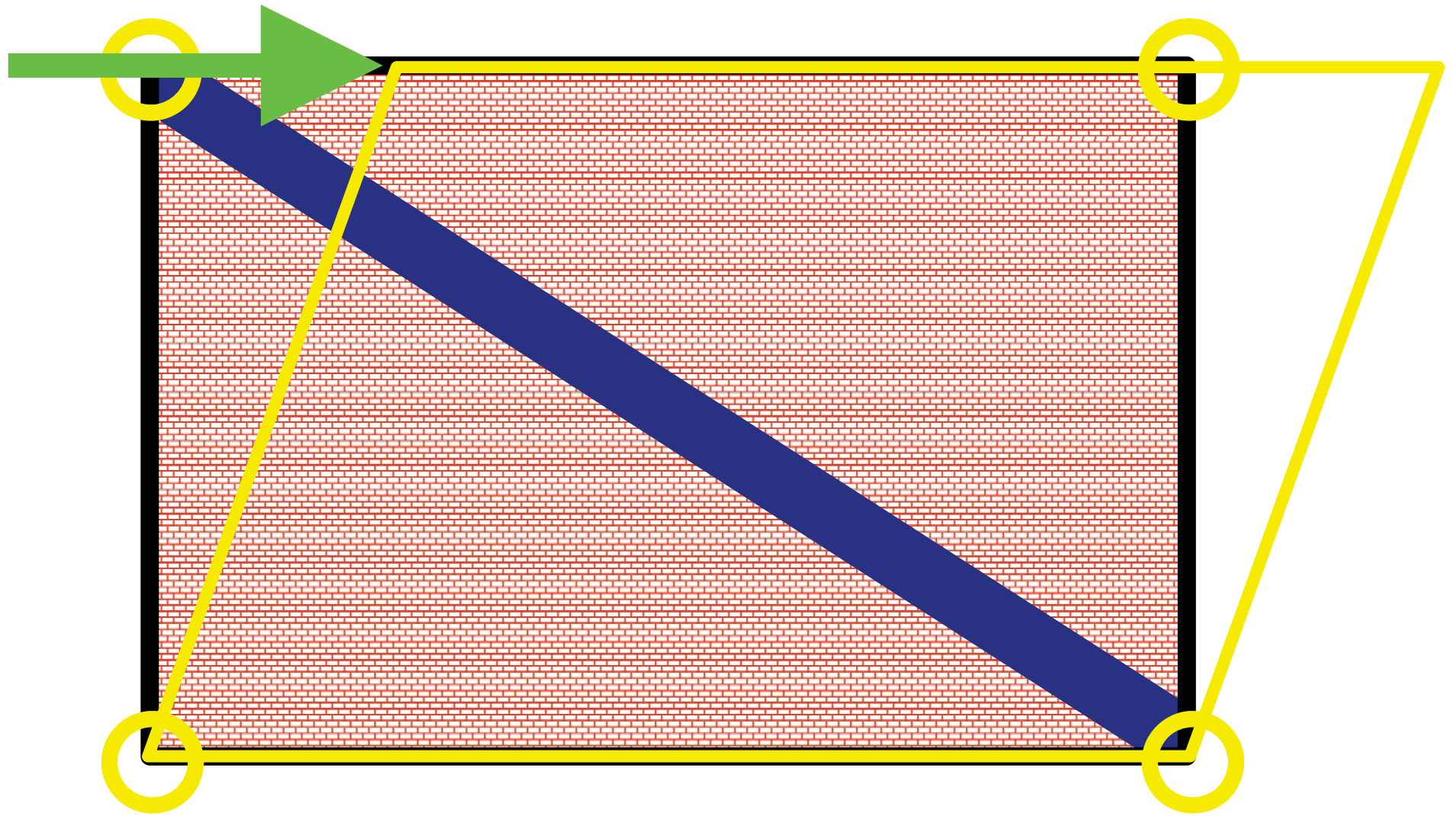
g) nelle strutture intelaiate progettate in CD “B” il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall’analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l’ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

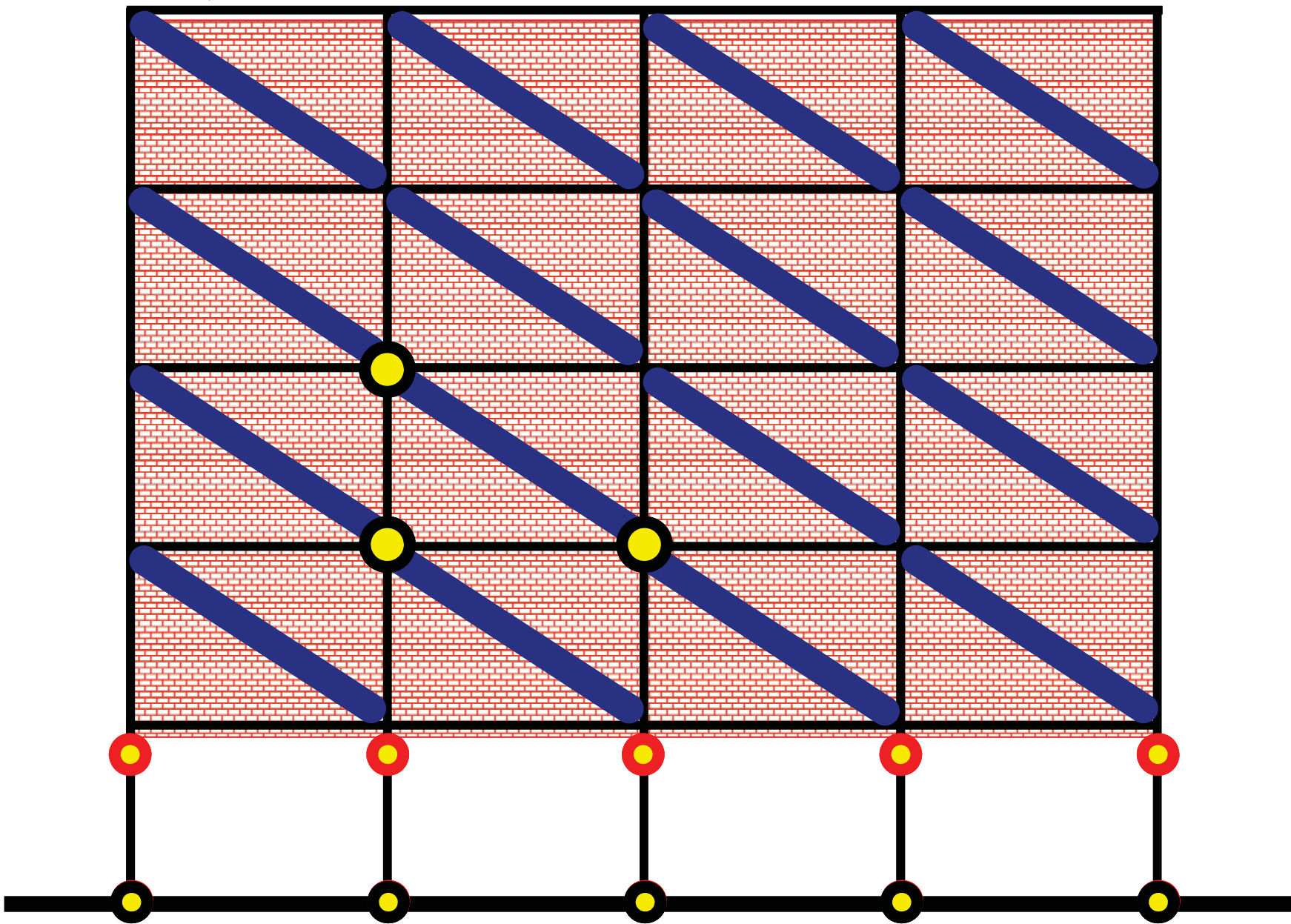
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all’altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull’altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell’azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall’analogo rapporto calcolato per l’orizzontamento adiacente); può fare eccezione l’ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all’orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l’ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

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 rigidezza 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 secondo il metodo delle linee di influenza, non superano il 10% della deformazione della deformazione della struttura ad essa soprastante.

Elementi costruttivi non strutturali (tamponature): considerati marginalmente → continua a essere *parzialmente* trascurato il contributo/effetto delle tamponature su rigidezza e resistenza.







7.2.

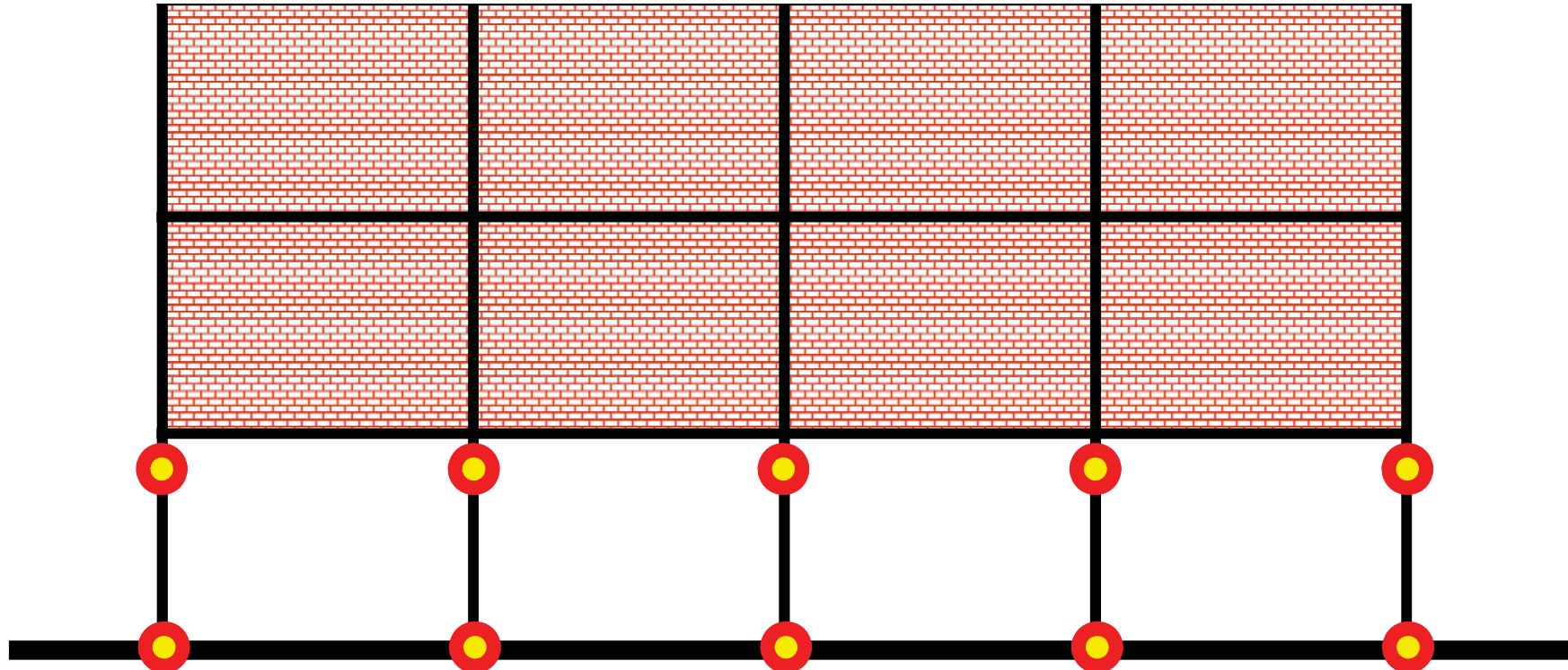
CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.3.

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.



7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI

L'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione della loro capacità in rigidezza, resistenza e duttilità, in aggiunta ai limiti imposti dalle normative urbanistiche locali.

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$.

Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S/0,5g$.

Rimane uguale nella sostanza (a differenza di quanto si legge)

Inversione dei punti 7.2.1 e 7.2.2.

Nelle NTC/2018, come più logico:

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

7 7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

7.0. GENERALITÀ

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV , da $a_g S \leq 0,075g$, in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto SLV su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV ;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

7.4.4

DIMENSIONI

7.5.4.

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE RICHIESTE PER LE COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.4.2 PILASTRI

7.5.

COSTRUZIONI DI ACCIAIO

II DI CALCESTRUZZO

7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità c 7.5.4.2 COLONNE a corrispondente domanda.

Presso-flessione

Per le strutture in CD "A" capacità massima a comprese $\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$ [7.5.11] vamente, il 55% e il 65% della iderate.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione 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:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

Nella [7.4.4] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.4.4] va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (v. fig. 7.4.2).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

7.4.4

DIMENSIONAMENTO

7.4.4.2 PILASTRI

7.4.4.2.1 Verifiche

In ogni sezione la capacità

Presso-flessione

Per le strutture in CD (Categorie Diverse) la capacità massima a compressione

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

7.5.4. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

7.5.4.2 COLONNE

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad [7.4.4]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

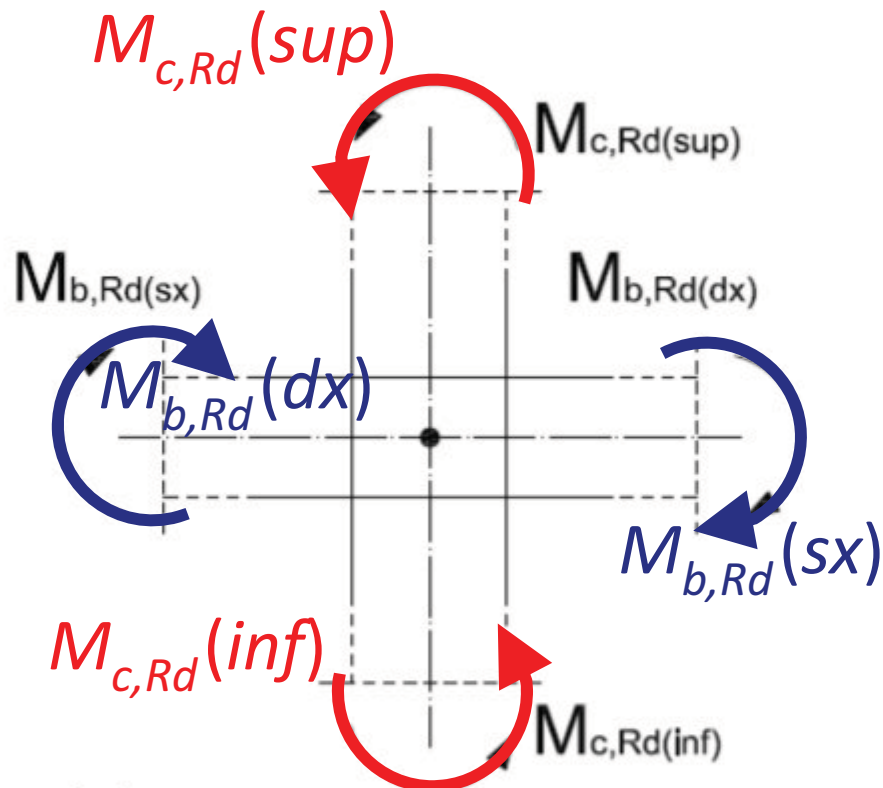
$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

Nella [7.4.4] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.4.4] va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (v. fig. 7.4.2).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

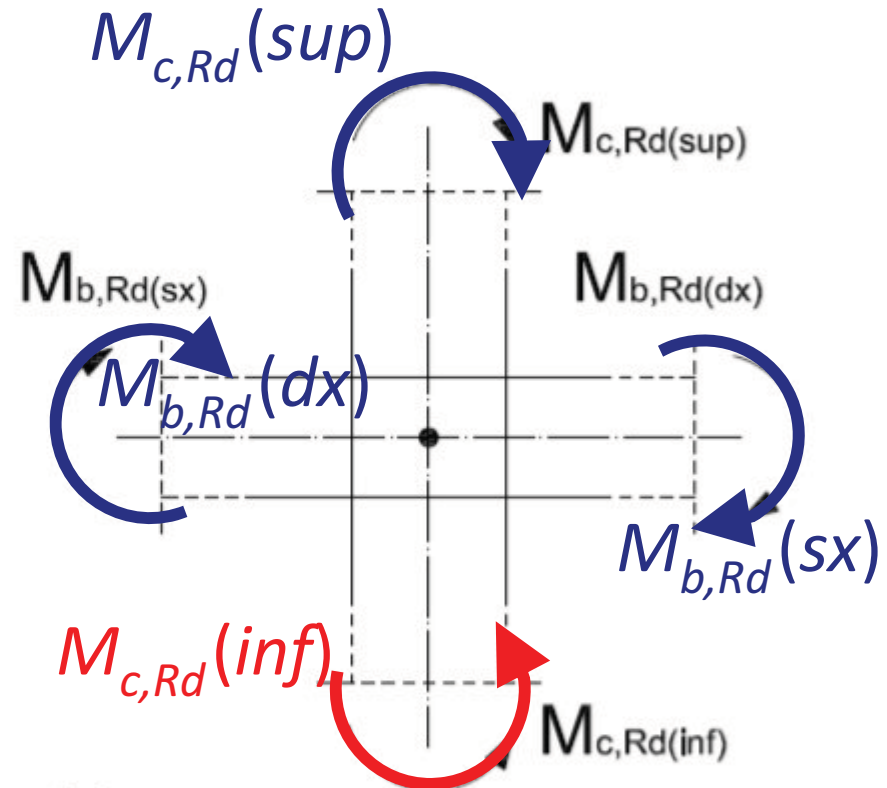
$M_{c,Rd(sup)}$ e $M_{c,Rd(inf)}$ concordi



$$\sum M_{c,Rd} = M_{c,Rd(inf)} + M_{c,Rd(sup)}$$

$$\sum M_{b,Rd} = M_{b,Rd(dx)} + M_{b,Rd(sx)}$$

$M_{c,Rd(sup)}$ e $M_{c,Rd(inf)}$ discordi



$$\sum M_{c,Rd} = M_{c,Rd(inf)}$$

$$\sum M_{b,Rd} = M_{b,Rd(dx)} + M_{b,Rd(sx)} + M_{c,Rd(sup)}$$

Fig. 7.4.2 – Progettazione in capacità dei pilastri

La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.

Se il pilastro è corto V_{Ed} diventa molto grande

7.4.4.2 PILASTRI

7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}})$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza l_p è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Pilastro corto: **attira** forza sismica ($1/L^3 - 1/L$); pone la resistenza a taglio al livello gerarchico inferiore (L^1 vs. L^0). Il fatto di essere corto garantisce la GR a flessione; però **rende** critico a taglio.

7.4.4.2

7.4.4.2.1

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}}\right)$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza l_p è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Pilastro corto: **attira** forza sismica ($1/L^3 - 1/L$); pone la resistenza a taglio al livello gerarchico inferiore (L^1 vs. L^0). Il fatto di essere corto garantisce la GR a flessione; però lo rende critico a taglio.

7.4.4.2

7.4.4.2.1

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} :

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \dots)$$

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione

l_p è la lunghezza del pilastro

Nel caso in cui le tabelle

la parte del pilastro

all'estensione della parte

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.5.5.

7.5.4. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

7.5.4.2 COLONNE

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad [7.5.9]$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.10]$$

5.4.2.2

Travi

ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} sono rispettivamente la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne e la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo [vedere punto 4.4.2.3(4)]. Si raccomanda che il valore di ΣM_{Rc} corrisponda alla(e) azione(i) assiale(i) della colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica;

sismico. Si raccomanda di considerare la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi collegate ai nodi in cui l'estremità della colonna converge o (se esse si formano lì prima) nelle estremità delle colonne (vedere figura 5.2).

- (2) I momenti di estremità $M_{i,d}$ in (1)P del presente sottopunto possono essere determinati con la seguente espressione:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \right) \quad (5.9)$$

dove:

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio e al confinamento del calcestruzzo della zona compressa della sezione, preso uguale a 1,1;

$M_{Rc,i}$ è il valore di progetto del momento resistente della colonna all'estremità i nel senso del momento flettente sismico sotto il senso considerato dell'azione sismica;

ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} sono definiti nel punto 5.4.2.2(2).

- (3) Si raccomanda che i valori di $M_{Rc,i}$ e ΣM_{Rc} corrispondano alla(e) azione(i) assiale(i) nella colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica.

5.4.2.2
NORMA

Travi
progettazione

La presente norma è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1998-1 (edizione dicembre 2004).

1998-1

ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb}
E
5

sono rispettivamente la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne e la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo [vedere punto 4.4.2.3(4)]. Si raccomanda che il valore di ΣM_{Rc} corrisponda alla(e) azione(i) assiale(i) della colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica; di taglio devono essere o la capacità, sulla base azioni di estremità $M_{i,d}$ ve), corrispondenti alla e negative del carico

sismico. Si raccomanda di considerare la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi collegate ai nodi in cui l'estremità della colonna converge o (se esse si formano lì prima) nelle estremità delle colonne (vedere figura 5.2).

- (2) I momenti di estremità $M_{i,d}$ in (1)P del presente sottopunto possono essere determinati con la seguente espressione:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (5.9)$$

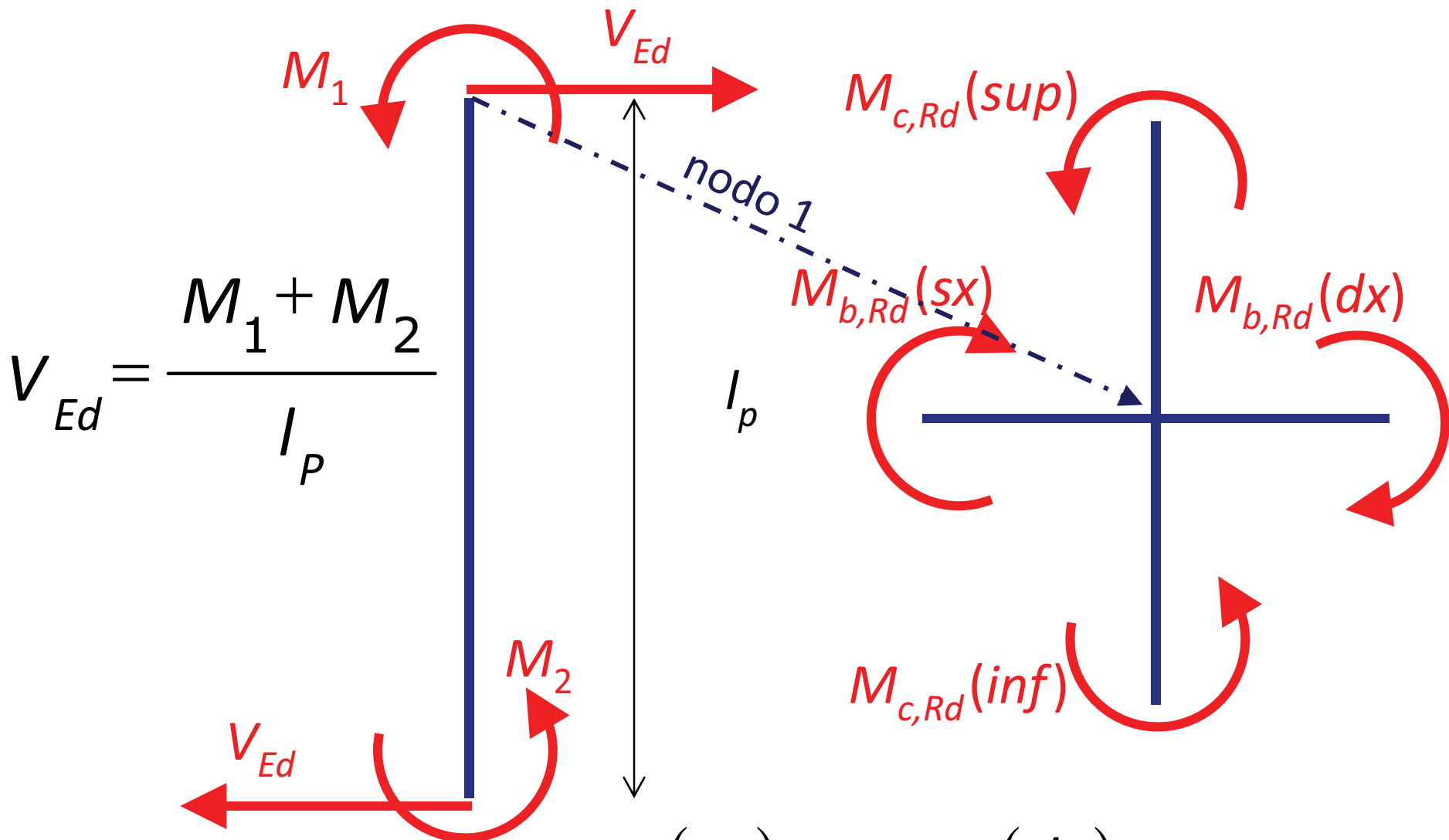
dove:

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio e al confinamento del calcestruzzo della zona compressa della sezione, preso uguale a 1,1;

$M_{Rc,i}$ è il valore di progetto del momento resistente della colonna all'estremità i nel senso del momento flettente sismico sotto il senso considerato dell'azione sismica;

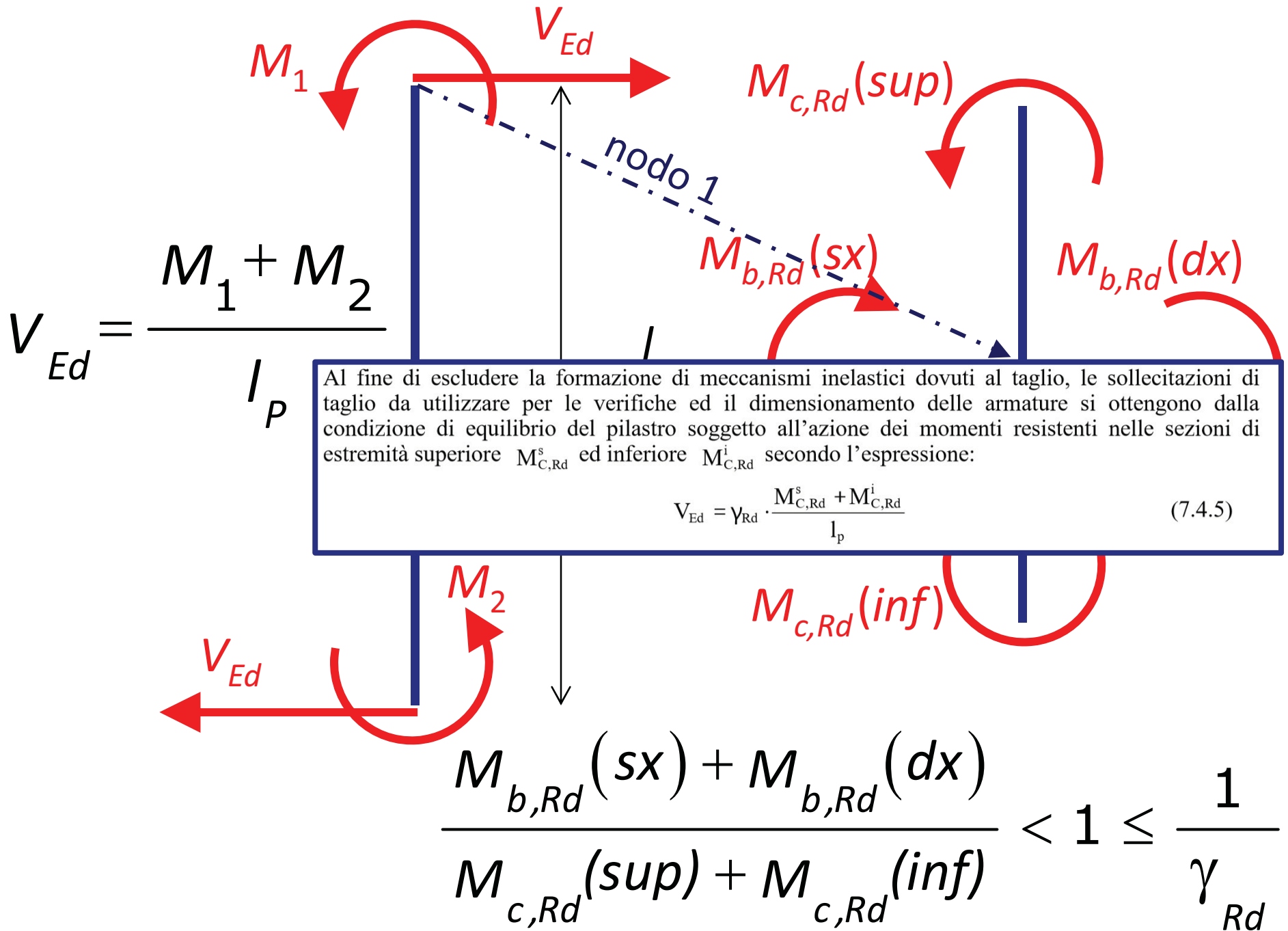
ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} sono definiti nel punto 5.4.2.2(2).

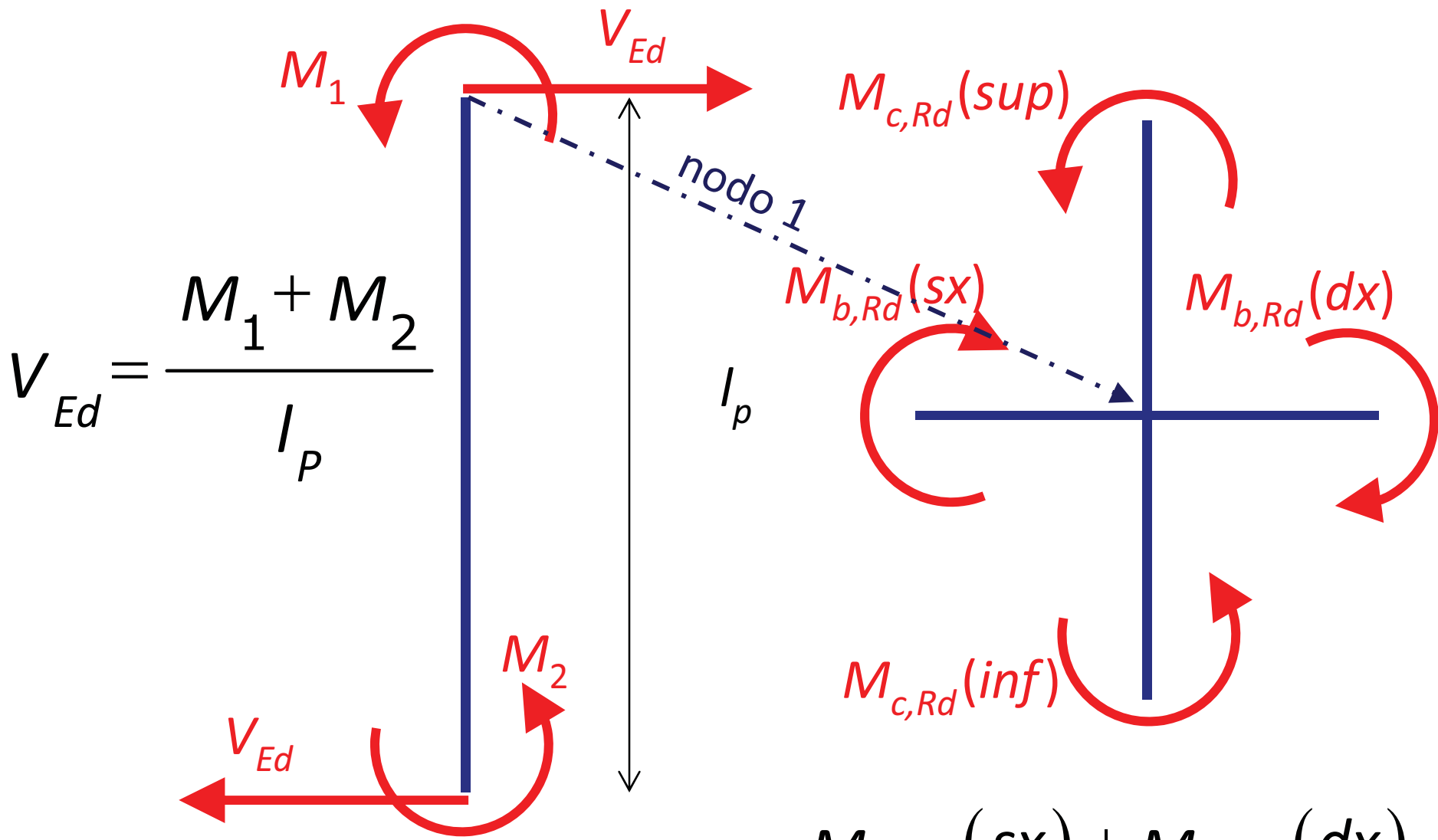
- (3) Si raccomanda che i valori di $M_{Rc,i}$ e ΣM_{Rc} corrispondano alla(e) azione(i) assiale(i) nella colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica.



$$V_{Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_p}$$

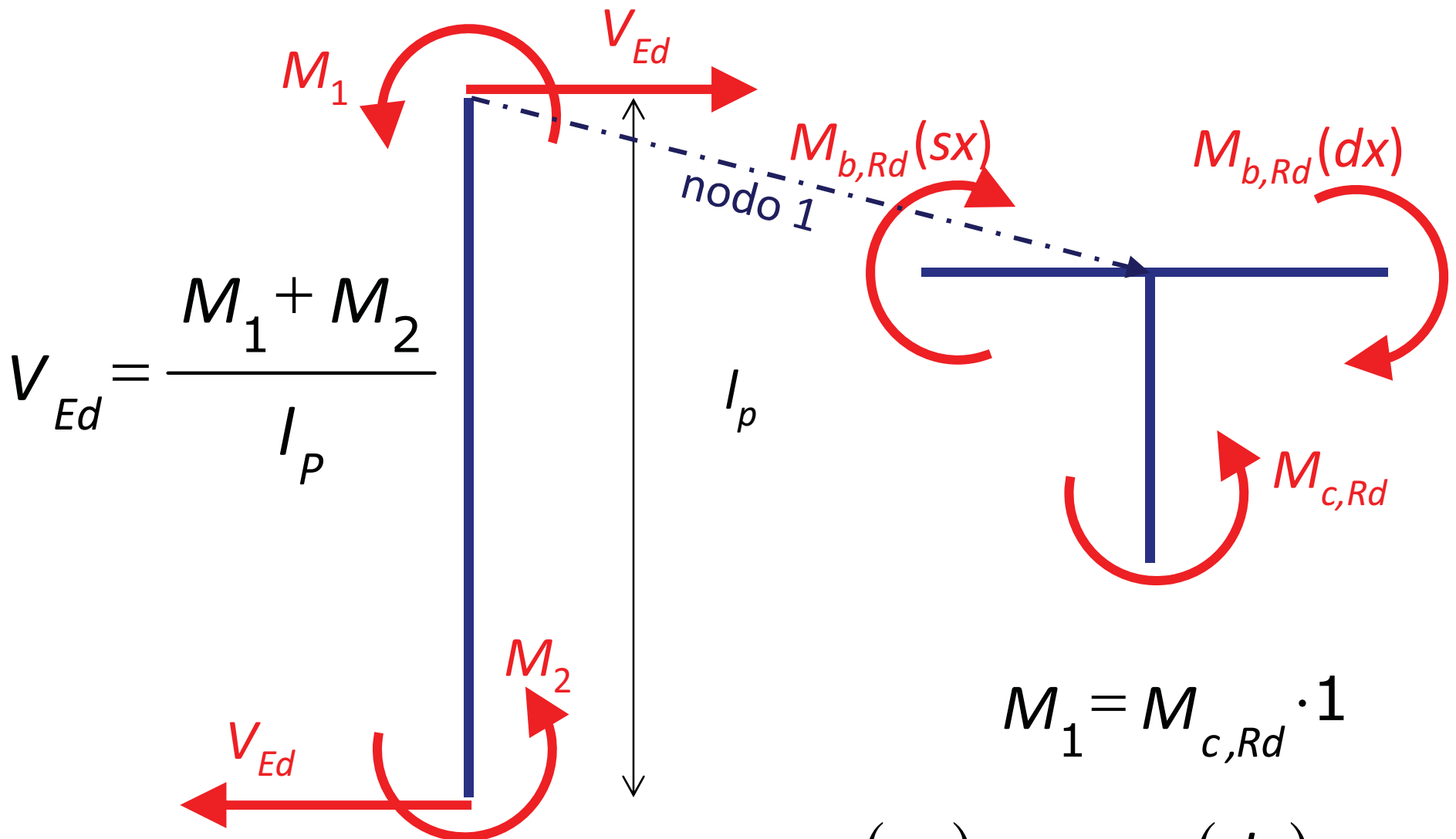
$$\frac{M_{b,Rd}(sx) + M_{b,Rd}(dx)}{M_{c,Rd}(sup) + M_{c,Rd}(inf)} < 1 \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}}$$





$$V_{Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_p}$$

$$M_1 = M_{c,Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}(sx) + M_{b,Rd}(dx)}{M_{c,Rd}(sup) + M_{c,Rd}(inf)}$$



$$V_{Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_p}$$

$$M_1 = M_{c,Rd} \cdot 1$$

$$\frac{M_{b,Rd}(sx) + M_{b,Rd}(dx)}{M_{c,Rd}} > 1$$

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari.

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado di mantenere la loro portanza nei confronti dei carichi verticali nella configurazione deformata più sfavorevole tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche, nei modi specificati nel §7.3. I particolari costruttivi che si applicano agli elementi strutturali secondari sono quelli prescritti al cap. 4 solo per gli elementi che non subiscono plasticizzazioni sotto le azioni di progetto allo SLU. In caso contrario valgono le prescrizioni del cap. 7.

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari.

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado di mantenere la loro portanza nei confronti dei carichi verticali nella configurazione deformata più sfavorevole tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche, nei modi specificati nel §7.3. I particolari costruttivi che si applicano agli elementi strutturali secondari sono quelli prescritti al cap. 4 solo per gli elementi che non subiscono plasticizzazioni sotto le azioni di progetto allo SLU. In caso contrario valgono le prescrizioni del cap. 7.

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Elemento non-strutturale costruito vs. assemblato: le responsabilità possono orientare le scelte (vedasi legno).

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a / T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

Osservazioni formulate dai produttori di componenti costruttivi non-strutturali
Scarsa attenzione agli elementi costruttivi non strutturali, come le tamponature.
Le NTC/2008 hanno introdotto l'obbligo della verifica locale, insieme alla formulazione dell'input sismico.
L'eliminazione dell'espressione per valutare S_a e q_a come pure il fatto che tuttora non sia definita la capacità, rende sterile il passaggio.
Continua ad essere trascurato il contributo delle tamponature in termini di rigidità e di resistenza. Ciò può condurre a progettazioni particolarmente conservative con pareti robuste, e non sicure con pannellature deboli o con difetti costruttivi.

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a / T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

Tabella 7.2.I – *Valori di q_a per elementi non strutturale*

Per le verifiche si può fare riferimento all'EC8.

Le richieste dei produttori implicherebbero che tali componenti assumessero il ruolo di strutture primarie.

→ Progettazione ed esecuzione in modo da definire gli SL sismici

→ Sistema sismo-resistente: l'intera costruzione

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

SLC → rigidezza fessurata

SLV → rigidezza fessurata / in parte fessurata e in parte non-fessurata

SLD → rigidezza non-fessurata

SLO → rigidezza non-fessurata

Viene solo esplicitata una procedura che prima era implicita (a differenza di quanto si legge).

Tale procedura vale sia per SLU vs. SLE, sia per SL flessione vs.

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

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.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo *SLV* è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

Viene esplicitato che si possono fare analisi con q diversi nelle due direzioni.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

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

ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare può essere utilizzata sia per sistemi strutturali a comportamento non dissipativo, sia per sistemi strutturali a comportamento dissipativo (§ 7.2.2) e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche. Nei sistemi strutturali a comportamento dissipativo i legami costitutivi utilizzati devono tener conto anche della riduzione di resistenza e della resistenza residua, se significative.

Analisi non-lineare per carichi gravitazionali.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV , ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo *SLV*, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

**Effetto $P-\Delta$ allo *SLV* delle strutture intelaiate in acciaio:
detta le dimensioni delle strutture.**

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

Sia per analisi lineare dinamica, sia per analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

La stessa indicazione manca per le analisi non-lineari.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

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

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad (7.3.4)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

La CQC tiene conto della correlazione tra i modi propri; tende alla SQSS al distanziarsi delle frequenze.

E.L. Wilson, A. Der Kiureghian and E.P. Bayo
A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis.
Short Communications. Earthquake Engineering and
Structural Dynamics (John Wiley & Sons), 1981;
Vol. 9: 187-194.

EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 9, 187-194 (1981)

SHORT COMMUNICATIONS

A REPLACEMENT FOR THE SRSS METHOD IN SEISMIC ANALYSIS

E. L. WILSON*, A. DER KIUREGHIAN† AND E. P. BAYO‡

Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, U.S.A.

SUMMARY

It is well-known that the application of the Square-Root-of-Sum-of-Squares (SRSS) method in seismic analysis for combining modal maxima can cause significant errors. Nevertheless, this method continues to be used by the profession for significant buildings. The purpose of this note is to present an improved technique to be used in place of the SRSS method in seismic analysis.

A Complete Quadratic Combination (CQC) method is proposed which reduces errors in modal combination in all examples studied. The CQC method degenerates into the SRSS method for systems with well-spaced natural frequencies. Since the CQC method only involves a small increase in numerical effort, it is recommended that the new approach be used as a replacement for the SRSS method in all response spectrum calculations.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad d \Rightarrow EF? \quad [7.3.6]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{1j} \cdot \quad [2.5.7]$$

Telaio in C.A. $H = 12$ m

$$T_{1-18} = 2 \cdot \sqrt[2]{\frac{12}{200}} = 0.49 \text{ s}$$

$$T_{1-08} = 0.075 \cdot 12^{0.75} = 0.48 \text{ s}$$

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

7.3.7.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Già le NTC/2008 richiedevano i requisiti di cui in tabella 7.3.III.

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SLV*.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della F_a (v. § 7.2.4) corrispondente allo *SLV*.

7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

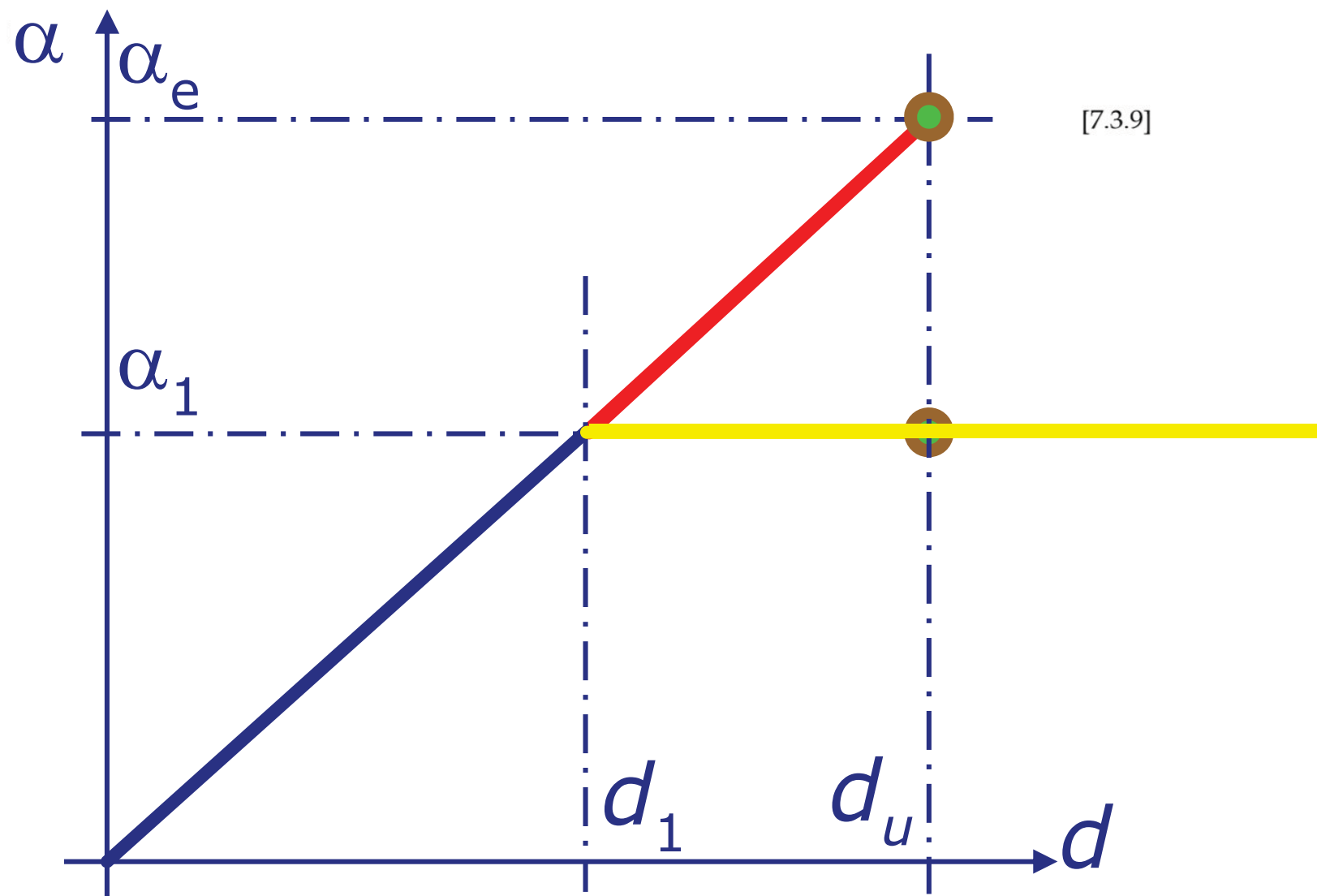
7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d). calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

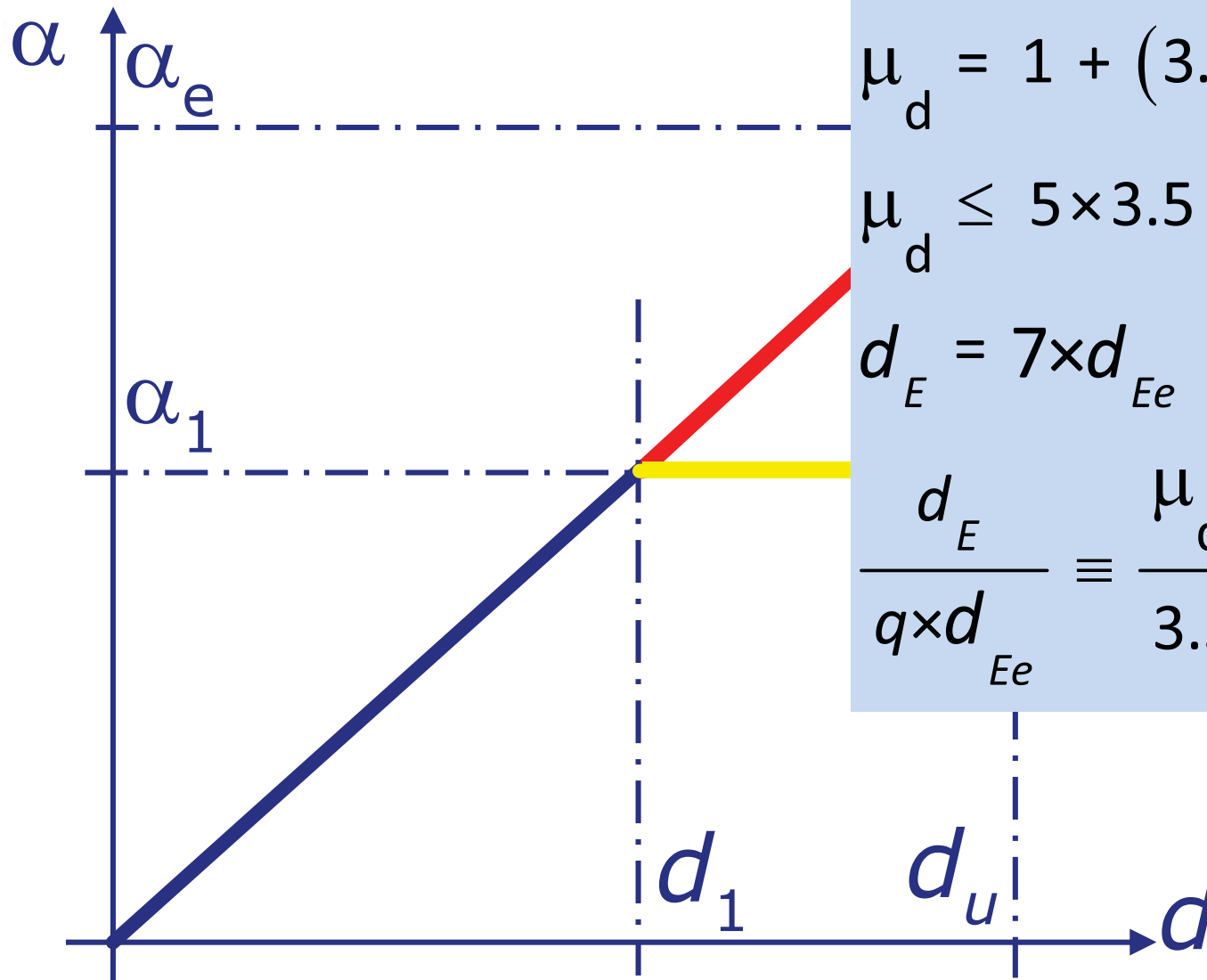
$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$



7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$



$$q = 3.5$$

$$\mu_d = 1 + (3.5 - 1) \times \frac{0.50}{0.21} = 7$$

$$\mu_d \leq 5 \times 3.5 - 4 = 13.5$$

$$d_E = 7 \times d_{Ee}$$

$$\frac{d_E}{q \times d_{Ee}} \equiv \frac{\mu_d \times d_{Ee}}{3.5 \times d_{Ee}} = 2$$

Multistory frames
(relatively high T ; i.e., > 0.4 s).

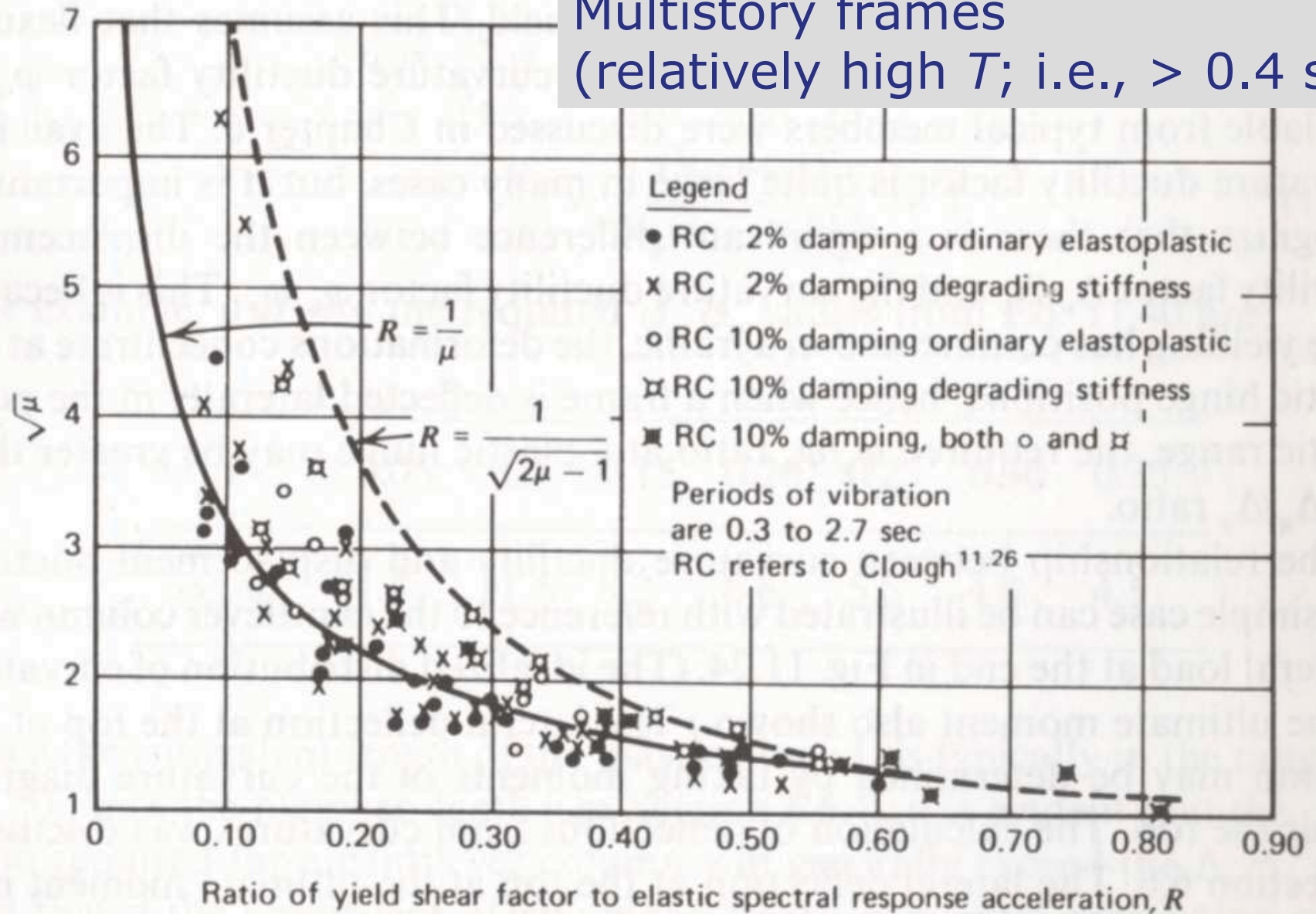
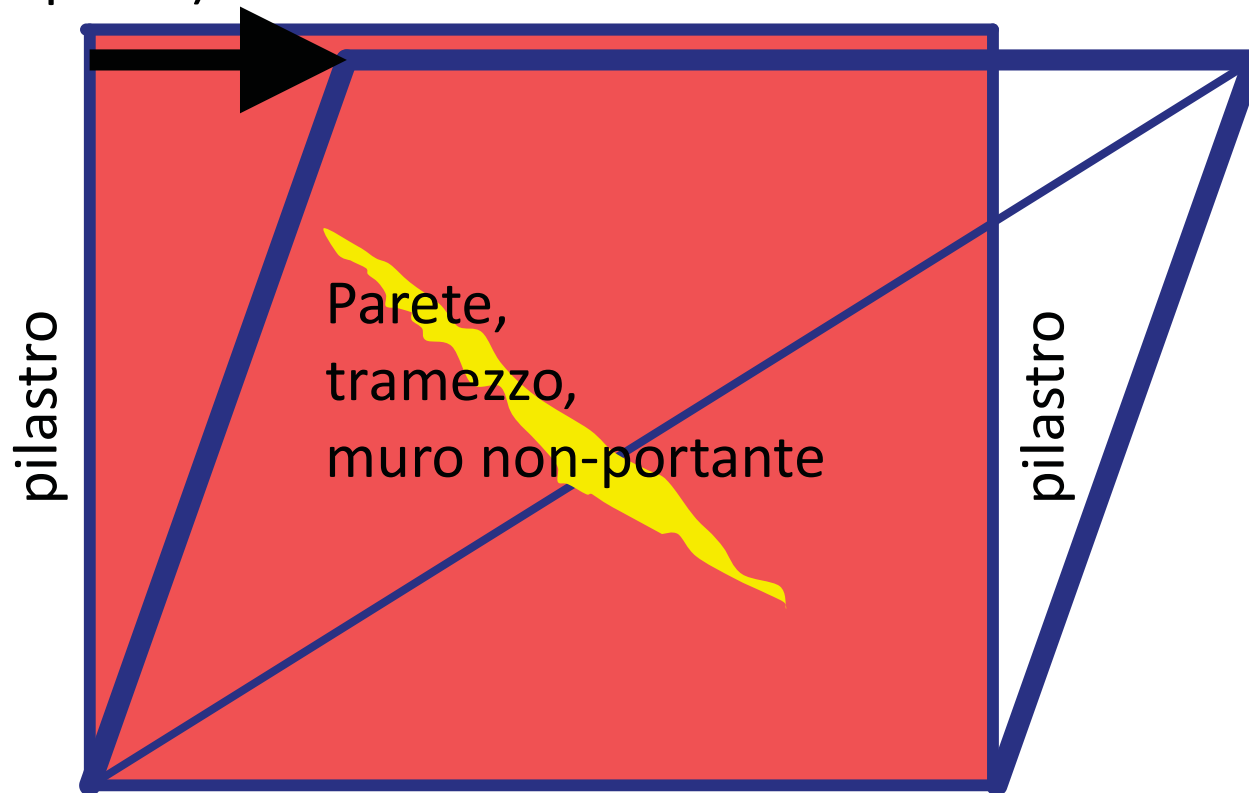


Fig. 11.23. Displacement ductility versus ratio of strength to elastic demand for single degree of freedom oscillators responding to the 1940 El Centro N-S earthquake.^{11.21}

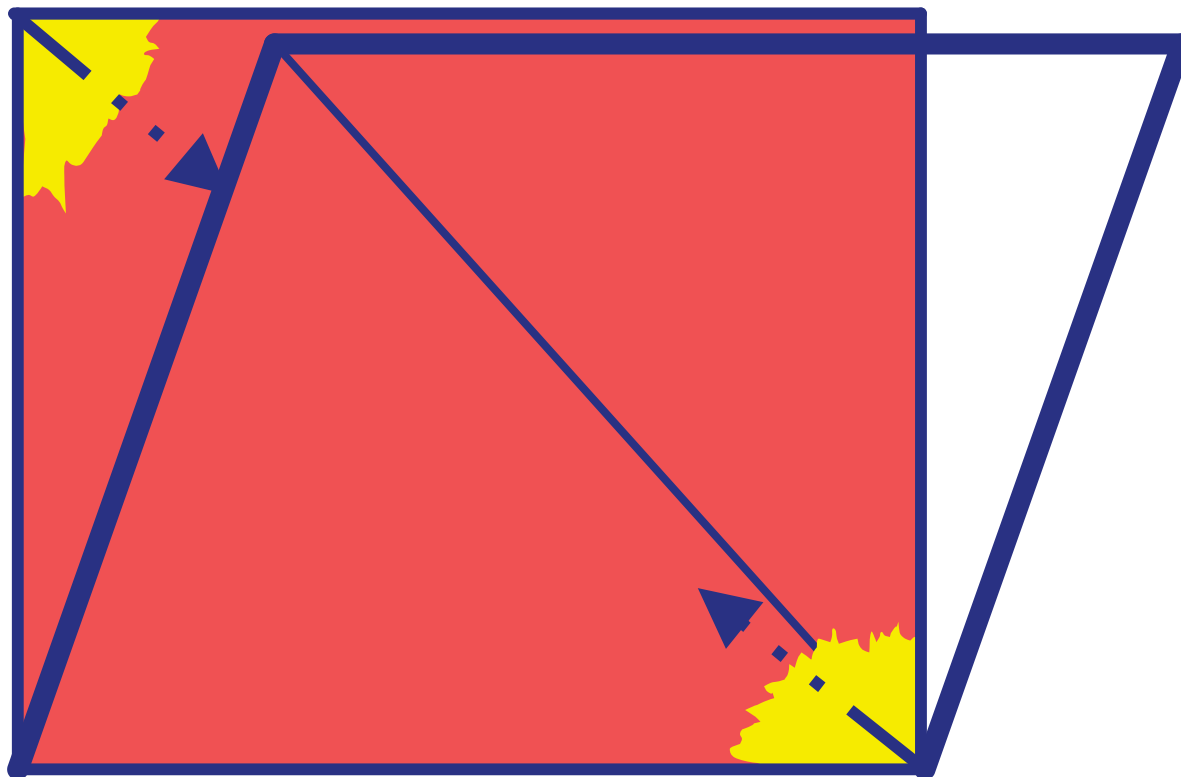
Drift
(spostamento
di interpiano)

trave e solaio



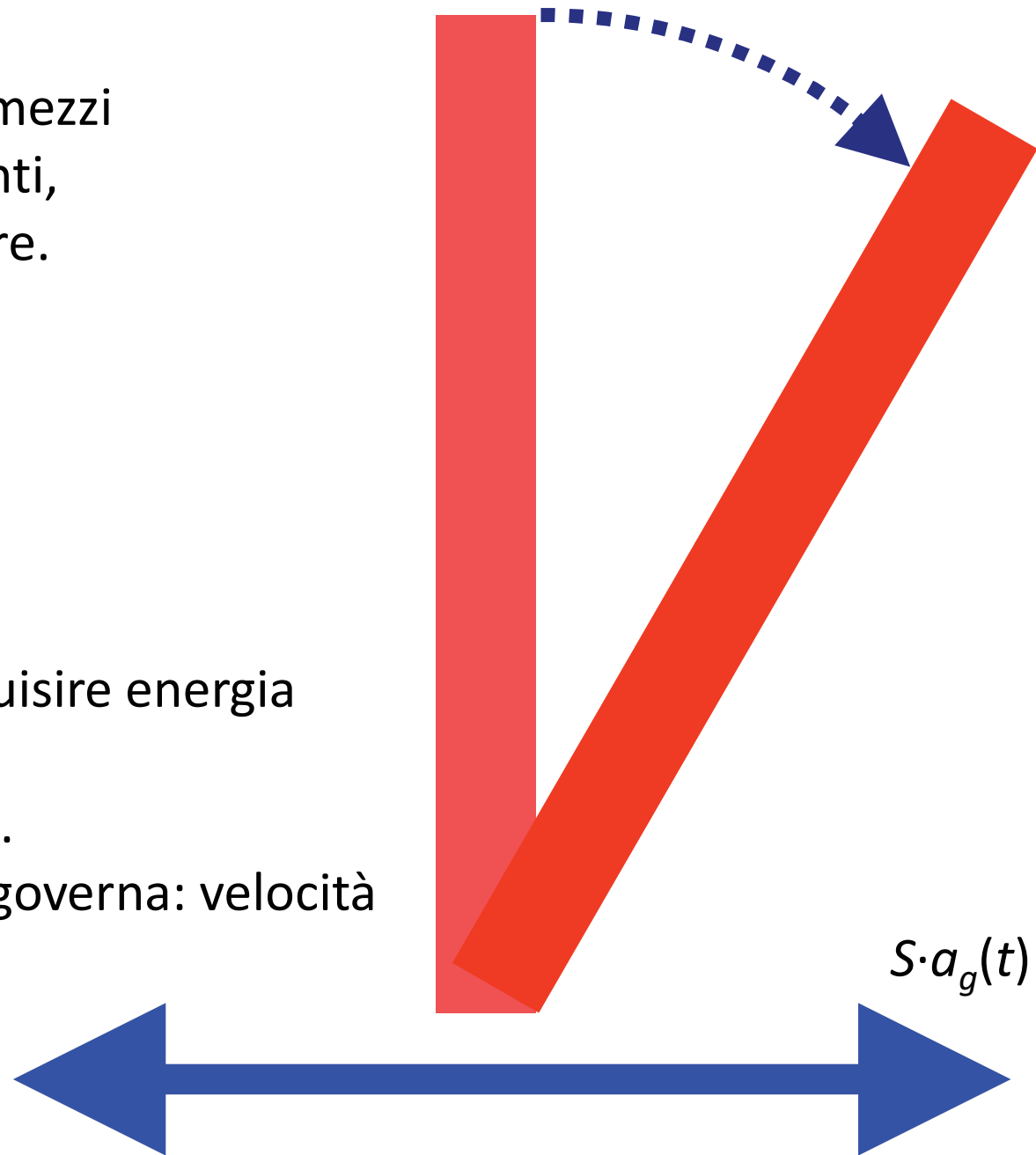
Parete,
tramezzo,
muro non-portante

trave e solaio

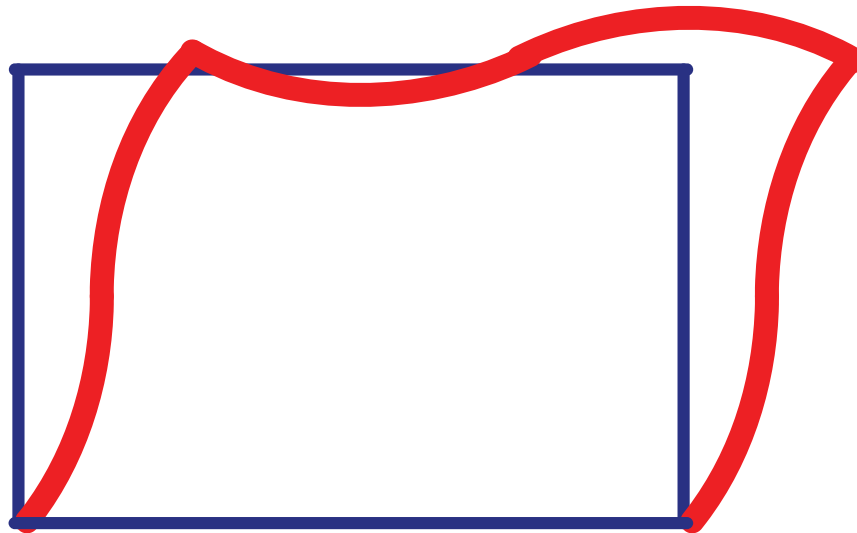


Ribaltamento tramezzi
e muri non portanti,
arredi, attrezzature.

Ribaltamento: acquisire energia
potenziale.
→ Energia cinetica.
→ Parametro che governa: velocità



solaio



7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q_{d,r} \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$q_{d,r} \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$q_{d,r} \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$q_{d,r} \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$q_{d,r} \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$q_{d,r} < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

$$d_r(\text{SLO}) = 0.67 \cdot d_r(\text{SLD})$$

$$\text{PGA}(\text{SLO}) > 0.74 \cdot \text{PGA}(\text{SLD})$$

Il limite cala più della PGA



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Servizio Tecnico Centrale

**BOZZA DI REVISIONE DELLE
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU* I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r \leq 0,0050 \cdot h \text{ per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$d_r \leq 0,0075 \cdot h \text{ per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$d_r < 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$d_r < 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$d_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Il q è stato inserito per avere una sola formula che quantizzi gli spostamenti reali, indipendentemente dallo stato limite (SLO, SLD o, eventualmente, SLV) considerato.

Quanto alla moltiplicazione di d_r per q essa, nel caso q fosse maggiore di 1, è necessaria poiché si tratta di confrontare spostamenti reali, non convenzionali di calcolo.

$$\frac{T_{rC}}{T_{rD}} = \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^{1/\alpha} \equiv \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^\lambda$$

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emer-

Mediamente in Italia:

$$\alpha = 0.41$$

$$\lambda = 2.44$$

Rapporto tra l'**azione sismica** in capacità e domanda = 60 %

Rapporto tra la **sicurezza** garantita e richiesta = 29 %

$$\frac{T_{rC}}{T_{rD}} = \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^{1/0.41} \equiv \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^{2.44}$$

Tamponature duttili (7.5 ‰): la circolare dovrà definirle.
→ Includere una prescrizione per evitare l'espulsione delle tamponature e delle pareti (ammorsamento, sistemi di ancoraggio).

Effetti di tale nuovo limite: il calcolo è pseudo-lineare.

$$\frac{T_{rC}}{T_{rD}} = \left(\frac{0.0075}{0.0050} \right)^{2.44} = 2.7$$

Il limite non riduce il rischio sismico di 1.5 volte ma aumenta i periodi di ritorno di **2.7** volte (p.es. da 30 a 81 anni).

Riparare un edificio che ha raggiunto lo SLD costa mediamente il $15 \div 16$ % del CR.

(L'Aquila: $196 \text{ €/m}^2 \text{ CR} = 1200 \text{ €/m}^2 \rightarrow$
C.A. = 184 €/m^2 ; muratura 217 €/m^2).

Negli ospedali il valore del contenuto è $0.40 \div 0.50 \times \text{CR}$.
A ciò si aggiungono i costi per l'interruzione del servizio.

Costi ripristini e riparazioni allo SLD

Tamponature = 43 %

Strutture = 2 %

Impianti (in larga parte dovuto alle tamponature) = 11 %

Pavimenti, massetti, tegole, etc. = 16 %

Oneri generali = 28 %

Ripartendo gli oneri generali, allo **SLD** risulta:

Tamponature = 60 %

Strutture 3 %

Impianti 15 %

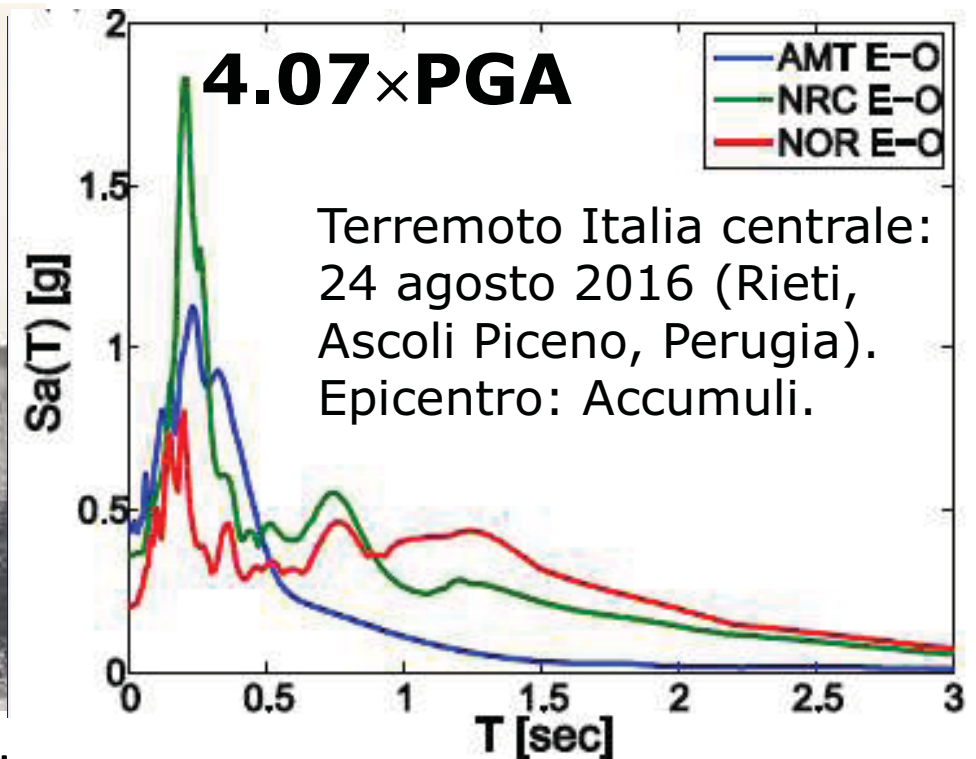
Pavimenti, massetti, tegole, etc. = 22 %

Allo SLV cambia poco:

strutture \approx 5 %

tamponamenti > 60 %

Napoli, evento sismico del 1980 (Irpinia).
Via Stadera, 86 (Poggioreale).



Il terremoto fa crollare un palazzo di nove piani (costruito nel 1952), causando la morte delle 52 persone presenti nell'edificio. L'edificio gemello, adiacente, sopravvive all'evento sismico: nessun morto.

Curva nera: spettro medio ricavato dal catalogo di tutti i terremoti americani sino agli anni 2000 (PGA = 1).

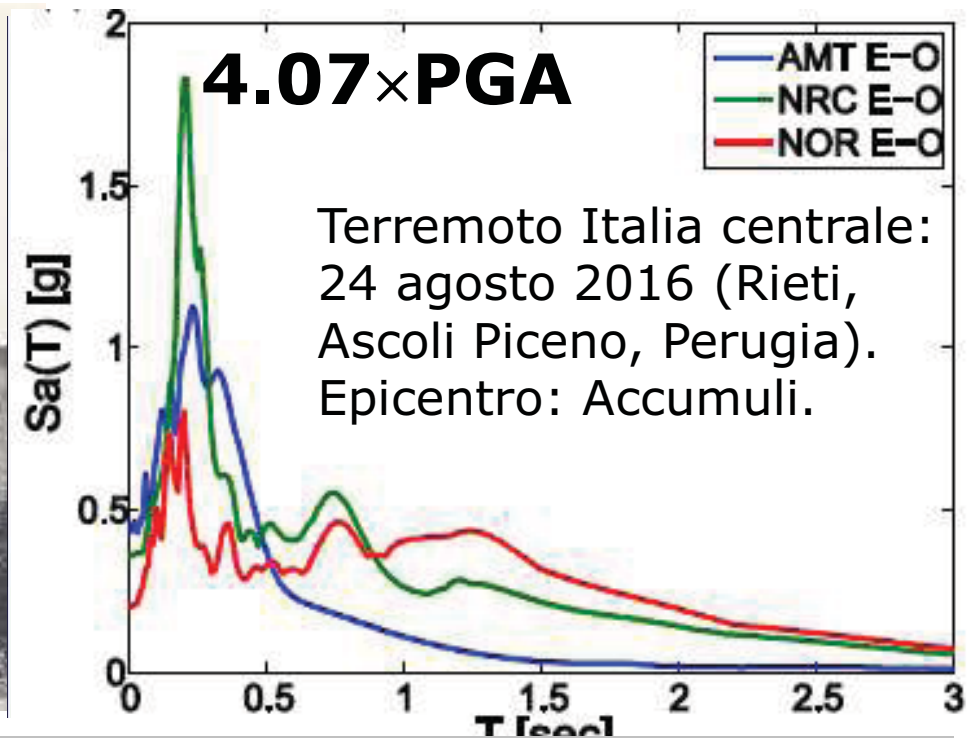
Curva arancione: spettro medio fatto con il catalogo europeo.

Curva blu: suolo A.

Le due curve – italiana ed europea – quasi si sovrappongono.

La rigidità attira accelerazione.

Napoli, evento sismico del 1980 (Irpinia).
Via Stadera, 86
(Poggioreale).



Ingegneria sismica → incertezze enormi:

- ❑ Edifici uguali, destini duali.
- ❑ Stessa PGA, diversissime risposte del SDOF.

Tuttavia i **criteri di progetto** possono essere portati a fattor comune: prescindono dalle incertezze.