

Testo Predisposto dal gruppo di lavoro	Testo proposto all'Assemblea generale
<p><b>C7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE</b></p> <p>Il Cap. 7 della norma illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei Capitoli 4, 5 e 6, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle nuove opere (per le opere esistenti si rimanda ai Capitoli 8 delle NTC e C8 della presente circolare).</p> <p>Le indicazioni relative ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni e alle resistenze degli elementi strutturali <b>sono additive e non sostitutive</b> di quelle riportate nei Cap. 4 e 5. Si deve inoltre fare riferimento al Cap. 2, per le azioni e le loro combinazioni, e al Cap. 3, per le modalità di rappresentazione dell'azione sismica e la definizione della sua entità in relazione ai diversi stati limite da considerare. Particolare attenzione richiedono, infine, le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11), al solito additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Cap. 6.</p> <p>Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC sia nel presente documento, alle costruzioni e ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tali tecniche hanno manifestato nel garantire i livelli prestazionali richiesti alle costruzioni antisismiche, particolarmente quando si vogliono perseguire strategie progettuali atte a minimizzare i danni, sia alle componenti strutturali, sia alle componenti non strutturali e agli impianti.</p> <p>La norma fa sistematico riferimento alla EN 1998, risultando in sostanziale accordo con essa, ma è volutamente più sintetica e omogenea, dunque più semplice da utilizzare. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2), i metodi di analisi e i criteri di verifica (§ 7.3), così da renderli il più possibile esaurienti e, nel contempo, perfettamente integrati nella trattazione generale e semplici da intendere ed impiegare. I paragrafi successivi (dal 7.4 al 7.11) sono poi dedicati alle diverse tipologie costruttive e a problemi specifici.</p> <p>Le novità del Cap.7 delle attuali NTC rispetto alla precedente versione sono più di carattere organizzativo che di carattere concettuale e verranno esaurientemente illustrate nei successivi paragrafi; tra le poche novità di carattere concettuale le principali sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- la scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica;</li> <li>- la chiara distinzione tra progettazione in capacità (approccio concettuale con</li> </ul>	<p><b>C7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE</b></p> <p>Il Cap. 7 della norma illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei Capitoli 4, 5 e 6, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle nuove opere (per le opere esistenti si rimanda ai Capitoli 8 delle NTC e C8 della presente circolare).</p> <p>Le indicazioni relative ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni e alle resistenze degli elementi strutturali <b>sono additive e non sostitutive</b> di quelle riportate nei Cap. 4 e 5. Si deve inoltre fare riferimento al Cap. 2, per le azioni e le loro combinazioni, e al Cap. 3, per le modalità di rappresentazione dell'azione sismica e la definizione della sua entità in relazione ai diversi stati limite da considerare. Particolare attenzione richiedono, infine, le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11), al solito, additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Cap. 6.</p> <p>Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC sia nel presente documento, alle costruzioni e ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tali tecniche hanno manifestato nel garantire i livelli prestazionali richiesti alle costruzioni antisismiche, particolarmente quando si vogliono perseguire strategie progettuali atte a minimizzare i danni, sia alle componenti strutturali, sia alle componenti non strutturali e agli impianti.</p> <p>La norma fa sistematico riferimento alla EN 1998, risultando in sostanziale accordo con essa. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2), i metodi di analisi e i criteri di verifica (§ 7.3). I paragrafi successivi (dal 7.4 al 7.11) sono poi dedicati alle diverse tipologie costruttive e a problemi specifici.</p> <p>Le novità del Cap.7 delle attuali NTC rispetto alla precedente versione sono più di carattere organizzativo che di carattere concettuale e verranno esaurientemente illustrate nei successivi paragrafi; tra le poche novità di carattere concettuale le principali sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- la scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione <math>a_g S</math>, attesa allo SLV;</li> <li>- la chiara distinzione tra progettazione in capacità (approccio concettuale con</li> </ul>

cui si persegue la duttilità) e gerarchia delle resistenze (strumento operativo impiegato per conseguirla);

- la sistematica adozione di tavole sinottiche di riepilogo dei diversi coefficienti, finalizzata a facilitare i confronti sistematici tra le diverse tipologie e i diversi stati limite.

### **C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

La norma indica, per ciascuno stato limite, l'insieme delle verifiche da eseguire attraverso il confronto tra capacità e domanda espresse in termini di rigidità, resistenza e duttilità; queste caratteristiche sono manifestate dalla struttura quando soggetta a un prefissato insieme di azioni, inclusa l'azione sismica.

Pur essendo la capacità una caratteristica intrinseca della struttura, per manifestarsi essa richiede un preciso livello dell'azione; nel caso di comportamento non lineare quale quello in esame, peraltro, le grandezze che esprimono la capacità possono variare in funzione dell'azione. Pertanto, la domanda e la capacità sono tra loro mutuamente connesse e dipendenti dal particolare stato limite considerato; il loro confronto, in fase di progettazione, è finalizzato ad assicurare alla costruzione nel suo insieme i livelli prestazionali prefissati. Tali livelli prestazionali si misurano essenzialmente in termini di danni, per gli elementi strutturali e non strutturali, in termini di funzionamento e stabilità, per gli impianti.

Secondo questo approccio, che prevede un'articolazione progettuale basata su livelli crescenti dell'azione sismica e dei danni ad essa corrispondenti, non è possibile basarsi unicamente su verifiche in termini di resistenza ma occorre effettuare verifiche anche in termini di duttilità. Riferendosi, infatti, agli Stati Limite definiti al § 3.2.1 della norma, occorre garantire l'operatività della costruzione o il controllo dei danni, per gli Stati Limite di Esercizio, la salvaguardia della vita o la prevenzione del collasso, per gli Stati Limite Ultimi.

Scelta la tipologia strutturale e definite le caratteristiche generali della struttura, da cui dipende il comportamento sismico e dunque l'azione sismica stessa (legata alle proprietà dinamiche e di duttilità) la prestazione associata a ciascuno Stato Limite può essere assicurata progettando gli elementi strutturali e non strutturali in modo da garantire loro che una o più delle grandezze proprie della capacità (rigidità, resistenza, duttilità) siano adeguate alla corrispondente domanda.

Il controllo del danneggiamento strutturale e non strutturale, ad esempio, si consegue essenzialmente attraverso la limitazione degli spostamenti rigidi di interpiano; la relativa capacità, pertanto, è quantizzata in termini di rigidità, tenendo opportunamente conto delle non linearità di materiale che si manifestano, in genere, già

cui si persegue la duttilità) e gerarchia delle resistenze (strumento operativo impiegato per conseguirla);

- la sistematica adozione di tavole sinottiche di riepilogo dei diversi coefficienti, finalizzata a facilitare i confronti sistematici tra le diverse tipologie e i diversi stati limite.

### **C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

La norma indica, per ciascuno stato limite, l'insieme delle verifiche da eseguire attraverso il confronto tra capacità e domanda, così come definite al §7.1 delle NTC.

**NOTA:** Pur essendo la capacità una caratteristica intrinseca della struttura, per manifestarsi essa richiede un preciso livello dell'azione; nel caso di comportamento non lineare quale quello in esame, peraltro, le grandezze che esprimono la capacità possono variare in funzione dell'azione. Pertanto, la domanda e la capacità sono tra loro mutuamente connesse e dipendenti dal particolare stato limite considerato; il loro confronto, in fase di progettazione, è finalizzato ad assicurare alla costruzione nel suo insieme i livelli prestazionali prefissati. Tali livelli prestazionali si misurano essenzialmente in termini di danni, per gli elementi strutturali e non strutturali, in termini di funzionamento e stabilità, per gli impianti.

Ciò prevede una strategia progettuale basata su livelli crescenti dell'azione sismica e dei danni ad essa corrispondenti; non è possibile basarsi unicamente su verifiche in termini di resistenza ma occorre effettuare verifiche anche in termini di duttilità. Riferendosi, inoltre, agli Stati Limite definiti al § 3.2.1 della norma, occorre anche garantire l'operatività della costruzione o il controllo dei danni, per gli Stati Limite di Esercizio, la salvaguardia della vita o la prevenzione del collasso, per gli Stati Limite Ultimi.

Scelta la tipologia strutturale e definite le caratteristiche generali della struttura, da cui dipende il comportamento sismico e dunque l'azione sismica stessa (legata alle proprietà dinamiche e di duttilità) la prestazione associata a ciascuno Stato Limite può essere assicurata progettando gli elementi strutturali e non strutturali in modo da garantire loro che una o più delle grandezze proprie della capacità (rigidità, resistenza, duttilità) siano adeguate alla corrispondente domanda, secondo i criteri di verifica dettagliati nelle NTC.

Il controllo del danneggiamento strutturale e non strutturale, ad esempio, si consegue essenzialmente attraverso la limitazione degli spostamenti rigidi di interpiano; la relativa capacità, pertanto, è quantizzata in termini di rigidità, tenendo opportunamente conto delle non linearità di materiale che si manifestano, in genere, già

per livelli di azione sismica legati agli Stati Limite di Esercizio. D'altro canto, per garantire le prestazioni associate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, è necessario un confronto capacità/domanda in termini di resistenza; mentre nello Stato Limite di Prevenzione del Collasso il confronto capacità/domanda si effettua in termini di duttilità.

L'insieme delle verifiche da eseguire per gli elementi strutturali e non strutturali e per gli impianti è sintetizzato al § 7.3.6 della norma, commentato e ulteriormente dettagliato nel corrispondente paragrafo della presente circolare.

## **C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**

Il corrispondente paragrafo della norma illustra i criteri generali di progettazione e modellazione, indicando le caratteristiche generali che le costruzioni devono possedere per conseguire un comportamento dinamico ottimale in presenza di azioni sismiche, con particolare riguardo alle condizioni di regolarità (§7.2.1). La norma tratta le costruzioni come insieme di struttura, elementi non strutturali e impianti, dedicando attenzione specifica a ciascuna delle tre componenti, per ciascuno stato limite e, dunque, per il corrispondente valore dell'azione sismica, così da consentire il raggiungimento dei livelli prestazionali definiti in fase di progettazione.

Per quanto riguarda i sistemi strutturali (§7.2.2), la norma distingue, preliminarmente, tra comportamento dissipativo e comportamento non dissipativo, lasciando libero il progettista di scegliere tra i due e, nel caso in cui opti per il comportamento dissipativo, fornendo i principi, le modalità operative e le regole pratiche per conseguire i livelli di duttilità prefissati.

### **C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI**

#### **REGOLARITÀ**

La regolarità strutturale è finalizzata a favorire, anche in campo inelastico, un comportamento della costruzione e delle sue membrature il più possibile uniforme e caratterizzato da percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle azioni, così da evitare concentrazioni di sforzi.

In generale, un edificio può dirsi regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato principalmente da modi di vibrare traslazionali lungo le sue direzioni principali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti, all'incirca linearmente, con l'altezza.

Le condizioni a) e b) di regolarità in pianta sono sintetizzate nella figura C7.2.1.

La condizione g) di regolarità in elevazione è sintetizzata nella figura C7.2.2. e riferita al caso in cui, in una stessa direzione, siano presenti restringimenti in elevazione ad

per livelli di azione sismica legati agli Stati Limite di Esercizio. D'altro canto, per garantire le prestazioni associate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, è necessario un confronto capacità/domanda in termini di resistenza; mentre nello Stato Limite di Prevenzione del Collasso il confronto capacità/domanda si effettua in termini di duttilità.

L'insieme delle verifiche da eseguire per gli elementi strutturali e non strutturali e per gli impianti è sintetizzato al § 7.3.6 della norma, commentato e ulteriormente dettagliato nel corrispondente paragrafo della presente circolare.

## **C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**

Questo paragrafo della norma illustra i criteri generali di progettazione e modellazione, indicando le caratteristiche generali che le costruzioni devono possedere per conseguire un comportamento dinamico ottimale in presenza di azioni sismiche, con particolare riguardo alle condizioni di regolarità (§7.2.1). La norma tratta, con le modalità in essa specificate, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali e gli impianti, dedicando attenzione specifica a ciascuna delle tre componenti, per ciascuno stato limite e, dunque, per il corrispondente valore dell'azione sismica, così da consentire il raggiungimento dei rispettivi livelli prestazionali definiti in fase di progettazione.

Per quanto riguarda i sistemi strutturali (§7.2.2), la norma distingue, preliminarmente, tra comportamento dissipativo e comportamento non dissipativo, lasciando libero il progettista di scegliere tra i due e, nel caso in cui opti per il comportamento dissipativo, fornendo i principi, le modalità operative e le regole pratiche per conseguire i livelli di duttilità prefissati.

### **C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI**

#### **REGOLARITÀ**

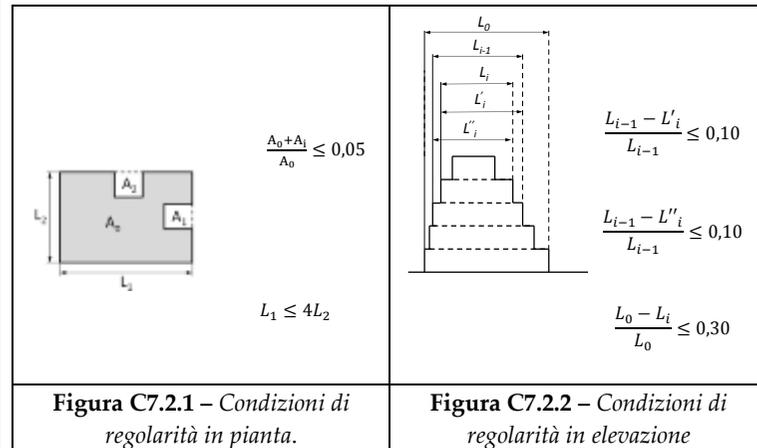
La regolarità strutturale è finalizzata a favorire, anche in campo inelastico, un comportamento della costruzione e delle sue membrature il più possibile uniforme e tale da evitare concentrazioni di sforzi.

In generale, un edificio può dirsi regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato principalmente da modi di vibrare traslazionali lungo le sue direzioni principali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti, all'incirca linearmente, con l'altezza.

Le condizioni a) e b) di regolarità in pianta sono sintetizzate nella figura C7.2.1.

La condizione g) di regolarità in elevazione è sintetizzata nella figura C7.2.2. e riferita al caso in cui, in una stessa direzione, siano presenti restringimenti in elevazione ad

entrambe le estremità; in tal caso il limite del 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante è da intendersi per ciascuno dei due rientri, mentre il limite del 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento è da intendersi per la somma dei due.



In accordo con quanto specificato al § 7.3.2 delle NTC, anche quando una struttura è regolare in altezza, se il suo comportamento dipende significativamente dai modi di vibrare superiori, non è possibile utilizzare per essa metodi d'analisi di tipo statico e si deve ricorrere, di necessità, ad analisi di tipo dinamico.

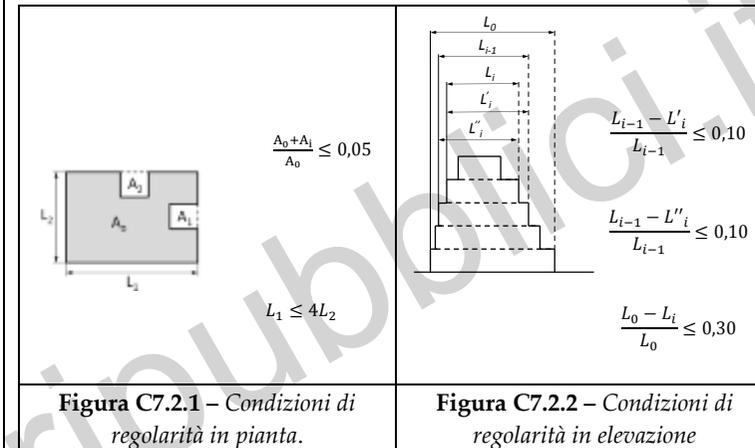
Nel caso in cui in un edificio, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente un basamento, di uno o più piani, con caratteristiche tali da poter essere considerato alla stregua di una struttura scatolare rigida, le NTC specificano che, per valutare la regolarità in altezza, si può far riferimento alla sola parte della struttura che si sviluppa al di sopra del basamento. Tale indicazione tende a escludere la fondazione scatolare rigida dall'individuazione del comportamento strutturale, a condizione che ad essa venga assicurato un comportamento non dissipativo, indipendentemente dallo stato limite considerato.

Questo requisito è essenziale perché le eventuali plasticizzazioni nella fondazione scatolare altererebbero i rapporti di rigidità con la sovrastruttura, con la conseguenza di non poter assicurare il soddisfacimento dei criteri di regolarità in elevazione posti a base della progettazione.

**DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE**

Tra costruzioni contigue la norma impone la verifica degli spostamenti massimi per

entrambe le estremità; in tal caso il limite del 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante è da intendersi per ciascuno dei due rientri, mentre il limite del 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento è da intendersi per la somma dei due.



In accordo con quanto specificato al § 7.3.2 delle NTC, anche quando una struttura è regolare in altezza, se il suo comportamento dipende significativamente dai modi di vibrare superiori, non è possibile utilizzare per essa metodi d'analisi di tipo statico e si deve ricorrere, di necessità, ad analisi di tipo dinamico.

Nel caso in cui in un edificio, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente un basamento, di uno o più piani, con caratteristiche tali da poter essere considerato alla stregua di una struttura scatolare rigida, le NTC specificano che, per valutare la regolarità in altezza, si può far riferimento alla sola parte della struttura che si sviluppa al di sopra del basamento. Tale indicazione tende a escludere la fondazione scatolare rigida dall'individuazione del comportamento strutturale, a condizione che ad essa venga assicurato un comportamento non dissipativo, indipendentemente dallo stato limite considerato.

**NOTA:** Questo requisito è essenziale perché le eventuali plasticizzazioni nella fondazione scatolare altererebbero i rapporti di rigidità con la sovrastruttura, con la conseguenza di non poter assicurare il soddisfacimento dei criteri di regolarità in elevazione posti a base della progettazione.

**DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE**

Tra costruzioni contigue la norma impone la verifica degli spostamenti massimi per

evitare fenomeni di martellamento; tale verifica deve essere eseguita attraverso un calcolo diretto degli spostamenti assicurando, in ogni caso, che la distanza tra le costruzioni non ecceda il valore minimo stabilito dalla norma.

L'eventualità in cui non si possano eseguire calcoli specifici va riferita alle sole costruzioni esistenti e non può, pertanto, esimere il progettista dalla verifica, attraverso il calcolo diretto degli spostamenti, nel caso di nuove costruzioni.

#### **C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI**

Quanto maggiore è la pericolosità sismica del sito tanto più i criteri di progettazione nei confronti delle azioni sismiche devono essere considerati già nell'impostazione della progettazione strutturale, in ragione della necessità che la costruzione sia dotata di sistemi strutturali capaci, con costi accettabili, di soddisfare i requisiti di sicurezza nei confronti sia dei carichi verticali sia dell'azione sismica.

La costruzione deve essere dotata di sistemi resistenti disposti almeno secondo due direzioni distinte, capaci di garantire un'adeguata resistenza e rigidezza nei confronti sia dei moti traslazionali, sia dei moti torsionali dovuti all'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dell'intera struttura o anche solo di una sua porzione.

Tali moti torsionali tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme.

Al riguardo, sono da preferirsi configurazioni strutturali in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti nelle zone perimetrali, così da massimizzare la rigidezza torsionale della costruzione. Per sfruttare al meglio la rigidezza torsionale conseguita nel modo suddetto è necessario che gli orizzontamenti, ai fini della ripartizioni tra gli elementi verticali che li sostengono degli effetti delle componenti orizzontali dell'azione sismica, funzionino da diaframma rigido nei modi specificati al § 7.2.6 delle NTC.

Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.2 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidezza degli elementi adiacenti.

In generale non si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e si adotta per esso una rappresentazione di tipo "puntuale", quale è quella che prevede l'utilizzo degli spettri di risposta e adotta un unico valore di accelerazione del suolo per tutti i punti di

evitare fenomeni di martellamento; tale verifica deve essere eseguita attraverso un calcolo diretto degli spostamenti assicurando, in ogni caso, che la distanza tra le costruzioni non risulti inferiore al valore minimo stabilito dalla norma.

L'eventualità in cui non si possano eseguire calcoli specifici va riferita al solo caso di progettazione di nuova costruzione in adiacenza a costruzioni esistenti.

#### **C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI**

Le prescrizioni normative sono volte a garantire che l'organismo strutturale sia dotato di sistemi resistenti disposti almeno secondo due direzioni distinte, capaci di garantire un'adeguata resistenza e rigidezza nei confronti sia dei moti traslazionali, sia dei moti torsionali, dovuti all'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dell'intera struttura o anche solo di una sua porzione, che tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme.

Al riguardo, nel caso degli edifici, sono da preferirsi configurazioni strutturali in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti nelle zone perimetrali, così da massimizzare la rigidezza torsionale della costruzione. Per sfruttare al meglio la rigidezza torsionale conseguita nel modo suddetto è necessario che gli orizzontamenti, ai fini della ripartizioni tra gli elementi verticali che li sostengono degli effetti delle componenti orizzontali dell'azione sismica, funzionino da diaframma rigido nei modi specificati al § 7.2.6 delle NTC.

Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.2 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidezza degli elementi adiacenti.

In generale non si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e si adotta per esso una rappresentazione di tipo "puntuale", quale è quella che prevede l'utilizzo degli spettri di risposta e adotta un unico valore di accelerazione del suolo per tutti i punti di contatto tra esso e la struttura.

contatto tra esso e la struttura.

Quando, per l'estensione del sistema di fondazione, non è realistica l'ipotesi che l'intera costruzione sia soggetta ad una eccitazione sismica uniforme, è necessario considerare la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5 delle **NTC**.

La norma distingue due tipicomportamento strutturale:

- a) non dissipativo,
- b) dissipativo,

specificando, per ciascun comportamento, i corrispondenti criteri di modellazione dell'azione sismica e della struttura.

Si sottolinea che, sebbene sia usuale e in generale consigliabile, progettare le costruzioni antisismiche facendo riferimento ad un comportamento strutturale dissipativo, la nuova versione delle **NTC**, a differenza della precedente, lascia libero il progettista di optare per uno dei due comportamenti, in relazione al particolare problema progettuale. Il comportamento strutturale non dissipativo (a) richiede che la struttura abbia resistenza tale da rimanere in campo sostanzialmente elastico per tutti gli stati limite considerati, dove "sostanzialmente" significa che sono ammesse unicamente non linearità derivanti da fessurazioni, scorrimenti delle barre di armatura e delle unioni, e limitate plasticizzazioni. Il comportamento strutturale dissipativo (b) si basa sulla duttilità e presuppone dunque l'accettazione del danneggiamento strutturale come strategia di protezione passiva per i terremoti di progetto agli stati limite ultimi.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo(a) la risposta sismica della struttura dipende, essenzialmente, dalle sue caratteristiche di rigidezza e resistenza; in caso di comportamento strutturale dissipativo(b), dalle caratteristiche di rigidezza e resistenza e dalla capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico (duttilità).

Quando si opta per il comportamento (a) le azioni sismiche di progetto sono più elevate, ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque non sono richiesti la progettazione in capacità e i dettagli costruttivi specifici; quando, invece, si opta per il comportamento (b), le azioni sismiche di progetto sono minori, ma la duttilità necessaria è più elevata e dunque sono richiesti la progettazione in capacità e i dettagli costruttivi specifici.

Riferendosi ora, in particolare, al comportamento (b), si ammette, in generale, un danneggiamento esteso ma controllato della costruzione per i livelli di azione relativi a SLVeSLC e un possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD.

Quando, per l'estensione del sistema di fondazione, non è realistica l'ipotesi che l'intera costruzione sia soggetta ad una eccitazione sismica uniforme, è necessario considerare la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5 delle **NTC**.

La norma distingue due tipi di comportamento strutturale:

- a) non dissipativo,
- b) dissipativo,

specificando, per ciascun comportamento, i corrispondenti criteri di modellazione dell'azione sismica e della struttura.

La Norma consente al progettista di optare per uno dei due comportamenti, in relazione al particolare problema progettuale. Il comportamento strutturale non dissipativo (a) richiede che la struttura abbia resistenza tale da rimanere in campo sostanzialmente elastico per tutti gli stati limite considerati. Il comportamento strutturale dissipativo (b) si basa sulla duttilità e presuppone dunque l'accettazione del danneggiamento strutturale come strategia di protezione passiva per i terremoti di progetto agli stati limite ultimi.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo(a) la risposta sismica della struttura dipende, essenzialmente, dalle sue caratteristiche di rigidezza e resistenza; in caso di comportamento strutturale dissipativo(b), dalle caratteristiche di rigidezza e resistenza e dalla capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico (duttilità).

L'insieme delle prescrizioni contenute nella norma, finalizzate al conseguimento dei prefissati livelli di duttilità, costituisce la "progettazione in capacità".

Quando si opta per il comportamento non dissipativo (a) le azioni sismiche di progetto sono più elevate, ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque non sono richiesti la progettazione in capacità e l'adozione dei dettagli costruttivi riportati al capitolo 7; quando, invece, si opta per il comportamento dissipativo (b), le azioni sismiche di progetto sono minori, ma la duttilità necessaria è più elevata e dunque sono richiesti la progettazione in capacità e i dettagli costruttivi specifici.

Il comportamento dissipativo (b), ammette, in generale, un danneggiamento della costruzione eventualmente anche esteso ma controllato per i livelli di azione relativi a SLV e SLC e un possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD.

A ciò fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base, per le quali anche i

Fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base, per le quali anche i requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura.

Nelle costruzioni convenzionali, ovvero prive di specifici dispositivi dissipativi, ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili.

In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi essenzialmente fragili, quindi per loro natura scarsamente dissipativi, dai meccanismi duttili ai quali è invece possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia.

La progettazione deve dunque garantire l'attivazione di meccanismi deformativi, locali e globali, che concentrino la domanda di duttilità negli elementi più duttili (ad es. le travi) invece che negli elementi meno duttili (ad es. le pareti o i pilastri, particolarmente quelli soggetti a sforzi normali di compressione rilevanti) e che impediscano l'attivazione di meccanismi fragili (ad es. rottura a taglio di pareti, travi o pilastri, rottura di nodi trave-pilastro), sia locali sia globali, o globalmente instabili.

La duttilità d'insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare le capacità dissipative e localizzando, all'interno del sistema strutturale, le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d'insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.

Nell'ambito del comportamento strutturale dissipativo, il progettista può decidere di assegnare la struttura alla Classe di Duttilità Alta (CD"A"), a *elevata capacità dissipativa*, oppure alla Classe di Duttilità Media (CD"B"), a *media capacità dissipativa*, rappresentando dunque le lettere "A" e "B" una mera tipizzazione.

La scelta della CD"A" rispetto alla CD"B" si traduce in un'ulteriore riduzione delle azioni di progetto, ma implica richieste di duttilità più elevate e, in generale, un maggiore onere in termini di dettagli costruttivi.

La norma definisce i criteri progettuali per conseguire il livello di duttilità prefissato; l'insieme di tali criteri costituisce la "progettazione in capacità".

In particolare, al fine di garantire il comportamento duttile locale e globale, fatta la distinzione tra elementi/meccanismi fragili e duttili, su ciascun elemento si determina:

- la domanda in termini di resistenza, stabilendo, in base a considerazioni di equilibrio, una "gerarchia delle resistenze" tra elementi/meccanismi fragili (più resistenti) e elementi/meccanismi duttili (meno resistenti);

requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura (si veda il § 7.10.2 delle NTC).

Nelle costruzioni dissipative e prive di specifici dispositivi dissipativi, ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili per contenere l'entità delle plasticizzazioni.

In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi fragili o scarsamente dissipativi, dai meccanismi duttili ai quali è invece possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia.

La progettazione del comportamento dissipativo, effettuata secondo le NTC, è mirata a garantire l'attivazione di meccanismi deformativi, locali e globali, che concentrino la domanda di duttilità negli elementi più duttili (ad es. le travi) invece che negli elementi meno duttili (ad es. le pareti o i pilastri, particolarmente quelli soggetti a sforzi normali di compressione rilevanti) e che impediscano l'attivazione di meccanismi fragili (ad es. rottura a taglio di pareti, travi o pilastri, rottura di nodi trave-pilastro), sia locali sia globali, o globalmente instabili.

La duttilità d'insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare le capacità dissipative e localizzando, all'interno del sistema strutturale, le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d'insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.

Nell'ambito del comportamento strutturale dissipativo, il progettista può decidere di conseguire la Classe di Duttilità Alta (CD"A"), a *elevata capacità dissipativa*, oppure la Classe di Duttilità Media (CD"B"), a *media capacità dissipativa*, rappresentando dunque le lettere "A" e "B" una mera tipizzazione.

La scelta della CD"A" rispetto alla CD"B" si traduce in un'ulteriore riduzione delle azioni di progetto, ma implica richieste di duttilità più elevate e, in generale, un maggiore onere in termini di dettagli costruttivi.

La norma definisce i criteri progettuali per conseguire il livello di duttilità prefissato; l'insieme di tali criteri costituisce la "progettazione in capacità".

In particolare, al fine di garantire il comportamento duttile locale e globale, fatta la distinzione tra elementi/meccanismi fragili e duttili, su ciascun elemento si determina:

- la domanda in termini di resistenza, stabilendo, in base a considerazioni di equilibrio, una "gerarchia delle resistenze" tra elementi/meccanismi fragili (più resistenti) e elementi/meccanismi duttili (meno resistenti);

- la domanda in termini di duttilità nelle zone destinate a plasticizzarsi, cui deve essere garantito un comportamento inelastico dissipativo e stabile in condizioni cicliche (duttile).

Si progettano quindi, in termini di resistenza e/o duttilità, le corrispondenti capacità.

La progettazione in capacità, nella sua articolazione, ha un carattere sia locale sia globale, avendo lo scopo di evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili e/o instabili, e di favorire invece plasticizzazioni diffuse nelle zone dissipative e meccanismi ciclici stabili. Per garantire il conseguimento degli obiettivi insiti nella progettazione in capacità, si impiegano fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , opportunamente differenziati tra le due classi di duttilità.

I fattori di sovrarresistenza tengono conto delle incertezze nella determinazione delle resistenze, dovute ai materiali, alla geometria, al modello di calcolo, ecc.; tali fattori, almeno pari all'unità, vengono utilizzati per aumentare la domanda in termini di resistenza (e di conseguenza la corrispondente capacità) degli elementi/meccanismi fragili di cui si vuole impedire l'attivazione. Essi includono, oltre alle incertezze dette, anche l'incertezza sulla capacità dell'elemento duttile di cui si vuole favorire la plasticizzazione ed hanno lo scopo di ridurre la probabilità di attivazione delle rotture/meccanismi indesiderati.

Le attuali NTC evidenziano come il comportamento duttile vada perseguito sia a livello locale sia a livello globale e che un comportamento duttile si ottenga solo conseguendo la duttilità ad ambedue i livelli detti. Significativa, al riguardo, è l'imposizione di un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} \geq 1,25$  per i meccanismi globali fragili rispetto ai meccanismi globali duttili.

Ad esempio, per una struttura alla quale si chiede un comportamento duttile e che abbia al suo interno pareti di controventamento tozze (che si rompono a taglio) e telai duttili, ciò comporta l'assunzione di  $\gamma_{Rd}$  locali sulle pareti tali da assicurare che, per attivare un meccanismo globale che veda la rottura a taglio delle pareti, occorranzo azioni sismiche maggiori, almeno di un fattore 1,25, delle azioni richieste per attivare il meccanismo a telaio.

Per evitare che, in forza di questa prescrizione, il progettista sia obbligato a produrre più modelli di calcolo confrontandoli poi sistematicamente, le NTC richiedono che la verifica avvenga "anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale" limitandosi dunque a segnalare l'esistenza del problema e l'importanza del controllo senza renderlo, peraltro, troppo gravoso ma chiedendo soltanto che il progettista dimostri di essersene occupato.

Al riguardo è bene chiarire che, nel caso di strutture a telaio, l'applicazione della progettazione in capacità è finalizzata, a livello globale, ad impedire l'attivazione di

- la domanda in termini di duttilità nelle zone destinate a plasticizzarsi, cui deve essere garantito un comportamento inelastico dissipativo e stabile in condizioni cicliche (duttile).

Si progettano quindi, in termini di resistenza e/o duttilità, le corrispondenti capacità.

Per conseguire gli obiettivi insiti nella progettazione in capacità, si impiegano fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , opportunamente differenziati tra le due classi di duttilità.

**NOTA** i fattori di sovrarresistenza tengono conto delle incertezze nella determinazione delle resistenze, dovute ai materiali, alla geometria, al modello di calcolo, ecc.; tali fattori, almeno pari all'unità, vengono utilizzati per aumentare la domanda in termini di resistenza (e di conseguenza la corrispondente capacità) degli elementi/meccanismi fragili di cui si vuole impedire l'attivazione. Essi includono, oltre alle incertezze dette, anche l'incertezza sulla capacità dell'elemento duttile di cui si vuole favorire la plasticizzazione ed hanno lo scopo di ridurre la probabilità di attivazione delle rotture/meccanismi indesiderati.

Le NTC prescrivono che il comportamento duttile vada perseguito sia a livello locale sia a livello globale. A tal fine viene prescritto un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} \geq 1,25$  per i meccanismi globali fragili rispetto ai meccanismi globali duttili.

Per una struttura alla quale si richiede un comportamento duttile e che abbia al suo interno pareti di controventamento tozze (particolarmente suscettibili di rottura a taglio) e telai duttili, ciò comporta l'assunzione di  $\gamma_{Rd}$  locali sulle pareti tali da assicurare che, per attivare un meccanismo globale che veda la rottura a taglio delle pareti, occorranzo azioni sismiche maggiori, almeno di un fattore 1,25, delle azioni richieste per attivare il meccanismo a telaio.

**NOTA** Per evitare che, in forza di questa prescrizione, il progettista sia obbligato a produrre più modelli di calcolo confrontandoli poi sistematicamente, le NTC richiedono che la verifica avvenga "anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale".

Al riguardo è bene chiarire che, nel caso di strutture a telaio, l'applicazione della progettazione in capacità è finalizzata, a livello globale, ad impedire l'attivazione di meccanismi instabili di piano, a livello locale, a controllare le plasticizzazioni nei

meccanismi instabili di piano, a livello locale, a controllare le plasticizzazioni nei pilastri senza escluderle in assoluto.

Proprio per questa ragione, in accordo con EN-1998, per la pressoflessione di pilastri o colonne si adotta un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  unico e pari a 1,3, sia per la CD "A" sia per la CD "B". Per lo stesso motivo, non essendo possibile escludere che, durante l'evento sismico, si abbiano plasticizzazioni in alcuni pilastri, alle zone di estremità di tutti i pilastri primari deve essere garantito un comportamento dissipativo.

I valori dei fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , distinti per tipologia strutturale e Classi di Duttilità, sono riportati nella Tabella 7.2.I della norma.

I principi della progettazione in capacità sono alla base della progettazione antisismica e si applicano ogni qual volta si voglia favorire un determinato comportamento strutturale a livello sia locale sia globale. Ad es., nel progetto delle fondazioni, stante la preferenza attribuita al comportamento non dissipativo, si valutano le massime sollecitazioni che ad esse possono essere trasmesse dagli elementi della struttura soprastante. In questo modo, si può valutare la domanda sulla fondazione, indipendentemente dall'azione sismica di progetto, a partire dalla capacità effettiva della struttura soprastante, maggiorata dei fattori di sovrarresistenza. Tale domanda non può, in ogni caso, superare quella derivante da un'analisi elastica.

Analogamente, se si vuole valutare la massima domanda a taglio in un elemento strutturale si determina, in base a semplici considerazioni di equilibrio, il valore del taglio in equilibrio con le azioni esterne (ad es. il carico verticale distribuito in una trave) e con la capacità a flessione (momenti resistenti) nelle sezioni di estremità, analizzando, per quanto riguarda i versi delle sollecitazioni, le diverse situazioni possibili in condizioni sismiche.

### **C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI**

Per facilitare la progettazione in situazioni oggettivamente difficili quali, ad esempio, quelle che si presentano quando, per ragioni architettoniche, alcuni elementi debbano avere dimensioni nettamente maggiori di quelle che sarebbero loro richieste dal progetto strutturale, le NTC consentono di trattare tali elementi come elementi secondari e dunque di trascurare la loro rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali. Tale semplificazione è condizionata al rispetto di alcune condizioni precisate nelle norme.

#### **ELEMENTI SECONDARI**

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado, nella configurazione deformata più sfavorevole, di mantenere la loro portanza nei confronti dei carichi

pilastrici escluderle in assoluto.

Proprio per questa ragione, in accordo con EN-1998, per la pressoflessione di pilastri o colonne si adotta un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  unico e pari a 1,3, sia per la CD "A" sia per la CD "B". Per lo stesso motivo, non essendo possibile escludere che, durante l'evento sismico, si abbiano plasticizzazioni in alcuni pilastri, alle zone di estremità di tutti i pilastri primari deve essere garantito un comportamento dissipativo.

I valori dei fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , distinti per tipologia strutturale e Classi di Duttilità, sono riportati nella Tabella 7.2.I della norma.

I principi della progettazione in capacità sono alla base della progettazione antisismica e si applicano ogni qual volta si voglia favorire un determinato comportamento strutturale a livello sia locale sia globale.

Analogamente, se si vuole valutare la massima domanda a taglio in un elemento strutturale si determina, in base a semplici considerazioni di equilibrio, il valore del taglio in equilibrio con le azioni esterne (ad es. il carico verticale distribuito in una trave) e con la capacità a flessione (momenti resistenti) nelle sezioni di estremità, analizzando, per quanto riguarda i versi delle sollecitazioni, le diverse situazioni possibili in condizioni sismiche.

### **C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI**

**NOTA:** per facilitare la progettazione in situazioni oggettivamente difficili quali, ad esempio, quelle che si presentano quando, per ragioni architettoniche, alcuni elementi debbano avere dimensioni nettamente maggiori di quelle che sarebbero loro richieste dal progetto strutturale, le NTC consentono di trattare tali elementi come elementi secondari e dunque di trascurare la loro rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali. Tale semplificazione è condizionata al rispetto di alcune condizioni precisate nelle norme.

#### **ELEMENTI SECONDARI**

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado, nella configurazione deformata più sfavorevole, di mantenere la loro capacità portante nei confronti dei

verticali tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel § 7.3 delle **NTC**. Solo per gli elementi strutturali secondari che non subiscono plasticizzazioni sotto la combinazione di azioni SLU i particolari costruttivi sono quelli prescritti al Cap. 4; in caso contrario valgono le prescrizioni del Cap. 7.

#### ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

La norma divide gli elementi costruttivi non strutturali in due gruppi:

- 1) elementi con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
- 2) elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Per il primo gruppo di elementi non strutturali occorre introdurre nel modello strutturale globale, oltre alla massa degli elementi, che viene sempre considerata, anche la loro rigidità descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura. In tal caso la domanda sismica sugli elementi non strutturali è ottenuta direttamente dal modello di calcolo.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare a una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso.

La verifica degli elementi non strutturali, degli impianti o, per le costruzioni di muratura, dei meccanismi locali richiede una corretta valutazione dell'input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali).

#### *Spettri di risposta di piano*

Gli spettri di risposta di ciascun piano possono essere determinati, a partire dalla risposta in accelerazione della struttura alla quota considerata, nell'ipotesi semplificativa che la struttura possa essere assunta come una forzante armonica per l'elemento non strutturale, portando in conto le amplificazioni dovute agli effetti dinamici sul singolo elemento non strutturale, legate al suo periodo di oscillazione e al suo coefficiente di smorzamento nonché alle corrispondenti caratteristiche della struttura.

Nella formula [7.2.1], il parametro  $S_a$  rappresenta appunto l'accelerazione massima (risposta), normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale

carichi verticali tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel § 7.3 delle **NTC**. Quando gli elementi secondari soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati come previsto nel § 7.2.3 delle NTC, non subiscono plasticizzazioni, per questi ultimi possono essere adottati i particolari costruttivi prescritti al Cap.4; in caso contrario valgono le prescrizioni del Cap. 7.

#### ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

La norma classifica gli elementi costruttivi non strutturali in due gruppi:

- 1) elementi con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
- 2) elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Ai fini, anche, della determinazione della domanda sismica, per il primo gruppo di elementi non strutturali si potrà introdurre, in relazione al tipo di verifica e di analisi da effettuarsi, nel modello strutturale globale, oltre alla massa degli elementi, che viene sempre considerata, anche la loro rigidità descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare a una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso.

La verifica degli elementi non strutturali, degli impianti o, per le costruzioni di muratura, dei meccanismi locali richiede una corretta valutazione dell'input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali); a tal fine risulta utile la seguente definizione di spettri di risposta di piano.

#### Spettri di risposta di piano

Gli spettri di risposta di ciascun piano possono essere determinati, a partire dalla risposta in accelerazione della struttura alla quota considerata, nell'ipotesi semplificativa che la struttura possa essere assunta come una forzante armonica per l'elemento non strutturale, portando in conto le amplificazioni dovute agli effetti dinamici sul singolo elemento non strutturale, legate al suo periodo di oscillazione e al suo coefficiente di smorzamento nonché alle corrispondenti caratteristiche della struttura.

Nella formula [7.2.1], il parametro  $S_a$  rappresenta appunto l'accelerazione massima (risposta), normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale

subisce durante il sisma, per lo stato limite considerato. L'involuppo dei valori assunti da  $S_a$  al variare del periodo proprio  $T_a$ , a un generico piano della costruzione, costituisce lo spettro di risposta di quel piano

L'accelerazione del piano j-esimo della struttura relativa al modo i-esimo è data dalla relazione:

$$S_{ij} = \varphi_{ij} \Gamma_i S_i(T_i) \quad [C7.2.1]$$

dove:

- $S_i(T_i)$  è l'ordinata dello spettro relativa al modo i-esimo (normalizzata rispetto a  $g$  ed eventualmente ridotta attraverso il fattore di comportamento  $q$  della costruzione);
- $\Gamma_i$  è il "fattore di partecipazione modale", definito dalla relazione:

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T M \tau}{\varphi_i^T M \varphi_i} \quad [C7.2.2]$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi_i$  è la forma modale del modo i-esimo normalizzata al valore massimo; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano considerato, nella direzione considerata, per il modo i-esimo, è data, dunque, dall'equazione:

$$S_{a,ij} = S_{ij} \cdot R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right) \quad [C7.2.3]$$

dove  $R$ , il fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale, è funzione del coefficiente di smorzamento  $\xi_a$  dell'elemento e del rapporto tra il periodo dell'elemento  $T_a$  e il periodo del modo i-esimo della struttura  $T_i$ , e vale:

$$R = \left[ \left( 2\xi_a \frac{T_a}{T_i} \right)^2 + \left( 1 - \left( \frac{T_a}{T_i} \right)^2 \right)^2 \right]^{-\beta} \quad [C7.2.4]$$

L'eq. C7.2.3 rappresenta la risposta del singolo elemento non strutturale di periodo  $T_a$ , posto al piano j-esimo, per effetto del modo di vibrare i-esimo della struttura e tiene conto attraverso il coefficiente  $\beta$  (variabile tra 0,4 e 0,5) dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale. La risposta totale si ottiene combinando opportunamente le risposte relative ai diversi modi, ad es. attraverso la regola SRSS.

subisce durante il sisma, per lo stato limite considerato. L'involuppo dei valori assunti da  $S_a$  al variare del periodo proprio  $T_a$ , a un generico piano della costruzione, costituisce lo spettro di risposta di quel piano

L'accelerazione del piano j-esimo della struttura relativa al modo i-esimo è data dalla relazione:

$$S_{ij} = \varphi_{ij} \Gamma_i S_i(T_i) \quad [C7.2.1]$$

dove:

- $S_i(T_i)$  è l'ordinata dello spettro relativa al modo i-esimo (normalizzata rispetto a  $g$  ed eventualmente ridotta attraverso il fattore di comportamento  $q$  della costruzione);
- $\Gamma_i$  è il "fattore di partecipazione modale", definito dalla relazione:

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T M \tau}{\varphi_i^T M \varphi_i} \quad [C7.2.2]$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi_i$  è la forma modale del modo i-esimo normalizzata al valore massimo; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano considerato, nella direzione considerata, per il modo i-esimo, è data, dunque, dall'equazione:

$$S_{a,ij} = S_{ij} \cdot R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right) \quad [C7.2.3]$$

dove  $R$ , il fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale, è funzione del coefficiente di smorzamento  $\xi_a$  dell'elemento e del rapporto tra il periodo dell'elemento  $T_a$  e il periodo del modo i-esimo della struttura  $T_i$ , e vale:

$$R = \left[ \left( 2\xi_a \frac{T_a}{T_i} \right)^2 + \left( 1 - \left( \frac{T_a}{T_i} \right)^2 \right)^2 \right]^{-\beta} \quad [C7.2.4]$$

L'eq. C7.2.3 rappresenta la risposta del singolo elemento non strutturale di periodo  $T_a$ , posto al piano j-esimo, per effetto del modo di vibrare i-esimo della struttura e tiene conto attraverso il coefficiente  $\beta$  (variabile tra 0,4 e 0,5) dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale. La risposta totale si ottiene combinando opportunamente le risposte relative ai diversi modi, ad es. attraverso la regola SRSS.

La norma consente infine di ridurre la domanda sismica  $S_a$  su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento  $q_a$ . In tabella [C7.2.I] sono riportati i valori di  $q_a$  utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali.

**Tabella C7.2.I - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturali**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

È opportuno che il progettista, in base a considerazioni specifiche sulla risposta strutturale dell'elemento, indichi espressamente il gruppo attribuito a ciascun elemento non strutturale e il tipo di modellazione adottata. Nell'attribuzione del gruppo è opportuno ricordare che uno stesso elemento strutturale, ad esempio una tamponatura robusta, può appartenere al gruppo 1 per azioni sismiche nel proprio piano medio e al gruppo 2 per azioni sismiche ortogonali al proprio piano medio e tenere opportuno conto di ciò nel modello di calcolo.

Poiché la risposta degli elementi non strutturali è legata, attraverso il periodo proprio dell'elemento, ai modi di vibrare della struttura, nel valutarne la risposta si deve considerare un intervallo nell'intorno del periodo fondamentale della struttura, che tenga conto, per il limite inferiore dell'intervallo, delle possibili incertezze di modellazione o dell'incremento di rigidezza rispetto al modello di riferimento dovuta agli elementi non strutturali, per il limite superiore dell'intervallo,, dell'incremento di periodo dovuto alle plasticizzazioni, da valutarsi in funzione del fattore di comportamento attribuito alla struttura.. Lo stesso fattore di comportamento deve essere utilizzato per la valutazione della risposta spettrale inelastica della struttura.

*Formulazione semplificata, a diverse quote, per elementi non strutturali, impianti,*

La norma consente infine di ridurre la domanda sismica  $S_a$  su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento  $q_a$ . In tabella [C7.2.I] sono riportati i valori di  $q_a$  utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali.

**Tabella C7.2.I - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturali**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

È opportuno che il progettista, in base a considerazioni specifiche sulla risposta strutturale dell'elemento, indichi espressamente il gruppo attribuito a ciascun elemento non strutturale e il tipo di modellazione adottata. Nell'attribuzione del gruppo è opportuno ricordare che uno stesso elemento strutturale, ad esempio una tamponatura robusta, può appartenere al gruppo 1 per azioni sismiche nel proprio piano medio e al gruppo 2 per azioni sismiche ortogonali al proprio piano medio e tenere opportuno conto di ciò nel modello di calcolo.

Poiché la risposta degli elementi non strutturali è legata, attraverso il periodo proprio dell'elemento, ai modi di vibrare della struttura, nel valutarne la risposta si deve considerare un intervallo nell'intorno del periodo fondamentale della struttura, che tenga conto, per il limite inferiore dell'intervallo, delle possibili incertezze di modellazione o dell'incremento di rigidezza rispetto al modello di riferimento dovuta agli elementi non strutturali, per il limite superiore dell'intervallo,, dell'incremento di periodo dovuto alle plasticizzazioni, da valutarsi in funzione del fattore di comportamento attribuito alla struttura.. Lo stesso fattore di comportamento deve essere utilizzato per la valutazione della risposta spettrale inelastica della struttura.

*Formulazione semplificata, a diverse quote, per elementi non strutturali, impianti,*

**eventuali meccanismi locali**

Nel seguito è fornita una formulazione analitica semplificata, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali, valida qualunque sia la tipologia della costruzione.

La formulazione analitica semplificata consentedi valutare lo spettro di accelerazione  $S_{ez}(T, \xi)$  ad una quota  $z$  significativa per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame; la formulazione è basata sulle proprietà dinamiche della struttura principale e sui valori dello spettro di risposta alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione.

Questa formulazione consente di tenere conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione ritenuti significativi; in linea generale devono essere preventivamente individuate le forme di vibrazione (ed i relativi periodi) significative per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame, anche in relazione alla sua posizione in pianta (la sommatoria nella formula che segue è estesa a questi modi, identificati dal pedice  $k$ ):

$$S_{ze}(T, x, z) = \sqrt{\bar{a}} S_{ze,k}(T, x, z) \quad \left( \text{ }^3 S_e(T, x) \text{ per } T > T_i \right) \quad [C7.2.5]$$

$$S_{ze,k}(T, x, z) = \begin{cases} \frac{1.1 x_k^{0.5} h(x) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 x_k^{0.5} h(x) - 1] \left(1 - \frac{T}{a T_k}\right)^{\eta}} & T < a T_k \\ 1.1 x_k^{0.5} h(x) a_{z,k}(z) & a T_k \leq T \leq b T_k \\ \frac{1.1 x_k^{0.5} h(x) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 x_k^{0.5} h(x) - 1] \left(\frac{T}{b T_k} - 1\right)^{\eta}} & T > b T_k \end{cases} \quad [C7.2.6]$$

$$a_{z,k}(z) = S_0(T_k, x_k) \gamma_k \psi_k(z) \sqrt{1 + 0.0004 x_k^2} \quad [C7.2.7]$$

dove:

$S_e(T, \xi)$  è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente  $T$  e lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;

$S_{eZ,k}$  è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal  $k$ -esimo modo della struttura principale, di periodo proprio  $T_{ke}$  smorzamento viscoso equivalente  $\xi_k$  (in percentuale);

$a$  e  $b$  sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;

$\gamma_k$  è il  $k$ -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è il valore della  $k$ -esimaforma modale alla quota  $z$ , nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento  $\xi$  diverso dal 5%, dato dalla (3.2.6) nel § 3.2.3.2.1;

**eventuali meccanismi locali**

Nel seguito è fornita una formulazione analitica semplificata, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali, valida qualunque sia la tipologia della costruzione.

La formulazione analitica semplificata consentedi valutare lo spettro di accelerazione  $S_{ez}(T, \xi)$  ad una quota  $z$  significativa per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame; la formulazione è basata sulle proprietà dinamiche della struttura principale e sui valori dello spettro di risposta alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione.

Questa formulazione consente di tenere conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione ritenuti significativi; in linea generale devono essere preventivamente individuate le forme di vibrazione (ed i relativi periodi) significative per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame, anche in relazione alla sua posizione in pianta (la sommatoria nella formula che segue è estesa a questi modi, identificati dal pedice  $k$ ):

$$S_{ze}(T, x, z) = \sqrt{\bar{a}} S_{ze,k}(T, x, z) \quad \left( \text{ }^3 S_e(T, x) \text{ per } T > T_i \right) \quad [C7.2.5]$$

$$S_{ze,k}(T, x, z) = \begin{cases} \frac{1.1 x_k^{0.5} h(x) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 x_k^{0.5} h(x) - 1] \left(1 - \frac{T}{a T_k}\right)^{\eta}} & T < a T_k \\ 1.1 x_k^{0.5} h(x) a_{z,k}(z) & a T_k \leq T \leq b T_k \\ \frac{1.1 x_k^{0.5} h(x) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 x_k^{0.5} h(x) - 1] \left(\frac{T}{b T_k} - 1\right)^{\eta}} & T > b T_k \end{cases} \quad [C7.2.6]$$

$$a_{z,k}(z) = S_0(T_k, x_k) \gamma_k \psi_k(z) \sqrt{1 + 0.0004 x_k^2} \quad [C7.2.7]$$

dove:

$S_e(T, \xi)$  è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente  $T$  e lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;

$S_{eZ,k}$  è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal  $k$ -esimo modo della struttura principale, di periodo proprio  $T_{ke}$  smorzamento viscoso equivalente  $\xi_k$  (in percentuale);

$a$  e  $b$  sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;

$\gamma_k$  è il  $k$ -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$  è il valore della  $k$ -esimaforma modale alla quota  $z$ , nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento  $\xi$  diverso dal 5%, dato dalla (3.2.6) nel § 3.2.3.2.1;

$a_{z,k}$  è il contributo del  $k$ -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

L'accelerazione massima alla quota  $z$  è quindi fornita dalla seguente espressione:

$$a_z(z) = \sqrt{\dot{a}^2 a_{z,k}^2(z)} \quad [C7.2.8]$$

mentre il contributo al picco di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo  $T_k$  fornito dal  $k$ -esimo modo, vale:

$$S_{z,k}(T_k, \chi, z) = 1.1 \chi_k^{-0.5} h(\chi) a_{z,k}(z) \quad [C7.2.9]$$

Nella verifica di meccanismi locali in edifici multipiano è, in genere, sufficiente riferirsi al solo primo modo di vibrare nella direzione di verifica, in quanto è quello che induce la domanda di spostamento più significativa; nel caso in cui si stia eseguendo una verifica globale dell'edificio principale attraverso un'analisi statica non lineare, per il periodo  $T_1$  può essere assunto il periodo elastico  $T^*$ , dato dalla formula [C7.3.6] riportata nel § C7.3.4.1.

Una valutazione più accurata di  $T_1$  richiederebbe la stima del periodo secante del sistema bilineare, in corrispondenza della domanda di spostamento (v. equazione [C7.3.7] o [C7.3.8]) prodotta dall'accelerazione al suolo che porta allo stato limite il meccanismo locale (procedimento iterativo che tiene conto dello stato di danneggiamento della struttura principale, al raggiungimento dello stato limite da parte del meccanismo locale).

In assenza di tali valutazioni, il periodo  $T_1$  può essere stimato con la formula [7.3.6] del § 7.3.3.2.

Nel caso di strutture con masse distribuite in maniera sostanzialmente uniforme lungo l'altezza, se si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità all'edificio, il coefficiente di partecipazione modale può essere approssimato dalla formula:

$$g_1 = \frac{3n}{2n+1} \quad [C7.2.10]$$

dove  $n$  è il numero di piani.

Si segnala che gli spettri alle diverse quote sono fortemente influenzati dal livello di non linearità della struttura principale; essi presentano infatti una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica. Tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare. La formulazione proposta considera tale effetto attraverso lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  e l'incremento del periodo equivalente  $T_k$ .

#### **Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai**

Per le sole costruzioni con struttura intelaiata, in alternativa alle precedenti

$a_{z,k}$  è il contributo del  $k$ -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

L'accelerazione massima alla quota  $z$  è quindi fornita dalla seguente espressione:

$$a_z(z) = \sqrt{\dot{a}^2 a_{z,k}^2(z)} \quad [C7.2.8]$$

mentre il contributo al picco di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo  $T_k$  fornito dal  $k$ -esimo modo, vale:

$$S_{z,k}(T_k, \chi, z) = 1.1 \chi_k^{-0.5} h(\chi) a_{z,k}(z) \quad [C7.2.9]$$

Nella verifica di meccanismi locali in edifici multipiano è, in genere, sufficiente riferirsi al solo primo modo di vibrare nella direzione di verifica, in quanto è quello che induce la domanda di spostamento più significativa; nel caso in cui si stia eseguendo una verifica globale dell'edificio principale attraverso un'analisi statica non lineare, per il periodo  $T_1$  può essere assunto il periodo elastico  $T^*$ , dato dalla formula [C7.3.6] riportata nel § C7.3.4.1.

Una valutazione più accurata di  $T_1$  richiederebbe la stima del periodo secante del sistema bilineare, in corrispondenza della domanda di spostamento (v. equazione [C7.3.7] o [C7.3.8]) prodotta dall'accelerazione al suolo che porta allo stato limite il meccanismo locale (procedimento iterativo che tiene conto dello stato di danneggiamento della struttura principale, al raggiungimento dello stato limite da parte del meccanismo locale).

In assenza di tali valutazioni, il periodo  $T_1$  può essere stimato con la formula [7.3.6] del § 7.3.3.2.

Nel caso di strutture con masse distribuite in maniera sostanzialmente uniforme lungo l'altezza, se si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità all'edificio, il coefficiente di partecipazione modale può essere approssimato dalla formula:

$$g_1 = \frac{3n}{2n+1} \quad [C7.2.10]$$

dove  $n$  è il numero di piani.

Si segnala che gli spettri alle diverse quote sono fortemente influenzati dal livello di non linearità della struttura principale; essi presentano infatti una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica. Tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare. La formulazione proposta considera tale effetto attraverso lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  e l'incremento del periodo equivalente  $T_k$ .

#### **Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai**

Per le sole costruzioni con struttura intelaiata, in alternativa alle precedenti

formulazioni nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, l'accelerazione massima  $S_a(T_a)$  può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5].

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, l'accelerazione massima  $S_a(T_a)$  può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5].

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot (1+z/H) \cdot \frac{a_p}{1+(a_p-1) \left(1 - T_a/a \cdot T_1\right)^2} \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a < a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1+z/H) \cdot a_p & \text{per } a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1+z/H) \cdot \frac{a_p}{1+(a_p-1) \left(1 - T_a/b \cdot T_1\right)^2} \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a \geq b \cdot T_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

$a, b, a_p$  sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (vedi Figura C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre  $z = 0$ .

Gli spettri di piano, descritti attraverso l'eq. C7.2.11, sono in generale conservativi per un ampio campo di periodi, con particolare riguardo a elementi non strutturali aventi periodo proprio prossimo al periodo fondamentale della costruzione. In particolare i parametri  $a, b$  e  $a_p$  sono stati definiti in accordo con il periodo proprio della struttura e calibrati per tener conto dell'elongazione del periodo fondamentale, legata alle non linearità del sistema, e del contributo dei modi superiori.

formulazioni nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, l'accelerazione massima  $S_a(T_a)$  può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5].

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, l'accelerazione massima  $S_a(T_a)$  può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5].

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot (1+z/H) \cdot \frac{a_p}{1+(a_p-1) \left(1 - T_a/a \cdot T_1\right)^2} \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a < a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1+z/H) \cdot a_p & \text{per } a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1+z/H) \cdot \frac{a_p}{1+(a_p-1) \left(1 - T_a/b \cdot T_1\right)^2} \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a \geq b \cdot T_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (si veda § 3.2.2);

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

$a, b, a_p$  sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si veda Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre  $z = 0$ .

Gli spettri di piano, descritti attraverso l'eq. C7.2.11, sono in generale conservativi per un ampio campo di periodi, con particolare riguardo a elementi non strutturali aventi periodo proprio prossimo al periodo fondamentale della costruzione. In particolare i parametri  $a, b$  e  $a_p$  sono stati definiti in accordo con il periodo proprio della struttura e calibrati per tener conto dell'elongazione del periodo fondamentale, legata alle non linearità del sistema, e del contributo dei modi superiori.

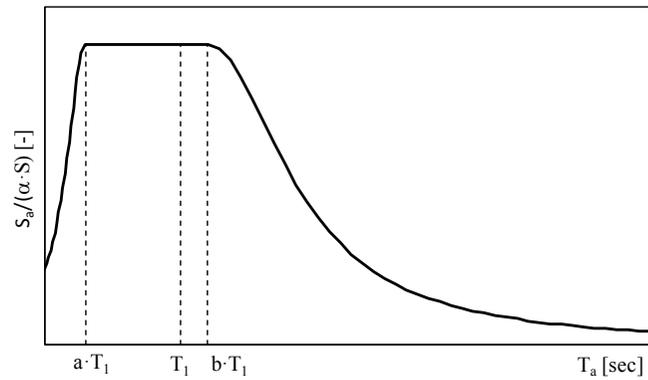


Figura. C7.2.3 –Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, ap in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T1.

	a	b	ap
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1,0	2,5

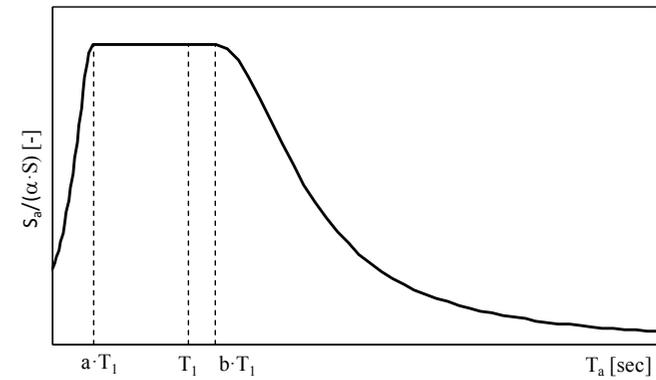
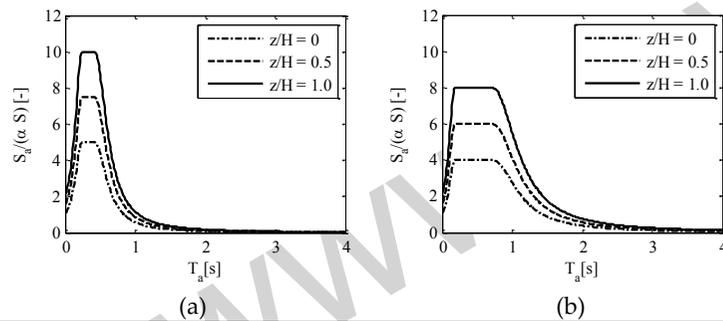
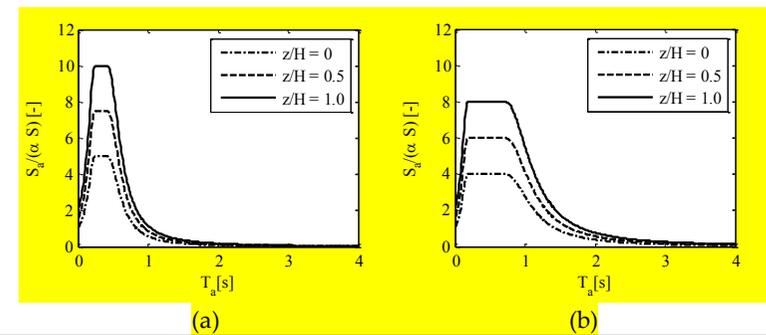
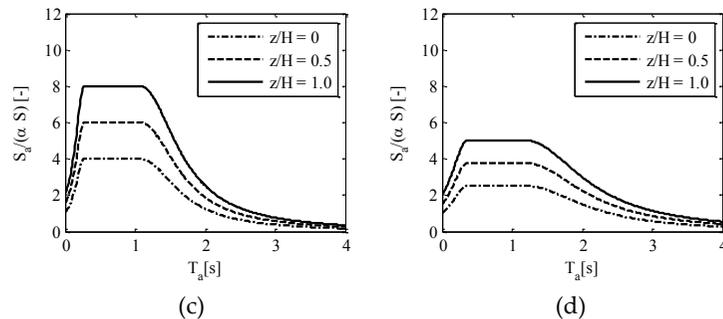


Figura. C7.2.3 –Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, ap in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T1.

	a	B	ap
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1,0	2,5





**Figura C7.2.4** - Accelerazione massima, normalizzata rispetto ad  $\alpha S$ , per i seguenti valori di  $T_1$ :  
 (a)  $T_1 = 0,3$  s, (b)  $T_1 = 0,6$  s,  
 (c)  $T_1 = 0,9$  s, (d)  $T_1 = 1,2$  s..

L'approccio seguito per la determinazione degli effetti sugli elementi non strutturali del secondo gruppo può essere utilizzato anche per quelli del primo gruppo, a condizione che la risposta strutturale sia determinata attraverso un modello che includa sia la massa sia la rigidità degli elementi non strutturali. Ciò può rendersi necessario per quei modelli che non consentano la determinazione diretta della risposta dinamica degli elementi non strutturali.

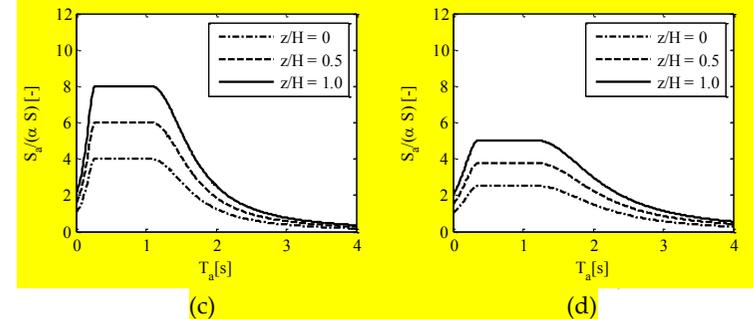
#### C7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

La norma fornisce indicazioni specifiche per la progettazione degli impianti, distinguendo gli impianti veri e propri dai dispositivi di alimentazione e dai collegamenti. Si forniscono anche indicazioni relative ai compiti specifici del progettista, dell'installatore e del fornitore, distinguendo le relative responsabilità. Le verifiche da eseguire per garantire le prestazioni della costruzione, con particolare riguardo al funzionamento degli impianti e alle condizioni di sicurezza ad essi correlate, sono indicate esplicitamente, per i diversi Stati Limite, nel § 7.3.6 delle NTC.

#### C7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione dagli elementi della struttura in elevazione si ottengono, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità degli elementi soprastanti.

Ad esempio, quando si vogliono determinare le azioni trasmesse in fondazione da una colonna, un pilastro o una pila da ponte, si deve considerare il momento resistente nella sezione di base, che ne costituisce la capacità a flessione, unitamente al taglio ricavato da considerazioni di equilibrio e al valore corrispondente dello sforzo normale. Analogamente, nelle strutture a telaio, i valori massimi degli sforzi normali possono essere dedotti in base a considerazioni di equilibrio, in corrispondenza dei valori



**Figura C7.2.4** - Accelerazione massima, normalizzata rispetto ad  $\alpha S$ , per i seguenti valori di  $T_1$ :  
 (a)  $T_1 = 0,3$  s, (b)  $T_1 = 0,6$  s,  
 (c)  $T_1 = 0,9$  s, (d)  $T_1 = 1,2$  s..

L'approccio seguito per la determinazione degli effetti sugli elementi non strutturali del secondo gruppo può essere utilizzato anche per quelli del primo gruppo, a condizione che la risposta strutturale sia determinata attraverso un modello che includa sia la massa sia la rigidità degli elementi non strutturali. Ciò può rendersi necessario per quei modelli che non consentano la determinazione diretta della risposta dinamica degli elementi non strutturali.

#### C7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

#### C7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

massimi del taglio nelle sezioni di estremità delle travi, anch'esso ottenuto da considerazioni di equilibrio a partire dalla capacità a flessione.

In ogni caso, le azioni in fondazione trasmesse dalla struttura in elevazione non possono superare quelle ottenute direttamente dall'analisi nell'ipotesi di comportamento non dissipativo.

#### **C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA**

##### **MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA**

Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e essere collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono, affinché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta; in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, specie se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non riducano significativamente la rigidezza.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando gli orizzontamenti siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidezza e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel suo centro di gravità.

Ai fini di una corretta valutazione della risposta strutturale, la norma richiede che, nel rappresentare la rigidezza flessionale e a taglio dei singoli elementi di muratura, calcestruzzo, acciaio-calcestruzzo, si tenga conto della fessurazione. La norma impone che, in assenza di analisi specifiche, la rigidezza degli elementi fessurati non sia assunta minore del 50% delle corrispondenti rigidezze non fessurate. Tale limite non è ovviamente un limite inderogabile, ma, nel caso di deroga, le diverse assunzioni devono essere opportunamente giustificate.

La norma precisa anche che, nella valutazione della rigidezza degli elementi fessurati, si debba tenere conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Il coefficiente di fessurazione allo SLD dipende dal fattore di comportamento  $q$ , in quanto quest'ultimo condiziona lo stato fessurativo che si riscontra in corrispondenza dei diversi stati limite considerati. Ad esempio, se si adotta per la progettazione allo SLV

#### **C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA**

##### **MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA**

Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e essere collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono, affinché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta; in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, specie se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non riducano significativamente la rigidezza.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando gli orizzontamenti siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidezza e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel suo centro di gravità.

Ai fini di una corretta valutazione della risposta strutturale, la norma richiede che, nel rappresentare la rigidezza flessionale e a taglio dei singoli elementi di muratura, calcestruzzo, acciaio-calcestruzzo, si tenga conto della fessurazione. La norma prevede che, in assenza di analisi specifiche, la rigidezza degli elementi fessurati non sia assunta minore del 50% delle corrispondenti rigidezze non fessurate. Valori minori possono essere assunti a fronte di specifiche valutazioni adeguatamente motivate.

La norma precisa che in ogni caso, nella valutazione della rigidezza degli elementi fessurati, si debba tenere conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

**NOTA:** il coefficiente di fessurazione allo SLD dipende dal fattore di comportamento  $q$ , in quanto quest'ultimo condiziona lo stato fessurativo che si riscontra in corrispondenza dei diversi stati limite considerati. Ad esempio, se si adotta per la progettazione allo SLV

un fattore di comportamento  $q$  di notevole entità, è ragionevole ipotizzare che molti elementi possano essere plasticizzati e che gran parte di essi siano fessurati in maniera estesa; può accadere inoltre che, in corrispondenza di un'azione sismica minore (ad esempio quella corrispondente allo SLD), ci siano già plasticizzazioni ed estese fessurazioni.

Se invece la struttura è stata progettata allo SLV per valori ridotti del fattore di comportamento  $q$ , è ragionevole ipotizzare che, per azioni sismiche minori quali quelle relative allo SLD, molti elementi siano ancora in campo elastico o siano fessurati in maniera limitata, tenuto sempre conto che la fessurazione si manifesta comunque anche per effetto dei soli carichi verticali.

Per gli elementi di calcestruzzo armato la fessurazione degli elementi dipende dalla geometria, dai quantitativi di armatura e dallo stato di sollecitazione; pertanto, per tenerne correttamente conto, si dovrebbe ricorrere a un processo iterativo, che risulterebbe eccessivamente oneroso e, in ogni caso, affetto da numerose incertezze.

In linea con le principali normative si può, in maniera semplificata, fissare un coefficiente riduttivo della rigidità denominato coefficiente di fessurazione  $\alpha_f$ , da applicare sia alla rigidità flessionale sia alla rigidità a taglio di ciascun elemento. Tale coefficiente è espresso in funzione del carico assiale  $N$  e del fattore di comportamento  $q$  adottati per la progettazione allo SLV.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b),  $q$  rappresenta il fattore di comportamento,  $N$  lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica,  $A_c$  l'area della sezione,  $f_{cd}$  la resistenza a compressione del calcestruzzo; in assenza di più accurate valutazioni, i valori di  $\alpha_f$ , possono essere dedotti dalle Figure C7.2.5a e C7.2.5b, interpolando linearmente per valori di  $N$  e di  $q$  compresi tra quelli considerati.

I valori proposti sono leggermente più elevati dei valori solitamente riportati in altre normative o nella letteratura scientifica, hanno un valore indicativo e si mantengono entro limiti che, da norma, ne consentono, nella maggior parte dei casi correnti, l'adozione senza analisi o valutazioni specifiche.

un fattore di comportamento  $q$  di notevole entità, è ragionevole ipotizzare che molti elementi possano essere plasticizzati e che gran parte di essi siano fessurati in maniera estesa; può accadere inoltre che, in corrispondenza di un'azione sismica minore (ad esempio quella corrispondente allo SLD), ci siano già plasticizzazioni ed estese fessurazioni.

Se invece la struttura è stata progettata allo SLV per valori ridotti del fattore di comportamento  $q$ , è ragionevole ipotizzare che, per azioni sismiche minori quali quelle relative allo SLD, molti elementi siano ancora in campo elastico o siano fessurati in maniera limitata, tenuto sempre conto che la fessurazione si manifesta comunque anche per effetto dei soli carichi verticali.

Per gli elementi di calcestruzzo armato la fessurazione degli elementi dipende dalla geometria, dai quantitativi di armatura e dallo stato di sollecitazione; pertanto, per tenerne correttamente conto, si dovrebbe ricorrere a un processo iterativo, che risulterebbe eccessivamente oneroso e, in ogni caso, affetto da numerose incertezze.

Per gli elementi in calcestruzzo armato si può, in maniera semplificata, adottare un coefficiente riduttivo della rigidità denominato coefficiente di fessurazione  $\alpha_f$ , da applicare sia alla rigidità flessionale sia alla rigidità a taglio di ciascun elemento. Tale coefficiente è espresso in funzione del carico assiale  $N$  e del fattore di comportamento  $q$  adottati per la progettazione allo SLV.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b),  $q$  rappresenta il fattore di comportamento,  $N$  lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica,  $A_c$  l'area della sezione,  $f_{cd}$  la resistenza a compressione del calcestruzzo.

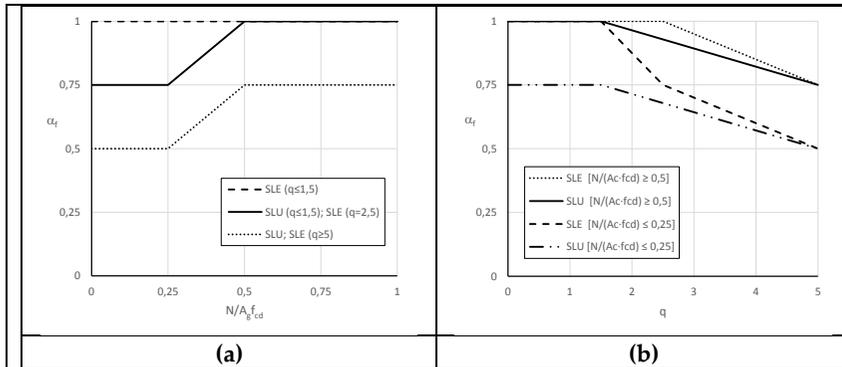


Figura C7.2.5 Dipendenza di  $\alpha_f$  dal carico assiale  $N$  e dal fattore di comportamento  $q$

#### MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, la norma prescrive che, al centro di massa di ciascun orizzontamento, sia attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla posizione quale deriva dal calcolo.

Nell'analisi della risposta sismica, in assenza di più accurate analisi e per i soli edifici, la norma prescrive che si debba considerare un'eccentricità accidentale di applicazione dell'azione sismica, in ogni direzione, non inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio (da intendersi come media ponderata rispetto alle aree) misurata perpendicolarmente a tale direzione. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Si specifica che l'eccentricità accidentale, oltre che per considerare le incertezze legate alla localizzazione delle masse, è una maniera indiretta per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico. A rigore, infatti, si dovrebbe considerare una componente torsionale del trascinamento sismico, sia nelle analisi statiche, sia nelle analisi dinamiche; tradizionalmente, invece, l'azione sismica viene descritta esclusivamente attraverso le due componenti traslazionali orizzontali del moto, cui va aggiunta, ove significativa, la componente verticale.

Per semplicità di analisi si preferisce descrivere la variabilità spaziale del moto attraverso lo spostamento del centro di massa dalla sua posizione originaria nella direzione delle due componenti orizzontali e in ambo i versi. In alternativa la norma, al §7.3.3, consente l'utilizzo di un momento torcente valutato a partire dalla 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.

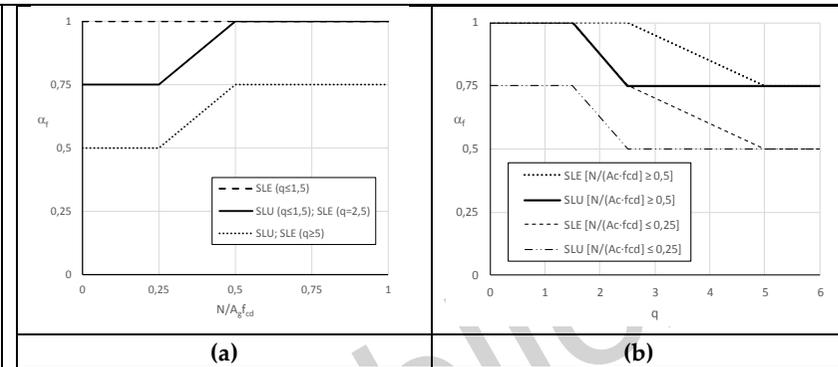


Figura C7.2.5 Dipendenza di  $\alpha_f$  dal carico assiale  $N$  e dal fattore di comportamento  $q$ .

#### MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

**NOTA:** Si specifica che l'eccentricità accidentale, oltre che per considerare le incertezze legate alla localizzazione delle masse, è una maniera indiretta per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico. A rigore, infatti, si dovrebbe considerare una componente torsionale del trascinamento sismico, sia nelle analisi statiche, sia nelle analisi dinamiche; tradizionalmente, invece, l'azione sismica viene descritta esclusivamente attraverso le due componenti traslazionali orizzontali del moto, cui va aggiunta, ove significativa, la componente verticale.

Per semplicità di analisi è possibile descrivere la variabilità spaziale del moto e l'aleatorietà dell'effettivo baricentro delle masse e delle rigidzze attraverso lo spostamento del centro di massa dalla sua posizione originaria nella direzione delle due componenti orizzontali e in ambo i versi. In alternativa è consentito (§7.3.3) applicare un momento torcente valutato a partire dalla 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.

Nel valutare gli effetti dell'eccentricità accidentale, si dovranno considerare, ovviamente, gli effetti concomitanti delle due componenti dell'azione sismica, utilizzando le regole di combinazione indicate al § 7.3.5.

### **C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**

La norma indica i metodi di analisi per la determinazione della domanda sismica e i criteri di verifica per i diversi Stati Limite. Le indicazioni fornite in questo paragrafo sono integrate dalle indicazioni fornite nel Cap. 4 della norma.

#### **C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE**

Quando nella progettazione allo SLV si adottano fattori di comportamento  $q$  elevati (mediamente superiori a 2,5), può accadere che le ordinate dello spettro SLD superino le corrispondenti ordinate dello spettro SLV, così accettando che gli elementi strutturali possano plasticizzarsi anche per eventi sismici relativamente frequenti, quali quelli corrispondenti allo SLD. In questo caso, se si vuole garantire l'assenza di danno strutturale allo SLD, è necessario ridurre opportunamente il fattore di comportamento da adottare nella progettazione allo SLV in modo tale da mantenere le ordinate dello spettro SLD al di sotto delle corrispondenti ordinate dello spettro SLV.

Il nuovo fattore di comportamento  $q'$  può essere ottenuto, per ciascuna direzione, dalla relazione C7.3.1:

$$q' = q_{ND} \cdot \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S_{e,SLD}(T_1)} \quad [C7.3.1]$$

dove:  $q_{ND}$  è il fattore di comportamento non dissipativo definito dall'espressione [7.3.2] della norma;  $T_1$  è il periodo del primo modo traslazionale nella direzione considerata;  $S_{e,SLV}(T_1)$  e  $S_{e,SLD}(T_1)$  sono, rispettivamente, la risposta spettrale elastica allo SLV e allo SLD, relative al periodo  $T_1$ .

#### **C7.3.2 ANALISI DINAMICA O STATICA**

La norma adotta due criteri per la scelta dei metodi di analisi: il primo in relazione al fatto che si adottino modelli lineari o non lineari, il secondo in relazione al fatto che l'equilibrio venga descritto dinamicamente o staticamente.

La norma indica espressamente che il metodo di analisi di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare

Nel valutare gli effetti dell'eccentricità accidentale, si dovranno considerare, ovviamente, gli effetti concomitanti delle due componenti dell'azione sismica, utilizzando le regole di combinazione indicate al § 7.3.5.

### **C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**

#### **C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE**

Quando nella progettazione allo SLV si adottano fattori di comportamento  $q$  elevati (mediamente superiori a 2,5), può accadere che le ordinate dello spettro SLD superino le corrispondenti ordinate dello spettro SLV.

Per le strutture in classe d'uso 1 e 2, per le quali a SLD è richiesta dalle NTC la solo verifica in termini di rigidezza (RIG, si veda § 7.3.6) ciò implica che gli elementi strutturali possano plasticizzarsi anche per eventi sismici relativamente frequenti, quali quelli corrispondenti allo SLD. In questo caso, se si vuole garantire l'assenza di danno strutturale allo SLD, è necessario effettuare, allo stesso SLD, anche la verifica in termini di resistenza (RES) oppure si può ridurre il fattore di comportamento da adottare nella progettazione allo SLV in modo tale da mantenere le ordinate dello spettro SLD al di sotto delle corrispondenti ordinate dello spettro SLV.

Il nuovo fattore di comportamento  $q'$  può essere ottenuto, per ciascuna direzione, dalla relazione C7.3.1:

$$q' = q_{ND} \cdot \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S_{e,SLD}(T_1)} \quad [C7.3.1]$$

dove:  $q_{ND}$  è il fattore di comportamento non dissipativo definito dall'espressione [7.3.2] della norma;  $T_1$  è il periodo del primo modo traslazionale nella direzione considerata;  $S_{e,SLV}(T_1)$  e  $S_{e,SLD}(T_1)$  sono, rispettivamente, la risposta spettrale elastica allo SLV e allo SLD, relative al periodo  $T_1$ .

#### **C7.3.2 ANALISI DINAMICA O STATICA**

dinamica". Indica anche le condizioni di applicabilità dell'analisi lineare statica. Tale analisi può costituire, in ogni caso, un utile riferimento per il controllo dei risultati ottenuti attraverso l'analisi dinamica.

### **C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA**

#### **C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA**

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, avviene in tre passi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della struttura (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione  $T$  e da un fattore di smorzamento convenzionale  $\xi$ , nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali ad esempio quelli di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore del fattore di smorzamento convenzionale  $\xi$ , ossia  $\xi = 5\%$ .

Qualunque configurazione deformata di una struttura (e lo stato di sollecitazione a tale deformata connesso), può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento ad esso associate, da cui dipendono, unitamente alla corrispondente amplificazione, gli effetti che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano

### **C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA**

#### **C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA**

**NOTA:** l'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, avviene in tre passi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della struttura (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione  $T$  e da un fattore di smorzamento convenzionale  $\xi$ , nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali ad esempio quelli di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore del fattore di smorzamento convenzionale  $\xi$ , ossia  $\xi = 5\%$ .

Qualunque configurazione deformata di una struttura (e lo stato di sollecitazione a tale deformata connesso), può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento ad esso associate, da cui dipendono, unitamente alla corrispondente amplificazione, gli effetti che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano

generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

La regola di combinazione imposta dalla norma è la regola di combinazione quadratica completa CQC (Complete Quadratic Combination): tale regola porta in conto anche l'eventuale correlazione tra i modi, attraverso il fattore  $\rho_{ij}$ . Essa degenera nella più semplice regola SRSS (SquareRoot of Sum of Squares), valida nell'ipotesi in cui i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La SRSS può essere utilizzata, ove ritenuto necessario, come riferimento per il controllo dei risultati, tenendo presente che, in assenza di correlazione, la CQC degenera nella SRSS e che, in generale, quando il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di più del 10% da quello degli altri modi, le differenze tra le due regole diventano trascurabili.

#### C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) invece di effettuare l'analisi dinamica della costruzione si assume per essa un modo di vibrare principale avente un periodo  $T_1$  calcolato in maniera approssimata (utilizzando l'espressione [7.3.6c] delle NTC) e spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione [7.3.7] delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano altri modi di vibrare.

In letteratura e nelle diverse normative esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.

L'equazione [7.3.6c] della norma porta in conto, in maniera indiretta l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.

generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

La regola di combinazione imposta dalla norma è la regola di combinazione quadratica completa CQC (Complete Quadratic Combination): tale regola porta in conto anche l'eventuale correlazione tra i modi, attraverso il fattore  $\rho_{ij}$ . Essa degenera nella più semplice regola SRSS (SquareRoot of Sum of Squares), valida nell'ipotesi in cui i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La SRSS può essere utilizzata, ove ritenuto necessario, come riferimento per il controllo dei risultati, tenendo presente che, in assenza di correlazione, la CQC degenera nella SRSS e che, in generale, quando il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di più del 10% da quello degli altri modi, le differenze tra le due regole diventano trascurabili.

#### C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

**NOTA:** l'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) invece di effettuare l'analisi dinamica della costruzione si assume per essa un modo di vibrare principale avente un periodo  $T_1$  calcolato in maniera approssimata (utilizzando l'espressione [7.3.6c] delle NTC) e spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione [7.3.7] delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano altri modi di vibrare.

In letteratura e [nei diversi documenti tecnici di riferimento](#) esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.

L'equazione [7.3.6] della norma porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.

Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo  $T_1$ , cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti; in ogni caso si ricorda che l'analisi lineare statica può essere utilizzata come riferimento nel controllare i risultati ottenuti attraverso analisi dinamiche.

### **C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA**

#### **C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA**

Per eseguire analisi non lineari dinamiche occorre definire da un lato un modello della struttura che descriva opportunamente le fonti di non linearità significative, dall'altro le storie temporali di accelerazioni che descrivono il moto del terreno. Ciascuna storia temporale (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, e una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno. Gli accelerogrammi possono essere artificiali, naturali o simulati e devono essere opportunamente selezionati e scalati, secondo quanto indicato nel § 3.2.3.6 e commentato nel § C3.2.3.6.

Nelle analisi non lineari con integrazione al passo, un punto cruciale, oltre alla selezione degli accelerogrammi, è rappresentato dalla scelta delle direzioni di applicazione dell'input sismico rispetto alle direzioni principali della struttura.

A questo scopo, per gli accelerogrammi naturali, può essere utile proiettare ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, come indicato al § C3.2.3.6.

Per siti lontani dalla faglia (denominati "far-fault"), che rappresentano la situazione più ricorrente, o nei casi in cui non si abbiano informazioni specifiche sui meccanismi di sorgente, non è possibile stabilire una dipendenza direzionale tra l'input sismico e la struttura in esame. In questo caso, a rigore, si dovrebbero orientare le componenti principali, precedentemente definite, lungo le direzioni che massimizzano gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti).

Invece, per i siti prossimi alla faglia (denominati "near-fault"), ma solo nel caso in cui ci si riferisca ad analisi di scenario, è possibile applicare alla struttura ciascuna coppia di accelerogrammi lungo le direzioni principali dell'input sismico, che sono individuate

Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo  $T_1$ , cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti. In via di prima approssimazione, si può utilizzare la seguente espressione semplificata:

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

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.

### **C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA**

#### **C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA**

Per eseguire analisi non lineari dinamiche occorre definire da un lato un modello della struttura che descriva opportunamente le fonti di non linearità significative, dall'altro le storie temporali di accelerazioni che descrivono il moto del terreno. Ciascuna storia temporale (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, e una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno. Gli accelerogrammi possono essere artificiali, naturali o simulati e devono essere opportunamente selezionati e scalati, secondo quanto indicato nel § 3.2.3.6 e nel § C3.2.3.6.

Nelle analisi non lineari con integrazione al passo, un punto cruciale, oltre alla selezione degli accelerogrammi, è rappresentato dalla scelta delle direzioni di applicazione dell'input sismico rispetto alle direzioni principali della struttura.

A questo scopo, per gli accelerogrammi naturali, può essere utile proiettare ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, come indicato al § C3.2.3.6.

come la direzione normale e la direzione parallela alla faglia. E' opportuno in questo caso che tale scelta sia adeguatamente giustificata da studi sismo-tettonici che individuino i meccanismi di sorgente.

I modelli da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione degli elementi strutturali in termini di rigidità, resistenza, e di comportamento post-elastico, dovendo rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi e i possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche. Un punto cruciale, nelle analisi non lineari dinamiche è rappresentato dalla descrizione della matrice di smorzamento, che deve includere tutti quei fenomeni non portati direttamente in conto nel modello di calcolo.

Quando si effettua questo tipo di analisi occorre utilizzare un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti dei carichi verticali. Questa analisi deve precedere l'analisi con accelerogrammi e può essere anche di tipo statico-incrementale, consistente nel far crescere tutti i carichi gravitazionali in maniera proporzionale fino al loro valore di progetto.

La norma richiede espressamente il confronto tra i risultati dell'analisi dinamica non lineare e quelli dell'analisi modale con spettro di progetto, in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Tale confronto deve fornire risultati coerenti, in generale spiegabili attraverso il fattore di comportamento  $o$ , in caso contrario, attraverso l'interpretazione della risposta della struttura e dei meccanismi inelastici evidenziati dalle analisi non lineari.

#### **C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA**

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione  $F_b-d_c$ , in cui  $F_b$  è il taglio alla base e  $d_c$  lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento, consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà.

I modelli da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione degli elementi strutturali in termini di rigidità, resistenza, e di comportamento post-elastico, dovendo rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi e i possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche. Un punto cruciale, nelle analisi non lineari dinamiche è rappresentato dalla adeguata definizione della matrice di smorzamento.

La norma richiede espressamente il confronto tra i risultati dell'analisi dinamica non lineare e quelli dell'analisi modale con spettro di progetto, in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Tale confronto deve fornire risultati coerenti, in generale spiegabili attraverso il fattore di comportamento  $o$ , in caso contrario, attraverso l'interpretazione della risposta della struttura e dei meccanismi inelastici evidenziati dalle analisi non lineari.

#### **C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA**

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione  $F_b-d_c$ , in cui  $F_b$  è il taglio alla base e  $d_c$  lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento, consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà.

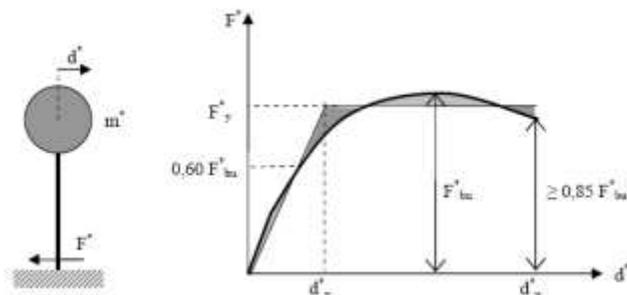


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad [C7.3.4]$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove  $\Gamma$  è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad [C7.3.5]$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

Ai fini operativi, per poter determinare in forma chiusa l’energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione si basano usualmente su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva  $F^*-d^*$  siano uguali.

Per la valutazione del punto di prestazione (PP) della struttura è possibile seguire uno dei seguenti metodi:

- **Metodo A**, basato sull’individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia.
- **Metodo B**, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

**Metodo A**

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Figura C7.3.1).

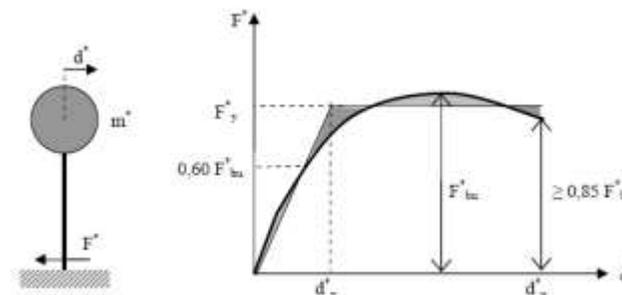


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad [C7.3.4]$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove  $\Gamma$  è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad [C7.3.5]$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

Ai fini operativi, per poter determinare in forma chiusa l’energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione si basano usualmente su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva  $F^*-d^*$  siano uguali.

Per la valutazione del punto di prestazione (PP) della struttura è possibile seguire uno dei seguenti metodi:

- **Metodo A**, basato sull’individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia.
- **Metodo B**, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

**Metodo A**

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico ([si veda](#) Figura

Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F_{bu}^*$ .

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [C7.3.6]$$

dove  $m^* = \Phi^T M \tau$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui  $T^* \geq T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Figura C7.3.2a):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad [C7.3.7]$$

Nel caso in cui  $T^* < T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Figura C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} = \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad [C7.3.8]$$

dove  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta  $q^* \leq 1$  allora si ha  $d_{max}^* = d_{c,max}^*$ .

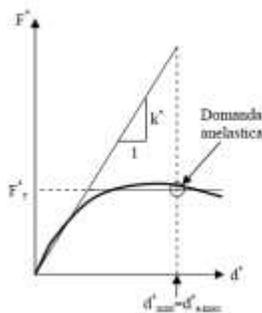


Figura C7.3.2a – Spostamento di

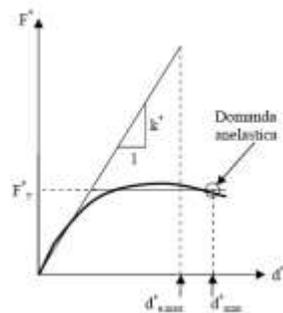


Figura C7.3.2b – Spostamento di

C7.3.1). Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F_{bu}^*$ .

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [C7.3.6]$$

dove  $m^* = \Phi^T M \tau$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui  $T^* \geq T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Figura C7.3.2a):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad [C7.3.7]$$

Nel caso in cui  $T^* < T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Figura C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} = \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad [C7.3.8]$$

dove  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta  $q^* \leq 1$  allora si ha  $d_{max}^* = d_{c,max}^*$ .

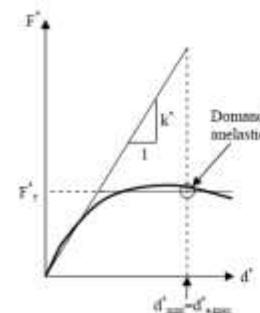


Figura C7.3.2a – Spostamento di

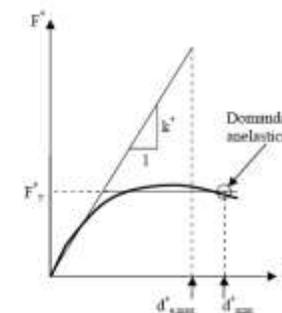


Figura C7.3.2b – Spostamento di

riferimento per  $T \geq T_C$ riferimento per  $T^* < T_C$ **Metodo B**

In questo metodo il punto di prestazione e lo spostamento atteso per un dato livello di azione sono valutati attraverso un processo iterativo.

Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS, in cui le accelerazioni spettrali  $S_e$  sono rappresentate in funzione degli spostamenti spettrali  $S_{De}$ , ottenuti attraverso l'espressione [3.2.10] delle NTC.

Si effettua una prima stima del punto di prestazione ipotizzando, generalmente, che lo spostamento  $d_{max}^*$  sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata:

$$d_{max}^{*(0)} = d_e \quad [C7.3.9]$$

Stimato il punto di prestazione ( $F_{max}^*, d_{max}^*$ ) sulla curva di capacità del sistema equivalente  $F^*-d^*$ , ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza  $F_y^*$  e la pendenza del tratto  $F_y^*-d_{max}^*$  imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in Figura C7.3.3. Per rappresentare la curva bilineare  $F^*-d^*$  sul piano ADRS, occorre dividere le forze per  $m^*$ .

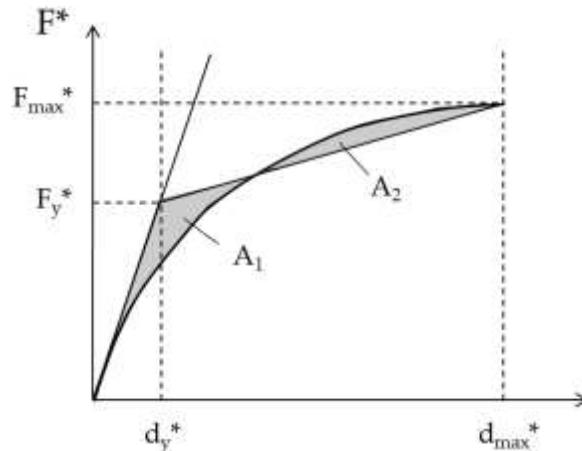


Figura C7.3.3– Bilinearizzazione equivalente

A partire dalla curva bilinearizzata così definita, si calcola lo smorzamento viscoso equivalente associato, espresso in percentuale, attraverso la [C7.3.10]:

riferimento per  $T \geq T_C$ riferimento per  $T^* < T_C$ **Metodo B**

In questo metodo il punto di prestazione e lo spostamento atteso per un dato livello di azione sono valutati attraverso un processo iterativo.

Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS, in cui le accelerazioni spettrali  $S_e$  sono rappresentate in funzione degli spostamenti spettrali  $S_{De}$ , ottenuti attraverso l'espressione [3.2.10] delle NTC.

Si effettua una prima stima del punto di prestazione ipotizzando, generalmente, che lo spostamento  $d_{max}^*$  sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata:

$$d_{max}^{*(0)} = d_e \quad [C7.3.9]$$

Stimato il punto di prestazione ( $F_{max}^*, d_{max}^*$ ) sulla curva di capacità del sistema equivalente  $F^*-d^*$ , ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza  $F_y^*$  e la pendenza del tratto  $F_y^*-d_{max}^*$  imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in Figura C7.3.3. Per rappresentare la curva bilineare  $F^*-d^*$  sul piano ADRS, occorre dividere le forze per  $m^*$ .

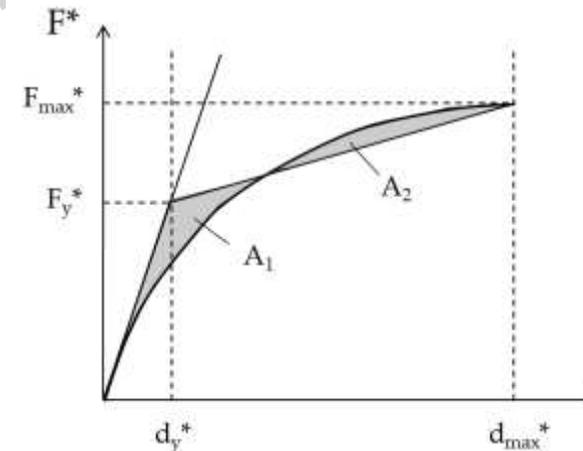


Figura C7.3.3– Bilinearizzazione equivalente

A partire dalla curva bilinearizzata così definita, si calcola lo smorzamento viscoso equivalente associato, espresso in percentuale, attraverso la [C7.3.10]:

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7(F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{max}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad [C7.3.10]$$

dove il coefficiente k tiene conto delle capacità dissipative della struttura ed in particolare delle caratteristiche del ciclo di isteresi.

Indicativamente, si possono assumere i seguenti valori, a seconda della differente tipologia strutturale:

- strutture a elevata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi stabili e ragionevolmente ampi): k=1;
- strutture a moderata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con moderata riduzione dell'area): k=0,66;
- strutture a bassa capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con pinching elevato e da una sostanziale riduzione dell'area): k=0,33;
- strutture dotate di appositi dispositivi di dissipazione: va valutata l'energia dissipata complessivamente, attribuendo alla struttura e al sistema di dissipazione il valore di k corrispondente all'effettiva capacità di dissipazione.

Grazie al coefficiente  $\xi_{eq}$  così calcolato si abbatte, utilizzando l'espressione [3.2.4] delle NTC, lo spettro di domanda.

L'intersezione, sul piano ADRS, fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione, come mostrato in Figura C7.3.4; se esso è caratterizzato da uno spostamento  $d_{max}^{*(1)}$  ragionevolmente prossimo a quello stimato in partenza  $d_{max}^{*(0)}$ , la procedura iterativa ha termine e si ha la soluzione.

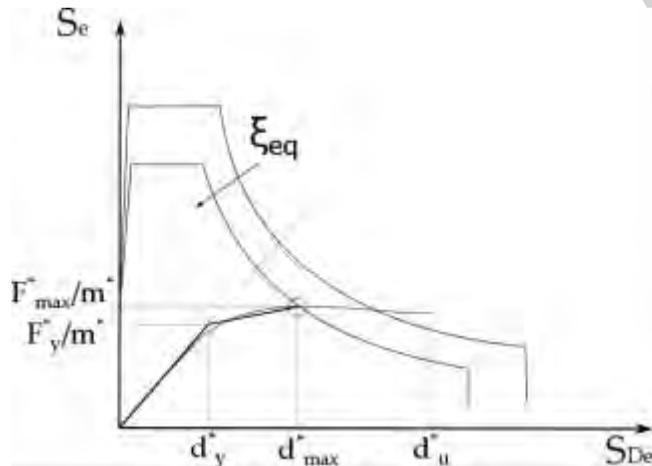


Figura C7.3.4– Individuazione del Punto di prestazione

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7(F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{max}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad [C7.3.10]$$

dove il coefficiente k tiene conto delle capacità dissipative della struttura ed in particolare delle caratteristiche del ciclo di isteresi.

Indicativamente, si possono assumere i seguenti valori, a seconda della differente tipologia strutturale:

- strutture a elevata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi stabili e ragionevolmente ampi): k=1;
- strutture a moderata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con moderata riduzione dell'area): k=0,66;
- strutture a bassa capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con pinching elevato e da una sostanziale riduzione dell'area): k=0,33;
- strutture dotate di appositi dispositivi di dissipazione: va valutata l'energia dissipata complessivamente, attribuendo alla struttura e al sistema di dissipazione il valore di k corrispondente all'effettiva capacità di dissipazione.

Grazie al coefficiente  $\xi_{eq}$  così calcolato si abbatte, utilizzando l'espressione [3.2.4] delle NTC, lo spettro di domanda.

L'intersezione, sul piano ADRS, fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione, come mostrato in Figura C7.3.4; se esso è caratterizzato da uno spostamento  $d_{max}^{*(1)}$  ragionevolmente prossimo a quello stimato in partenza  $d_{max}^{*(0)}$ , la procedura iterativa ha termine e si ha la soluzione.

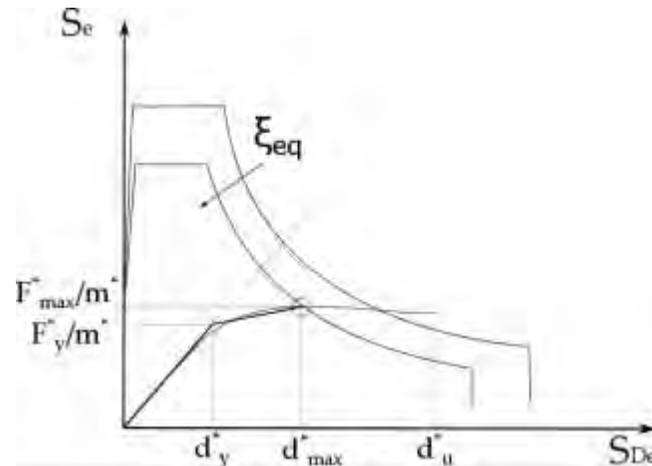


Figura C7.3.4– Individuazione del Punto di prestazione

La procedura, iterativa, è ripetuta fino a convergenza della soluzione, entro la tolleranza stabilita, secondo lo schema di Figura C7.3.5.

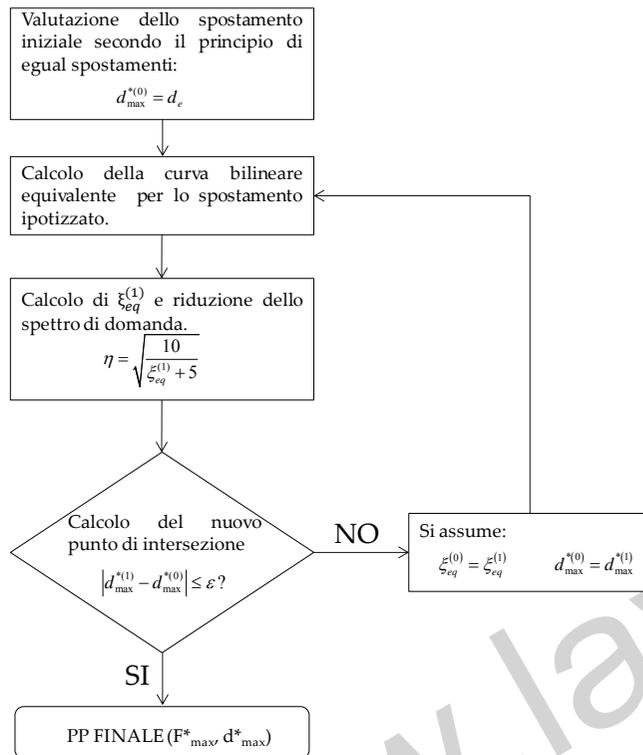


Figura C7.3.5– Diagramma di flusso per la procedura iterativa di ricerca del punto di prestazione

Gli effetti torsionali accidentali vengono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

Una volta trovata la domanda in spostamento,  $d_{max}^*$ , per lo stato limite in esame si verifica la compatibilità degli spostamenti, per gli elementi/meccanismi duttili, e delle resistenze, per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica, condotta nei modi previsti dalle NTC, può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di

La procedura, iterativa, è ripetuta fino a convergenza della soluzione, entro la tolleranza stabilita, secondo lo schema di Figura C7.3.5.

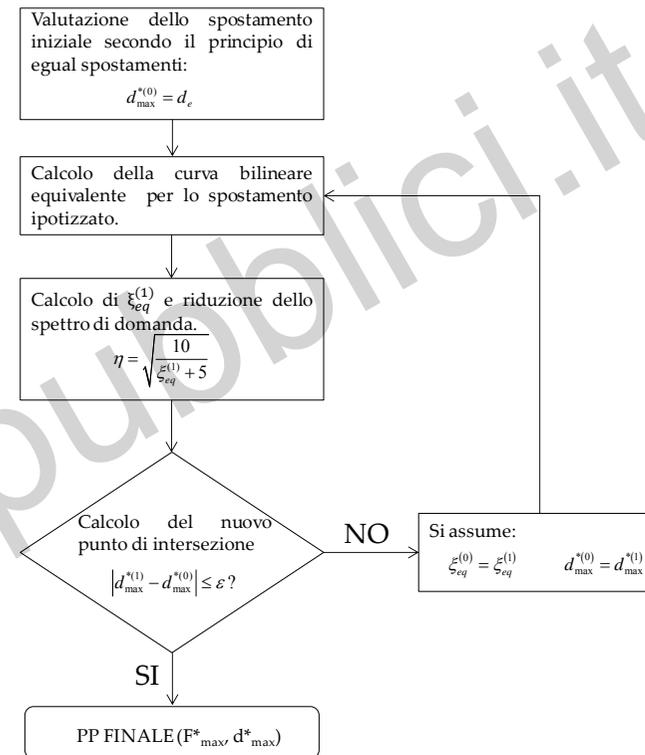


Figura C7.3.5– Diagramma di flusso per la procedura iterativa di ricerca del punto di prestazione

Gli effetti torsionali accidentali vengono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

Una volta trovata la domanda in spostamento,  $d_{max}^*$ , per lo stato limite in esame si verifica la compatibilità degli spostamenti, per gli elementi/meccanismi duttili, e delle resistenze, per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica, condotta nei modi previsti dalle NTC, può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di

questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

Per ciascuna direzione, devono essere eseguite due analisi distinte, applicando l'azione sismica in entrambi i possibili versi e considerando gli effetti più sfavorevoli derivanti da ciascuna delle due analisi.

#### **C7.3.5 RISPOSTA A DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA E VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

Quando la variabilità spaziale del moto può avere effetti significativi sulla risposta strutturale essa deve essere considerata.

In generale l'effetto principale della variabilità è dovuto ai notevoli spostamenti relativi che essa genera alla base delle strutture, mentre la risposta dinamica risulta inferiore a quella ottenuta con moto sincrono. In questi casi risulta pertanto cautelativa la valutazione della risposta sovrapponendo l'effetto della distorsione degli appoggi a terra alla risposta all'azione sincrona, come indicato al punto 3.2.5.

Qualora si utilizzi l'analisi non lineare si potranno cautelativamente imporre le distorsioni alla base ed effettuare l'analisi dinamica sincrona.

In alternativa è possibile imporre alla base della costruzione serie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro, in accordo con le caratteristiche dei siti ove sono situati i punti di appoggio della costruzione.

Quest'ultimo criterio, apparentemente più rigoroso, presentando difficoltà operative nella effettiva definizione delle storie temporali, richiede una notevole cautela da parte del progettista.

In ogni caso si deve considerare anche la risposta al moto sincrono.

#### **C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

La norma specifica, in questo paragrafo, le verifiche da eseguire sugli elementi strutturali, sugli elementi non strutturali e sugli impianti, per assicurare alla costruzione le prestazioni desiderate.

La progettazione di norma ha un'articolazione di tipo multi-prestazionale e multi-strategico. I diversi livelli prestazionali sono associati ai diversi stati limite, mentre le diverse strategie sono associate alla destinazione d'uso della costruzione.

questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

Per ciascuna direzione, devono essere eseguite due analisi distinte, applicando l'azione sismica in entrambi i possibili versi e considerando gli effetti più sfavorevoli derivanti da ciascuna delle due analisi.

#### **C7.3.5 RISPOSTA A DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA E VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

Ai fini dell'utilizzo della Norma, nel caso di analisi statiche non lineari, è possibile applicare separatamente ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, e agli spostamenti relativi prodotti della variabilità spaziale del moto, ove necessario), riconducendo quindi la valutazione unitaria degli effetti massimi ai valori più sfavorevoli così ottenuti.

Quando la variabilità spaziale del moto può avere effetti significativi sulla risposta strutturale essa deve essere considerata.

In generale l'effetto principale della variabilità è dovuto ai notevoli spostamenti relativi che essa genera alla base delle strutture, mentre la risposta dinamica risulta inferiore a quella ottenuta con moto sincrono. In questi casi risulta pertanto cautelativa la valutazione della risposta sovrapponendo l'effetto della distorsione degli appoggi a terra alla risposta all'azione sincrona, come indicato al punto 3.2.5.

Qualora si utilizzi l'analisi non lineare si potranno cautelativamente imporre le distorsioni alla base ed effettuare l'analisi dinamica sincrona.

In alternativa è possibile imporre alla base della costruzione serie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro, in accordo con le caratteristiche dei siti ove sono situati i punti di appoggio della costruzione.

Quest'ultimo criterio, apparentemente più rigoroso, presentando difficoltà operative nella effettiva definizione delle storie temporali, richiede una notevole cautela da parte del progettista.

In ogni caso si deve considerare anche la risposta al moto sincrono.

#### **C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

In generale, la progettazione ha un'articolazione di tipo multi-prestazionale e multi-strategico. I diversi livelli prestazionali sono associati ai diversi stati limite, mentre le diverse strategie sono associate alla destinazione d'uso della costruzione.

La Tab. 7.3.III della norma sintetizza le diverse verifiche da eseguire per le costruzioni a comportamento dissipativo; nella Tabella C7.3.I, si esplicitano con maggiore dettaglio le verifiche riportate nella Tabella 7.3.III della norma, fornendo anche una descrizione sintetica della prestazione associata a ciascuno stato limite e indicando, per ogni elemento costruttivo, il riferimento al paragrafo della norma a cui si riferisce ciascuna delle verifiche.

La tabella fornisce, per ciascuno Stato Limite e per ciascun tipo di elemento (strutturale, non strutturale o impianto), la descrizione delle prestazioni in termini di danno, capacità ultima (resistenza o duttilità) o funzionamento; essa indica, inoltre, il tipo di verifica, in termini di confronto tra capacità e domanda, e il tipo di elemento su cui la verifica deve essere eseguita, per soddisfare il requisito prestazionale dato.

**Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche**

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso			
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV	
SLO	NS ST Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1									x
	IM Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3					x
SLE	ST Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1(*)								x
	NS ST Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1						x	x		
SLU	SLV ST Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato.		§ 7.3.6.1					x	x	x	

La Tab. 7.3.III della norma sintetizza le diverse verifiche da eseguire per le costruzioni a comportamento dissipativo; nella Tabella C7.3.I, si esplicitano con maggiore dettaglio le verifiche riportate nella Tabella 7.3.III della norma, fornendo anche una descrizione sintetica della prestazione associata a ciascuno stato limite e indicando, per ogni elemento costruttivo, il riferimento al paragrafo della norma a cui si riferisce ciascuna delle verifiche.

La tabella C7.3.I fornisce, per ciascuno Stato Limite e per ciascun tipo di elemento (strutturale, non strutturale o impianto), la descrizione delle prestazioni in termini di danno, capacità ultima (resistenza o duttilità) o funzionamento; essa indica, inoltre, il tipo di verifica, in termini di confronto tra capacità e domanda, e il tipo di elemento su cui la verifica deve essere eseguita, per soddisfare il requisito prestazionale dato.

**Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche**

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso			
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV	
SLO	NS ST Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1									x
	IM Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3					x
SLE	ST Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1(*)								x
	NS ST Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1						x	x		
SLU	SLV ST Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato.		§ 7.3.6.1					x	x	x	

		assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili																				
	NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi			§ 7.3.6.3															x	x	
	IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti							§ 7.3.6.3												x	x
SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)																x	x
	ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)																	x

**C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)**

Le verifiche sugli elementi strutturali si eseguono in termini di:

- rigidezza, per contenere le deformazioni indotte dal sisma e conseguentemente i danni sugli elementi non strutturali;
- resistenza, per soddisfare la domanda allo SLV, in condizioni ultime o sostanzialmente elastiche, a seconda che si faccia riferimento a un comportamento strutturale dissipativo o non dissipativo;
- duttilità, per garantire alla struttura la capacità di sostenere la domanda di spostamento allo SLC.

Relativamente all'ultimo dei tre punti sopra elencati, per le strutture a telaio o a pareti, oltre ai dettagli costruttivi, sono previste specifiche verifiche di duttilità che riguardano gli elementi verticali primari allo spicco delle fondazioni e per tutte le zone dissipative degli elementi strutturali secondari.

		assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili																					
	NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi			§ 7.3.6.3																	x	x
	IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti							§ 7.3.6.3													x	x
SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)																	x	x
	ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)																		x

**C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)**

Nelle verifiche di cui al § 7.3.6.1 nel caso di analisi lineari (§7.3.3.) si assume  $d_r = d_{Ee}$ .

**NOTA:** Le verifiche sugli elementi strutturali si eseguono in termini di:

- rigidezza, per contenere le deformazioni indotte dal sisma e conseguentemente i danni sugli elementi non strutturali;
- resistenza, per soddisfare la domanda allo SLV, in condizioni ultime o sostanzialmente elastiche, a seconda che si faccia riferimento a un comportamento strutturale dissipativo o non dissipativo;
- duttilità, per garantire alla struttura la capacità di sostenere la domanda di spostamento allo SLC.

Relativamente all'ultimo dei tre punti sopra elencati, per le strutture a telaio o a pareti, oltre ai dettagli costruttivi, sono previste specifiche verifiche di duttilità che riguardano gli elementi verticali primari allo spicco delle fondazioni e per tutte le zone dissipative degli elementi strutturali secondari.

In merito alle "VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)", per le tamponature duttili di cui al punto

**C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)**

Il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidità degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della  $F_a$ , si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica  $F_a$  si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3 della presente circolare.

**C7.3.6.3 IMPIANTI (IM)**

Le verifiche degli impianti si effettuano in termini di funzionamento e di stabilità.

**C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Per le costruzioni con struttura di calcestruzzo la norma contiene disposizioni specifiche a seconda del comportamento strutturale prescelto. Per le strutture di calcestruzzo debolmente armato è possibile fare riferimento alle *"Linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera"* approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 10.02.2011.

Nel caso di *comportamento strutturale non dissipativo* si fa riferimento unicamente al § 4.1 delle NTC, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che gli elementi strutturali siano progettati per rimanere in campo sostanzialmente elastico. Solo per le verifiche in termini di resistenza dei nodi trave pilastro si applicano i principi della progettazione in capacità, con riferimento alla CD"B".

Il progetto della resistenza dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all'interno del

a) e per le tamponature di cui di cui al punto b), va verificato sperimentalmente che il raggiungimento dei rispettivi limiti di interpiano 0,0075h e 0,0100h siano ottenuti sulla parte ascendente della curva di comportamento Forza-Spostamento relativo, oppure sul ramo discendente verificando però che la perdita di resistenza sia inferiore al 10% del massimo. Inoltre durante la prova non si dovranno riscontrare danneggiamenti irreversibili sugli elementi che comportino costi di riparazione.

**C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)**

Il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidità degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della  $F_a$ , si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica  $F_a$  si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3 della presente circolare.

**C7.3.6.3 IMPIANTI (IM)**

Le verifiche degli impianti si effettuano in termini di funzionamento e di stabilità.

**C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Per le costruzioni con struttura di calcestruzzo la norma contiene disposizioni specifiche a seconda del comportamento strutturale prescelto.

Nel caso di *comportamento strutturale non dissipativo* si fa riferimento unicamente al § 4.1 delle NTC, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che gli elementi strutturali siano progettati per rimanere in campo sostanzialmente elastico. Solo per le verifiche in termini di resistenza dei nodi trave pilastro si applicano i principi della progettazione in capacità, con riferimento alla CD"B".

pannello nodale (la zona di intersezione tra travi e pilastri) è decisamente più elevata dell'analoga sollecitazione nei pilastri. Lo stato tensionale all'interno del pannello nodale dipende, oltre che dalla geometria e dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo elastico, dai quantitativi di armatura delle travi. Infatti, gli sforzi di taglio all'interno del pannello nodale, non possono essere determinati direttamente dal modello di calcolo, ma richiedono specifiche analisi per determinare la trasmissione degli sforzi all'interno della zona diffusiva. È pertanto indispensabile, se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti.

Nel caso di *comportamento strutturale dissipativo*, i principi e i criteri della progettazione in capacità si applicano, in maniera estesa, alla progettazione di tutti gli elementi strutturali, poiché contribuiscono alla realizzazione di meccanismi ciclici inelastici dissipativi e globalmente stabili.

Nell'ottica del perseguimento di un comportamento duttile, affidato a plasticizzazioni diffuse nelle zone a tal fine individuate (zone dissipative) la norma dà particolare risalto, per le costruzioni di calcestruzzo, al confinamento. È noto, infatti, che il confinamento migliora il comportamento del calcestruzzo in termini sia di resistenza, sia di duttilità. A questo scopo, al § 4.1.2.1.2, la norma fornisce un legame costitutivo parabola-rettangolo in grado di descrivere il comportamento del calcestruzzo confinato da armature trasversali. Tale legame può essere utilizzato, con riferimento al solo nucleo confinato, per il calcolo della capacità della sezione, in termini di resistenza e di duttilità.

Per garantire un comportamento globalmente duttile, anche in considerazione dell'esigenza di contenere i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità nelle zone dissipative, le verifiche di duttilità sono espressamente richieste nelle zone dissipative, sia degli elementi primari, sia degli elementi secondari.

Un particolare riguardo è richiesto per le verifiche di duttilità nelle zone allo spiccato delle fondazioni di tutti i pilastri primari. Per questi elementi, la norma fornisce, in alternativa alle verifiche specifiche, anche delle espressioni semplificate per il calcolo delle armature trasversali in funzione della domanda di duttilità.

In generale, per tutti gli elementi strutturali, la norma fornisce dettagli costruttivi finalizzati a garantire il comportamento desiderato a livello sia locale sia globale.

#### **C7.4.1**

#### **C7.4.2**

Nel caso di *comportamento strutturale dissipativo*, i principi e i criteri della progettazione in capacità si applicano, in maniera estesa, alla progettazione di tutti gli elementi strutturali, poiché contribuiscono alla realizzazione di meccanismi ciclici inelastici dissipativi e globalmente stabili.

Nell'ottica del perseguimento di un comportamento duttile, affidato a plasticizzazioni diffuse nelle zone a tal fine individuate (zone dissipative) la norma dà particolare risalto, per le costruzioni di calcestruzzo, al confinamento. È noto, infatti, che il confinamento migliora il comportamento del calcestruzzo in termini sia di resistenza, sia di duttilità. A questo scopo, al § 4.1.2.1.2, la norma fornisce un legame costitutivo parabola-rettangolo in grado di descrivere il comportamento del calcestruzzo confinato da armature trasversali. Tale legame può essere utilizzato, con riferimento al solo nucleo confinato, per il calcolo della capacità della sezione, in termini di resistenza e di duttilità.

Per garantire un comportamento globalmente duttile, anche in considerazione dell'esigenza di contenere i fenomeni di degrado [oligociclico](#) e riduzione di rigidità nelle zone dissipative, le verifiche di duttilità sono espressamente richieste nelle zone dissipative, sia degli elementi primari, sia degli elementi secondari.

Un particolare riguardo è richiesto per le verifiche di duttilità nelle zone allo spiccato delle fondazioni di tutti i pilastri primari. Per questi elementi, la norma fornisce, in alternativa alle verifiche specifiche, anche delle espressioni semplificate per il calcolo delle armature trasversali in funzione della domanda di duttilità.

In generale, per tutti gli elementi strutturali, la norma fornisce dettagli costruttivi finalizzati a garantire il comportamento desiderato a livello sia locale sia globale.

#### **C7.4.1**

#### **C7.4.2**

**C7.4.2.1 CALCESTRUZZO**

Si consente l'impiego di calcestruzzi con aggregati leggeri purché di sufficiente resistenza.

**C7.4.2.2 ACCIAIO**

L'uso di barre di acciaio B450A, nei tipi e nei diametri indicati in § 7.4.2.2, è limitato a quelle armature in cui l'azione sismica non produce sollecitazioni sensibili (armature non partecipanti alla resistenza sismica).

**C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO****C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

La norma identifica le tipologie strutturali, classificandole essenzialmente in base alla tipologia delle strutture verticali che contribuiscono maggiormente alla resistenza laterale. Ciò significa che l'individuazione della tipologia è possibile, a rigore, solo a progettazione avvenuta e, considerato che i fattori di comportamento e dunque l'azione sismica di progetto dipendono proprio dalla tipologia, il processo dovrebbe essere di necessità iterativo.

In realtà, almeno in prima battuta, per l'identificazione della tipologia strutturale, si può valutare la percentuale del taglio totale al piede agente su ciascun tipo di struttura verticale sismoresistente (telaio, parete, ecc.) a partire dalle rigidezze relative, quindi in base alla ripartizione delle sollecitazioni ottenuta attraverso un modello elastico. Sarebbe, pertanto, opportuno verificare, almeno a fine progettazione, la ripartizione delle resistenze rispetto alla resistenza a taglio totale, o comunque tenere debitamente conto delle eventuali incertezze nell'individuazione della tipologia strutturale ai fini della determinazione del fattore di comportamento.

Le strutture dotate di rigidezza e/o resistenza torsionale basse sono deformabili torsionalmente; per tali tipologie strutturali occorre evitare o limitare, quanto più possibile, le eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza, in quanto l'attivazione di modi di vibrare torsionali può provocare amplificazioni significative degli effetti legati all'azione sismica. Qualora non si riesca, modificando opportunamente la geometria e la disposizione degli elementi strutturali, a ridurre la significatività dei modi torsionali, la norma tende a penalizzare la struttura, particolarmente nei telai perimetrali, per tener conto dell'incremento della domanda di duttilità dovuta alla torsione d'insieme.

Da un punto di vista operativo, ciò si traduce in una riduzione significativa del fattore di comportamento e nel conseguente incremento dell'azione sismica di progetto. Secondo quanto prescritto al § 7.4.3.1, le strutture deformabili torsionalmente sono tipologie strutturali la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r^2/l_s^2 > 1$ .

**C7.4.2.1 CALCESTRUZZO**

Si consente l'impiego di calcestruzzi con aggregati leggeri purché di sufficiente resistenza.

**C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO****C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

La norma identifica le tipologie strutturali, classificandole essenzialmente in base alla tipologia delle strutture verticali che contribuiscono maggiormente alla resistenza laterale. Ciò significa che l'individuazione della tipologia è possibile, a rigore, solo a progettazione avvenuta e, considerato che i fattori di comportamento e dunque l'azione sismica di progetto dipendono proprio dalla tipologia, il processo dovrebbe essere di necessità iterativo.

In realtà, almeno in prima battuta, per l'identificazione della tipologia strutturale, si può valutare la percentuale del taglio totale al piede agente su ciascun tipo di struttura verticale sismoresistente (telaio, parete, ecc.) a partire dalle rigidezze relative, quindi in base alla ripartizione delle sollecitazioni ottenuta attraverso un modello elastico. Sarebbe, pertanto, opportuno verificare, almeno a fine progettazione, la ripartizione delle resistenze rispetto alla resistenza a taglio totale, o comunque tenere debitamente conto delle eventuali incertezze nell'individuazione della tipologia strutturale ai fini della determinazione del fattore di comportamento.

Le strutture dotate di rigidezza e/o resistenza torsionale basse sono deformabili torsionalmente; per tali tipologie strutturali occorre evitare o limitare, quanto più possibile, le eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza, in quanto l'attivazione di modi di vibrare torsionali può provocare amplificazioni significative degli effetti legati all'azione sismica. Qualora non si riesca, modificando opportunamente la geometria e la disposizione degli elementi strutturali, a ridurre la significatività dei modi torsionali, la norma tende a penalizzare la struttura, particolarmente nei telai perimetrali, per tener conto dell'incremento della domanda di duttilità dovuta alla torsione d'insieme.

Da un punto di vista operativo, ciò si traduce in una riduzione significativa del fattore di comportamento e nel conseguente incremento dell'azione sismica di progetto. Secondo quanto prescritto al § 7.4.3.1, le strutture deformabili torsionalmente sono tipologie strutturali la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r^2/l_s^2 > 1$ .

Il parametro  $r$  è il raggio torsionale, che può essere così calcolato:

$$r = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{K}} \quad [C7.4.1]$$

dove:

$K_{\theta}$  è la rigidezza torsionale di piano rispetto al centro di rigidezza;

$K$  è la maggiore tra le rigidezze di piano.

Per la determinazione della rigidezza torsionale e flessionale di piano occorre considerare tutti gli elementi strutturali primari.

Il parametro  $I_s$  è il raggio di inerzia delle masse, che è pari alla radice quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare della massa del piano, rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa, e la massa del piano stesso. Nel caso di pianta rettangolare e distribuzione uniforme delle masse, è valida la formulazione semplificata proposta dalla norma al § 7.4.3.1; tale espressione può essere estesa a tutte le strutture che rispettano i requisiti di regolarità in pianta, considerando  $L$  e  $B$  come le dimensioni medie dell'ingombro lungo le due direzioni principali.

Alternativamente l'individuazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere effettuata valutando il rapporto  $\Omega$  tra i periodi dei modi di vibrare:

$$\Omega = \frac{T}{T_{\theta}} \quad [C7.4.2]$$

dove:

$T$  Periodo traslazionale disaccoppiato;

$T_{\theta}$  Periodo torsionale disaccoppiato.

Se  $\Omega$  è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.

#### **C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI**

L'analisi delle sollecitazioni è effettuata con riferimento alla combinazione sismica delle azioni specificata al § 2.5.3 delle NTC ed alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma specificata al § 7.3.5 delle NTC (espressione [7.3.10]). Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali si effettuano come indicato al § 4.1.2 delle NTC, dove si assumono, per tener conto del degrado ciclico dei materiali, gli stessi coefficienti parziali  $\gamma_C$  e  $\gamma_S$  delle condizioni non sismiche.

Le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4 delle NTC si intendono implicitamente soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la progettazione

Il parametro  $r$  è il raggio torsionale, che può essere così calcolato:

$$r = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{K}} \quad [C7.4.1]$$

dove:

$K_{\theta}$  è la rigidezza torsionale di piano rispetto al centro di rigidezza;

$K$  è la maggiore tra le rigidezze di piano.

Per la determinazione della rigidezza torsionale e flessionale di piano occorre considerare tutti gli elementi strutturali primari.

Il parametro  $I_s$  è il raggio di inerzia delle masse, che è pari alla radice quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare della massa del piano, rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa, e la massa del piano stesso. Nel caso di pianta rettangolare e distribuzione uniforme delle masse, è valida la formulazione semplificata proposta dalla norma al § 7.4.3.1; tale espressione può essere estesa a tutte le strutture che rispettano i requisiti di regolarità in pianta, considerando  $L$  e  $B$  come le dimensioni medie dell'ingombro lungo le due direzioni principali.

Alternativamente l'individuazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere effettuata valutando il rapporto  $\Omega$  tra i periodi dei modi di vibrare:

$$\Omega = \frac{T}{T_{\theta}} \quad [C7.4.2]$$

dove:

$T$  Periodo traslazionale disaccoppiato;

$T_{\theta}$  Periodo torsionale disaccoppiato.

Se  $\Omega$  è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.

#### **C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI**

L'analisi delle sollecitazioni è effettuata con riferimento alla combinazione sismica delle azioni specificata al § 2.5.3 delle NTC ed alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma specificata al § 7.3.5 delle NTC (espressione [7.3.10]). Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali si effettuano come indicato al § 4.1.2 delle NTC, dove si assumono, per tener conto del degrado ciclico dei materiali, gli stessi coefficienti parziali  $\gamma_C$  e  $\gamma_S$  delle condizioni non sismiche.

Le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4 delle NTC si intendono implicitamente soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la progettazione

in capacità indicate al § 7.4 delle NTC per le diverse tipologie ed elementi strutturali.

Nella valutazione della duttilità di curvatura per le verifiche di duttilità nelle zone dissipative, il contributo in termini di resistenza e di duttilità dovuto al confinamento del calcestruzzo va considerato utilizzando modelli adeguati, così come specificato al cap. 4 della norma. A tal fine, la sola parte di calcestruzzo contenuta all'interno delle armature che garantiscono il confinamento può essere considerata efficacemente confinata.

In condizioni sismiche, quando nell'elemento si formano cerniere duttili occorre assicurare che la riduzione di resistenza a taglio, legata alla domanda di duttilità in condizioni cicliche, non attivi un meccanismo combinato di taglio-flessione.

Tale verifica deve essere eseguita almeno nelle zone dissipative degli elementi in cui sono attese con maggiore probabilità le plasticizzazioni, ovvero le sezioni di estremità delle travi, dei pilastri secondari e le sezioni allo spiccato dei pilastri primari e delle pareti.

Si deve verificare che la capacità a taglio nell'elemento sia maggiore della corrispondente domanda valutata in base ai criteri della progettazione in capacità, con i fattori di sovraresistenza specifici per la classe di duttilità scelta.

La capacità a taglio in condizioni cicliche, in funzione della domanda di duttilità, può essere determinata come indicato nel §8.7.2.3.5. Il rispetto delle condizioni sopra indicate comporta l'esecuzione di una ulteriore verifica a taglio, per garantire il raggiungimento della duttilità di rotazione delle zone dissipative senza che si attivi un meccanismo a taglio. Il quantitativo di armatura trasversale nelle zone dissipative sarà, pertanto, pari al valore massimo tra l'armatura trasversale a taglio, considerando il degrado ciclico di resistenza, e l'armatura trasversale per il confinamento, necessaria a conseguire una duttilità di curvatura maggiore di quella richiesta, coerentemente con il fattore di comportamento adottato.

#### **C7.4.4.1 TRAVI**

##### *C7.4.4.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

##### **Taglio**

Per il calcolo della domanda a taglio sulla trave, si può far riferimento allo schema di Figura C7.4.1, dove è rappresentato sia il caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è inferiore alla somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo) sia il caso di plasticizzazione dei pilastri (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è superiore alla somma dei momenti resistenti

in capacità indicate al § 7.4 delle NTC per le diverse tipologie ed elementi strutturali.

Nella valutazione della duttilità di curvatura per le verifiche di duttilità nelle zone dissipative, il contributo in termini di resistenza e di duttilità dovuto al confinamento del calcestruzzo va considerato utilizzando modelli adeguati, così come specificato al cap. 4 della norma. A tal fine, la sola parte di calcestruzzo contenuta all'interno delle armature che garantiscono il confinamento può essere considerata efficacemente confinata.

In condizioni sismiche, quando nell'elemento si formano cerniere duttili occorre assicurare che la riduzione di resistenza a taglio, legata alla domanda di duttilità in condizioni cicliche, non attivi un meccanismo combinato di taglio-flessione.

Tale verifica deve essere eseguita almeno nelle zone dissipative degli elementi in cui sono attese con maggiore probabilità le plasticizzazioni, ovvero le sezioni di estremità delle travi, dei pilastri secondari e le sezioni allo spiccato dei pilastri primari e delle pareti.

Si deve verificare che la capacità a taglio nell'elemento sia maggiore della corrispondente domanda valutata in base ai criteri della progettazione in capacità, con i fattori di sovraresistenza specifici per la classe di duttilità scelta.

La capacità a taglio in condizioni cicliche, in funzione della domanda di duttilità, può essere determinata come indicato nel §8.7.2.3.5. Il rispetto delle condizioni sopra indicate comporta l'esecuzione di una ulteriore verifica a taglio, per garantire il raggiungimento della duttilità di rotazione delle zone dissipative senza che si attivi un meccanismo a taglio. Il quantitativo di armatura trasversale nelle zone dissipative sarà, pertanto, pari al valore massimo tra l'armatura trasversale a taglio, considerando il degrado ciclico di resistenza, e l'armatura trasversale per il confinamento, necessaria a conseguire una duttilità di curvatura maggiore di quella richiesta, coerentemente con il fattore di comportamento adottato.

#### **C7.4.4.1 TRAVI**

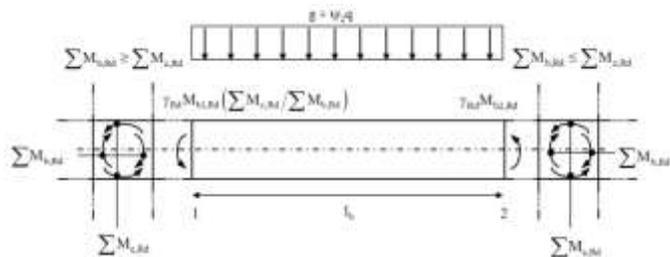
##### *C7.4.4.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

##### **Taglio**

Per il calcolo della domanda a taglio sulla trave, si può far riferimento allo schema di Figura C7.4.1, dove è rappresentato sia il caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è inferiore alla somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo) sia il caso di plasticizzazione dei pilastri (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è superiore alla somma dei momenti resistenti

delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo).

Si precisa che quest'ultima condizione potrebbe presentarsi in differenti situazioni, in accordo con i principi di progettazione in capacità e con le prescrizioni definite nel Cap.7 delle NTC, ad esempio in corrispondenza di pilastri trattati come elementi secondari oppure quando le travi appartengono all'ultimo orizzontamento.



**Figura C7.4.1** – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto  $V_{Ed}$  nelle travi.

C7.4.4.1.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al cap. 4 delle NTC.

**C7.4.4.2 PILASTRI**

C7.4.4.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

La progettazione in capacità dei pilastri prevede, basandosi su considerazioni di equilibrio, che la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti in un nodo sia maggiore della somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nello stesso nodo, moltiplicati per un fattore di sovrarresistenza.

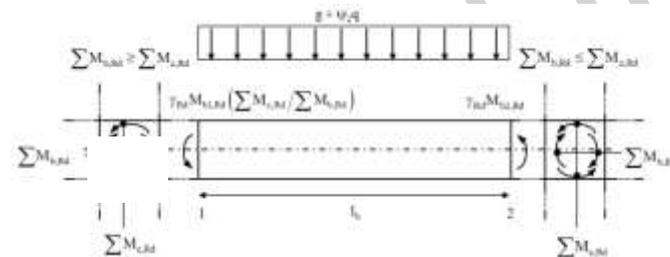
Dal punto di vista applicativo, per determinare le sollecitazioni di progetto in ciascuna sezione dei pilastri all'interfaccia col pannello nodale, si può ipotizzare che il rapporto fra i momenti flettenti nelle due sezioni considerate si mantenga invariato a seguito delle plasticizzazioni nelle travi; in tale ipotesi, il coefficiente moltiplicativo  $\alpha$  da applicare ai momenti flettenti sui pilastri derivanti dall'analisi elastica vale:

$$\alpha = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Ed}} \quad [C7.4.3]$$

con  $M_{b,Rd}$  momento resistente della generica trave convergente nel nodo e

delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo).

Si precisa che quest'ultima condizione potrebbe presentarsi in differenti situazioni, in accordo con i principi di progettazione in capacità e con le prescrizioni definite nel Cap.7 delle NTC, ad esempio in corrispondenza di pilastri trattati come elementi secondari oppure quando le travi appartengono all'ultimo orizzontamento.



**Figura C7.4.1** – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto  $V_{Ed}$  nelle travi.

C7.4.4.1.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al cap. 4 delle NTC.

**C7.4.4.2 PILASTRI**

C7.4.4.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

La progettazione in capacità dei pilastri prevede, basandosi su considerazioni di equilibrio, che la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti in un nodo sia maggiore della somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nello stesso nodo, moltiplicati per un fattore di sovrarresistenza.

Dal punto di vista applicativo, per determinare le sollecitazioni di progetto in ciascuna sezione dei pilastri all'interfaccia col pannello nodale, si può ipotizzare che il rapporto fra i momenti flettenti nelle due sezioni considerate si mantenga invariato a seguito delle plasticizzazioni nelle travi; in tale ipotesi, il coefficiente moltiplicativo  $\alpha$  da applicare ai momenti flettenti sui pilastri derivanti dall'analisi elastica vale:

$$\alpha = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Ed}} \quad [C7.4.3]$$

con  $M_{b,Rd}$  momento resistente della generica trave convergente nel nodo e

$M_{c,Ed}$  momento di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo; le sommatorie sono estese a tutte le travi e i pilastri concorrenti nel nodo. Se i momenti di calcolo nei due pilastri concorrenti al nodo sono discordi vale quanto detto al § 7.4.4.2.1 e descritto in Fig. 7.4.2 delle NTC, dunque al denominatore della [C7.4.3] va il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

È opportuno sottolineare che l'utilizzo della formula [C7.4.3] rappresenta solo uno dei possibili modi per arrivare al rispetto della formula [7.4.4] delle NTC, unica condizione di norma da rispettare per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione anticipata riducendo, in ossequio ai principi della progettazione in capacità, la domanda di duttilità su di essi. In questo caso, a parte le incertezze portate in conto attraverso il fattore di sovrarresistenza, la progettazione in capacità non è in grado di impedire plasticizzazioni, seppur limitate, in alcuni pilastri.

Nella realtà, infatti, a causa della variazione delle rigidezze relative fra gli elementi strutturali, quando la struttura entra in campo inelastico varia la distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione all'interno della struttura. Può pertanto accadere che, pur mantenendosi inalterato l'equilibrio al nodo, una volta raggiunta la plasticizzazione nelle sezioni delle travi possa modificarsi, all'interfaccia del pannello nodale, il rapporto fra i momenti nelle sezioni dei pilastri convergenti nel medesimo nodo ovvero, in pratica, che uno dei due momenti dei pilastri possa crescere, potenzialmente fino alla plasticizzazione, e l'altro decrescere.

Pertanto non è escluso che, pur avendo utilizzato le regole della progettazione in capacità, si possano verificare delle plasticizzazioni nelle zone di estremità di qualche pilastro. D'altra parte, scopo della progettazione in capacità è limitare il più possibile tale eventualità e, soprattutto, escludere la formazione di meccanismi globalmente instabili, quali ad esempio quelli che possono determinarsi a causa della plasticizzazione contemporanea, alla base ed in testa, di tutti i pilastri di uno stesso livello (meccanismi di piano).

Per i motivi detti, nelle zone dissipative di tutti i pilastri primari la norma aggiunge, all'utilizzo della progettazione in capacità, l'applicazione di specifici accorgimenti per la duttilità. Un riguardo maggiore è dato alle zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari, che devono necessariamente plasticizzarsi affinché si possa formare il meccanismo globale desiderato, cioè quello che prevede la contemporanea plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi a tutti i livelli.

Nella progettazione dei pilastri la norma prevede un approccio semplificato consentendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a pressoflessione retta purché la corrispondente capacità a flessione del pilastro venga considerata ridotta del 30%.

Le sollecitazioni della domanda si riferiscono alle due combinazioni sismiche con

$M_{c,Ed}$  momento di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo; le sommatorie sono estese a tutte le travi e i pilastri concorrenti nel nodo. Se i momenti di calcolo nei due pilastri concorrenti al nodo sono discordi vale quanto detto al § 7.4.4.2.1 e descritto in Fig. 7.4.2 delle NTC, dunque al denominatore della [C7.4.3] va il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

È opportuno sottolineare che l'utilizzo della formula [C7.4.3] rappresenta solo uno dei possibili modi per arrivare al rispetto della formula [7.4.4] delle NTC, unica condizione di norma da rispettare per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione anticipata riducendo, in ossequio ai principi della progettazione in capacità, la domanda di duttilità su di essi. In questo caso, a parte le incertezze portate in conto attraverso il fattore di sovrarresistenza, la progettazione in capacità non è in grado di impedire plasticizzazioni, seppur limitate, in alcuni pilastri.

Nella realtà, infatti, a causa della variazione delle rigidezze relative fra gli elementi strutturali, quando la struttura entra in campo inelastico varia la distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione all'interno della struttura. Può pertanto accadere che, pur mantenendosi inalterato l'equilibrio al nodo, una volta raggiunta la plasticizzazione nelle sezioni delle travi possa modificarsi, all'interfaccia del pannello nodale, il rapporto fra i momenti nelle sezioni dei pilastri convergenti nel medesimo nodo ovvero, in pratica, che uno dei due momenti dei pilastri possa crescere, potenzialmente fino alla plasticizzazione, e l'altro decrescere.

Pertanto non è escluso che, pur avendo utilizzato le regole della progettazione in capacità, si possano verificare delle plasticizzazioni nelle zone di estremità di qualche pilastro. D'altra parte, scopo della progettazione in capacità è limitare il più possibile tale eventualità e, soprattutto, escludere la formazione di meccanismi globalmente instabili, quali ad esempio quelli che possono determinarsi a causa della plasticizzazione contemporanea, alla base ed in testa, di tutti i pilastri di uno stesso livello (meccanismi di piano).

Per i motivi detti, nelle zone dissipative di tutti i pilastri primari la norma aggiunge, all'utilizzo della progettazione in capacità, l'applicazione di specifici accorgimenti per la duttilità. Un riguardo maggiore è dato alle zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari, che devono necessariamente plasticizzarsi affinché si possa formare il meccanismo globale desiderato, cioè quello che prevede la contemporanea plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi a tutti i livelli.

Nella progettazione dei pilastri la norma prevede un approccio semplificato consentendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a pressoflessione retta purché la corrispondente capacità a flessione del pilastro venga considerata ridotta del 30%.

Le sollecitazioni della domanda si riferiscono alle due combinazioni sismiche con

direzioni prevalenti alternate, secondo le regole di combinazione direzionale illustrate al § 7.3.5 delle **NTC**. Quando si applica la progettazione in capacità, per ottenere la domanda a pressoflessione deviata su ciascuna sezione dei pilastri, si può procedere nel modo seguente.

Per ciascuna combinazione direzionale, si determinano i rapporti tra i momenti flettenti lungo le direzioni principali della sezione considerata. Per ogni direzione principale della sezione, individuata la combinazione che massimizza la relativa componente di momento flettente, se ne incrementa il valore applicando le regole della progettazione in capacità, a partire dalla capacità delle travi convergenti nel nodo disposte lungo la direzione considerata. Si incrementa poi il momento nell'altra direzione, rispetto a quello ottenuto dall'analisi, in modo da mantenere invariato il rapporto tra le componenti. Si procede in analogia, massimizzando il momento lungo l'altra direzione principale della sezione. A partire dalla domanda a pressoflessione deviata nelle diverse combinazioni, associata ai corrispondenti valori del carico assiale, si eseguono le verifiche di resistenza.

#### *Taglio*

Nella valutazione del taglio di calcolo attraverso la formula [7.4.5] delle **NTC**,  $M_{i,d}$  rappresenta la massima azione flettente trasmessa al pilastro, ove si tiene conto che le cerniere plastiche devono formarsi nelle zone estremali delle travi convergenti al nodo oppure (qualora si formino prima) nelle zone di estremità dei pilastri, come illustrato in Figura C7.4.2.

L'utilizzo della [7.4.5] consente di individuare il massimo taglio agente sul pilastro nell'ipotesi che le sequenze di plasticizzazione siano coerenti col meccanismo globale ipotizzato; nella valutazione del taglio di calcolo mediante l'espressione [7.4.5], la lunghezza del pilastro  $l_p$  è da valutarsi escludendo l'ingombro delle travi in esso confluenti.

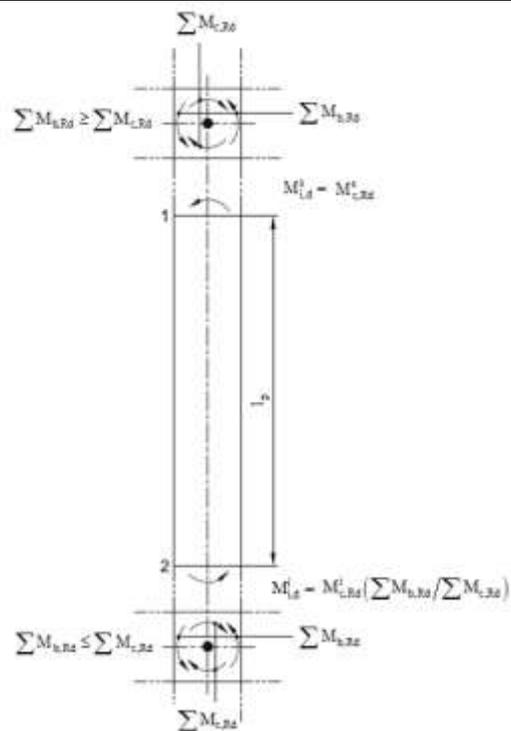
direzioni prevalenti alternate, secondo le regole di combinazione direzionale illustrate al § 7.3.5 delle **NTC**. Quando si applica la progettazione in capacità, per ottenere la domanda a pressoflessione deviata su ciascuna sezione dei pilastri, si può procedere nel modo seguente.

Per ciascuna combinazione direzionale, si determinano i rapporti tra i momenti flettenti lungo le direzioni principali della sezione considerata. Per ogni direzione principale della sezione, individuata la combinazione che massimizza la relativa componente di momento flettente, se ne incrementa il valore applicando le regole della progettazione in capacità, a partire dalla capacità delle travi convergenti nel nodo disposte lungo la direzione considerata. Si incrementa poi il momento nell'altra direzione, rispetto a quello ottenuto dall'analisi, in modo da mantenere invariato il rapporto tra le componenti. Si procede in analogia, massimizzando il momento lungo l'altra direzione principale della sezione. A partire dalla domanda a pressoflessione deviata nelle diverse combinazioni, associata ai corrispondenti valori del carico assiale, si eseguono le verifiche di resistenza.

#### *Taglio*

Nella valutazione del taglio di calcolo attraverso la formula [7.4.5] delle **NTC**,  $M_{i,d}$  rappresenta la massima azione flettente trasmessa al pilastro, ove si tiene conto che le cerniere plastiche devono formarsi nelle zone estremali delle travi convergenti al nodo oppure (qualora si formino prima) nelle zone di estremità dei pilastri, come illustrato in Figura C7.4.2.

L'utilizzo della [7.4.5] consente di individuare il massimo taglio agente sul pilastro nell'ipotesi che le sequenze di plasticizzazione siano coerenti col meccanismo globale ipotizzato; nella valutazione del taglio di calcolo mediante l'espressione [7.4.5], la lunghezza del pilastro  $l_p$  è da valutarsi escludendo l'ingombro delle travi in esso confluenti.

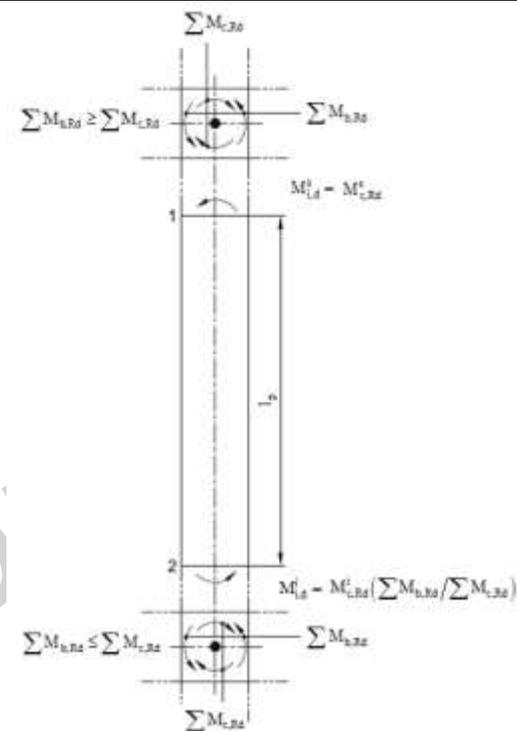


**Figura C7.4.2** – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto  $V_{Ed}$  nei pilastri.

#### C7.4.4.2.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ(DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al cap. 4 delle NTC. Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone dissipative di tutti i pilastri secondari, al § 7.4.6.2.2 la norma fornisce, in alternativa alle verifiche di duttilità, i quantitativi di armatura trasversale minimi in funzione della domanda di duttilità.

#### C7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)



**Figura C7.4.2** – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto  $V_{Ed}$  nei pilastri.

#### C7.4.4.2.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ(DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al cap. 4 delle NTC. Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone dissipative di tutti i pilastri secondari, al § 7.4.6.2.2 la norma fornisce, in alternativa alle verifiche di duttilità, i quantitativi di armatura trasversale minimi in funzione della domanda di duttilità.

#### C7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Il progetto dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all'interno del pannello nodale (la zona di intersezione tra travi e pilastri) è decisamente più elevata dell'analoga sollecitazione nei pilastri. Lo stato tensionale all'interno del pannello nodale dipende, oltre che dalla geometria e dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo elastico, dai quantitativi di

Per le verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro è richiesta l'identificazione della zona efficace ai fini del trasferimento delle sollecitazioni da un elemento strutturale all'altro. In Fig. C.7.4.3 sono sintetizzate le limitazioni di norma per la determinazione delle dimensioni della zona efficace nelle due direzioni ortogonali. Le armature trasversali nelle due direzioni devono essere contenute all'interno della zona efficace.

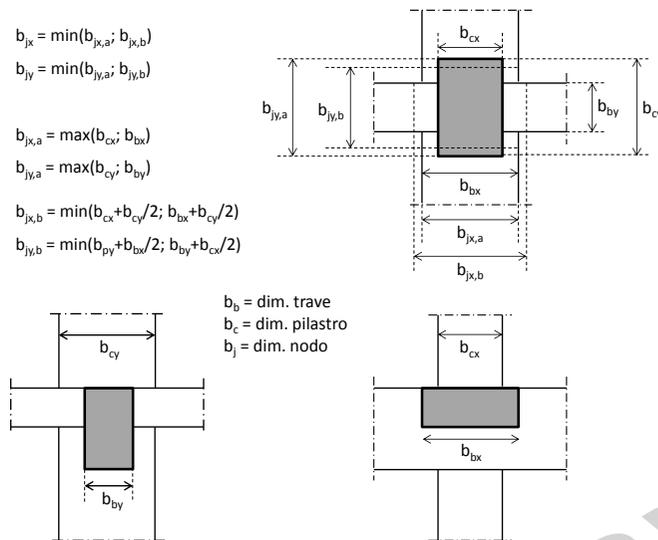


Figura C7.4.3 – Dimensione efficace dei nodi trave-pilastro

Per la verifica della capacità del nodo le NTC forniscono due formulazioni alternative. Attraverso l'uso della [7.4.10] si garantisce che le tensioni all'interno del pannello nodale non superino la resistenza a trazione del calcestruzzo, garantendo l'integrità del nodo; attraverso la [7.4.11] e la [7.4.12] la capacità del nodo è affidata interamente alle armature orizzontali, accettando dunque la fessurazione del nodo. Nel primo caso la verifica dipende dalle dimensioni del pannello nodale; nel secondo caso la verifica risulta indipendente da esse.

Nella pratica, non è raro incontrare situazioni in cui il primo approccio risulti dimensionante per sisma prevalente in una direzione ed il secondo risulti dimensionante per sisma nella direzione ortogonale alla prima; in tali casi, l'adozione di entrambi i metodi sul medesimo pannello nodale è da sconsigliare, in quanto l'insorgere di un quadro fessurativo in una delle direzioni è poco compatibile con l'ipotesi di nodo integro nella direzione ortogonale alla prima. Per la verifica di capacità del nodo è dunque consigliabile l'utilizzo, nelle due direzioni di verifica del pannello nodale, dello

armatura delle travi. Infatti, gli sforzi di taglio all'interno del pannello nodale, non possono essere determinati direttamente dal modello di calcolo, ma richiedono specifiche analisi per determinare la trasmissione degli sforzi all'interno della zona diffusiva. È pertanto indispensabile, se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti.

C7.4.4.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Le verifiche di resistenza dei nodi indicate nel presente paragrafo si applicano a strutture in CD "A" e, limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD "B". Esse non si applicano alle strutture non dissipative.

Per le verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro è richiesta l'identificazione della zona efficace ai fini del trasferimento delle sollecitazioni da un elemento strutturale all'altro. In Fig. C.7.4.3 sono sintetizzate le limitazioni di norma per la determinazione delle dimensioni della zona efficace nelle due direzioni ortogonali. Le armature trasversali nelle due direzioni devono essere contenute all'interno della zona efficace.

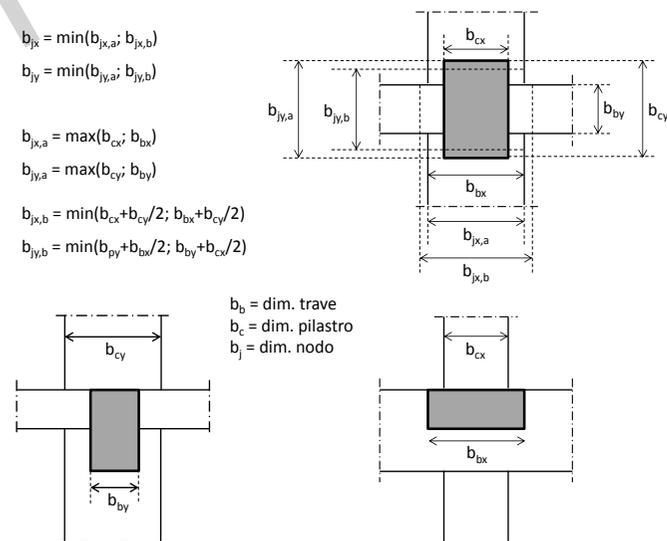


Figura C7.4.3 – Dimensione efficace dei nodi trave-pilastro

Per la verifica della capacità del nodo, relativamente alla massima trazione diagonale nel calcestruzzo, le NTC forniscono due formulazioni alternative. Attraverso l'uso della

stesso approccio, tra i due consentiti dalla norma.

#### **C7.4.4.4 DIAFRAMMI ORIZZONTALI**

##### *C7.4.4.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

Qualora la verifica indichi deformazioni sensibili dell'orizzontamento nel suo piano, non si può assumere l'ipotesi di diaframma rigido nell'analisi della struttura

#### **C7.4.4.5 PARETI**

##### *C7.4.4.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

Nella progettazione di strutture con pareti, la norma consente una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti stesse. Questa possibilità, se ben utilizzata, può consentire: di risolvere criticità progettuali (dettagli costruttivi, azioni trasmesse alle fondazioni, trazioni, ecc.); di ottimizzare la progettazione; di migliorare l'affidabilità della costruzione nel conseguire le prestazioni desiderate.

La norma raccomanda di redistribuire momenti e tagli dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale, con la finalità evidente di ottenere un comportamento dissipativo stabile.

Nell'avvalersi della possibilità di redistribuire tra le pareti gli effetti dell'azione sismica, il progettista dovrebbe considerare con attenzione le variazioni della risposta d'insieme dovute alle redistribuzioni. È pertanto opportuno che, nel determinare la risposta d'insieme, il progettista consideri le possibili eccentricità indotte da plasticizzazioni non uniformi nelle pareti, per non peggiorare le condizioni di regolarità strutturale conseguite in fase di dimensionamento degli elementi strutturali.

In generale, nella progettazione di strutture con pareti, indipendentemente dall'utilizzo delle redistribuzioni, occorre considerare le incertezze nella valutazione degli effetti dinamici in campo post-elastico. Tali incertezze, in assenza di determinazioni più accurate, ad esempio attraverso analisi non lineari, possono essere portate in conto modificando opportunamente la distribuzione dei momenti nelle pareti ed amplificando coerentemente, ed in linea con i principi della progettazione in capacità, la domanda a

[7.4.10] si garantisce che le tensioni all'interno del pannello nodale non superino la resistenza a trazione del calcestruzzo, garantendo l'integrità del nodo; attraverso la [7.4.11] e la [7.4.12] la capacità del nodo è affidata interamente alle armature orizzontali, accettando dunque la fessurazione del nodo. Nel primo caso la verifica dipende dalle dimensioni del pannello nodale; nel secondo caso la verifica risulta indipendente da esse. E' sufficiente che la verifica risulti soddisfatta per uno dei due approcci.

Per la verifica di capacità del nodo è consigliabile l'utilizzo, nelle due direzioni di verifica del pannello nodale, dello stesso approccio, tra i due consentiti dalla norma.

Nella valutazione di  $V_{ibd}$ , di cui alla Equazione [7.4.8], è possibile tenere direttamente conto del confinamento del calcestruzzo, così come indicato al § 4.1.2.1.2.1 delle NTC, ponendo  $\alpha_i = 0,48 (f_{ck,c} / f_{ck})$ , avendo cura di considerare soltanto il volume di calcestruzzo effettivamente confinato.

#### **C7.4.4.4 DIAFRAMMI ORIZZONTALI**

##### *C7.4.4.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

Qualora la verifica indichi deformazioni sensibili dell'orizzontamento nel suo piano, non si può assumere l'ipotesi di diaframma rigido nell'analisi della struttura

#### **C7.4.4.5 PARETI**

Il presente paragrafo si applica alle verifiche sulle pareti, così come definite al § 7.4.4.5 delle NTC.

Per le strutture di calcestruzzo debolmente armato ottenute con blocchi cassero, si applicano le "linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera" emanate dal consiglio superiore dei lavori pubblici.

##### *C7.4.4.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

Nella progettazione di strutture con pareti, la norma consente una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti stesse.

La norma consente di redistribuire momenti e tagli dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale, con la finalità di ottenere un comportamento dissipativo stabile.

taglio.

La norma fornisce in proposito regole di progetto specifiche sia per la pressoflessione sia per il taglio.

#### C7.4.4.5.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Per le zone dissipative delle pareti, la norma prevede che vengano eseguite specifiche verifiche di duttilità. La domanda di duttilità in tali zone viene espressa, a livello di sezione, mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ . Qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a  $\mu_\phi$  i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 in cui il valore di  $q$  è ridotto del fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$ , dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto (domanda) e  $M_{Rd}$  è il momento resistente di calcolo (capacità).

Si noti che, nel caso in cui nella progettazione si ricorra alla redistribuzione degli effetti tra le pareti, il fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$  può assumere valori maggiori dell'unità, comportando un conseguente incremento della domanda di duttilità nelle pareti progettate con valori del momento resistente inferiori alla corrispondente sollecitazione flessionale ottenuta dall'analisi.

Le formule [7.4.29] e [7.4.30] contenute nel § 7.4.6.2.4 delle NTC consentono di determinare i quantitativi di armatura trasversale in funzione della domanda di duttilità; tali quantitativi sono da intendersi come minimi inderogabili solo nel caso in cui non vengano eseguite le verifiche di duttilità come indicato al § 7.4.4.5.2.

### C7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

#### C7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il § 7.4.5.1 delle NTC si riferisce alle tipologie delle strutture prefabbricate, per le quali si riportano nel seguito alcune precisazioni.

##### C7.4.5.1.1 STRUTTURE A TELAIO

Una prima categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con

Nell'avvalersi della possibilità di redistribuire tra le pareti gli effetti dell'azione sismica, il progettista dovrebbe considerare le variazioni della risposta d'insieme dovute alle redistribuzioni, quali ad esempio le possibili eccentricità indotte da plasticizzazioni non uniformi nelle pareti, che potrebbero influire sulle condizioni di regolarità strutturale conseguite in fase di dimensionamento degli elementi strutturali.

#### C7.4.4.5.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Per le zone dissipative delle pareti, la norma prevede che vengano eseguite specifiche verifiche di duttilità. La domanda di duttilità in tali zone viene espressa, a livello di sezione, mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ . Qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a  $\mu_\phi$  i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 in cui il valore di  $q$  è ridotto del fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$ , dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto (domanda) e  $M_{Rd}$  è il momento resistente di calcolo (capacità).

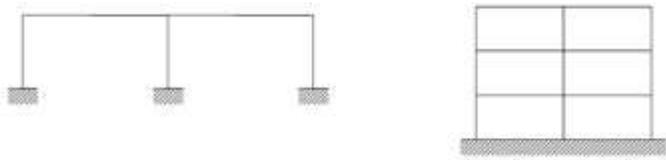
Si noti che, nel caso in cui nella progettazione si ricorra alla redistribuzione degli effetti tra le pareti, il fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$  può assumere valori maggiori dell'unità, comportando un conseguente incremento della domanda di duttilità nelle pareti progettate con valori del momento resistente inferiori alla corrispondente sollecitazione flessionale ottenuta dall'analisi.

Le formule [7.4.29] e [7.4.30] contenute nel § 7.4.6.2.4 delle NTC consentono di determinare i quantitativi di armatura trasversale in funzione della domanda di duttilità; tali quantitativi sono da intendersi come minimi inderogabili solo nel caso in cui non vengano eseguite le verifiche di duttilità come indicato al § 7.4.4.5.2.

### C7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

#### C7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

collegamenti monolitici realizzati con getti integrativi che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera (v. Figura C7.4.4).



**Figura C7.4.4 - Strutture a telaio con collegamenti monolitici**

A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione e deve essere dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

Una seconda categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti realizzati con dispositivi meccanici tra i vari elementi prefabbricati. A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

#### C7.4.5.1.2 STRUTTURE CON PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI CERNIERATI

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati il collegamento a cerniera dà continuità di forze (v. Figura C7.4.5). A questa categoria di telai, tipica della tecnologia prefabbricata, si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione e deve essere dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

Per questa tipologia strutturale gli appoggi mobili, dimensionati come indicato al § 7.2.2, sono consentiti per le strutture monopiano.

Il paragrafo 7.4.5.1 riporta le tipologie di sistemi strutturali previsti dalle NTC per le costruzioni con struttura prefabbricata. I relativi valori massimi di  $q_0$  sono contenuti nella tabella 7.3.II.

La norma prevede che altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme. Per tali tipologie i valori dei fattori di comportamento, non indicati dalle NTC, possono essere determinati mediante verifiche locali di duttilità e globali di spostamento allo SLV suffragate da una opportuna campagna di prova, conformemente a quanto indicato al §7.3.1 in merito alla determinazione di  $q_0$ .

#### C7.4.5.1.1 STRUTTURE A TELAIO

Una prima categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti monolitici realizzati con getti integrativi che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera (v. Figura C7.4.4).



**Figura C7.4.4 - Strutture a telaio con collegamenti monolitici**

A questa categoria di telai si applicano le regole relative alle strutture in opera di cui al § 7.4 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

Una seconda categoria di sistemi prefabbricati a telaio si riferisce a strutture con collegamenti realizzati con dispositivi meccanici tra i vari elementi prefabbricati. A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

#### C7.4.5.1.2 STRUTTURE CON PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI CERNIERATI

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati il collegamento a cerniera dà continuità di forze (v. Figura C7.4.5). A questa categoria di telai, tipica della tecnologia della prefabbricazione, si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC, mentre il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture

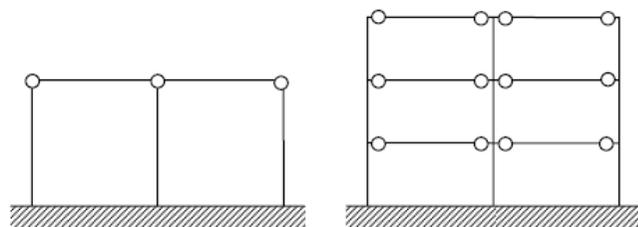


Figura C7.4.5 - Strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi cernierati

Le strutture con pilastri isostatici del tipo di quelle rappresentate in Figura C7.4.6, che consentono le libere dilatazioni della copertura per effetto di fenomeni come le variazioni termiche, concentrano le azioni orizzontali dovute al sisma su alcuni pilastri. Per queste strutture si applicano le regole date al § 7.4.5.2.1 con riferimento sia ai collegamenti fissi, sia ai collegamenti scorrevoli.

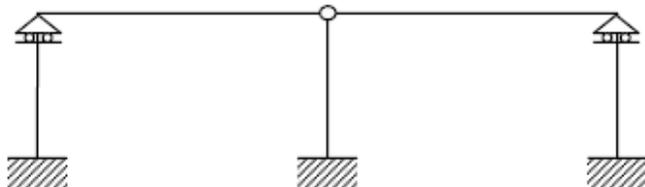


Figura C7.4.6 - Strutture a pilastri isostatici

## C7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

### C7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

#### C7.4.6.1.1 TRAVI

#### C7.4.6.1.2 PILASTRI

Con riferimento al secondo capoverso del § 7.4.6.1.2 delle NTC, dove si pone una limitazione geometrica alle dimensioni della sezione dei pilastri nel caso di rilevanti effetti del 2° ordine ( $\theta > 0,1$ ), si precisa che tale limitazione non si applica quando detti effetti vengano compiutamente valutati attraverso un'analisi non lineare che tenga conto delle non-linearità sia meccaniche sia geometriche. Resta la limitazione sul valore massimo degli effetti del 2° ordine data al § 7.3.1 delle NTC ( $\theta \leq 0,3$ ).

in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

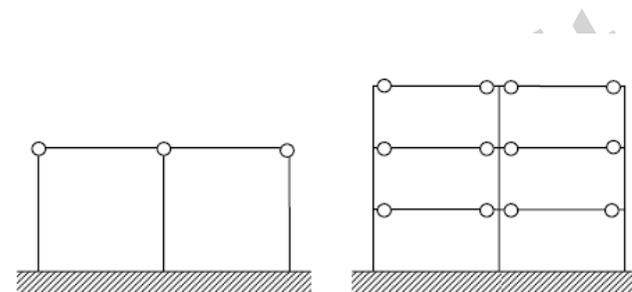


Figura C7.4.5 - Strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi cernierati

Le strutture con pilastri isostatici del tipo di quelle rappresentate in Figura C7.4.6, che consentono le libere dilatazioni della copertura per effetto di fenomeni come le variazioni termiche, concentrano le azioni orizzontali dovute al sisma su alcuni pilastri. Per queste strutture si applicano le regole date al § 7.4.5.2.1 con riferimento sia ai collegamenti fissi, sia ai collegamenti scorrevoli.

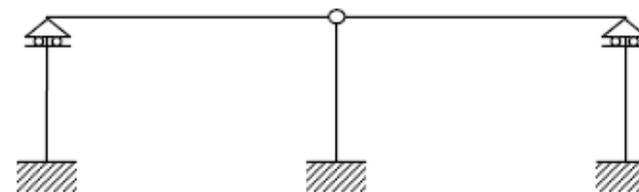


Figura C7.4.6 - Strutture a pilastri isostatici

## C7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

### C7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

#### C7.4.6.1.1 TRAVI

#### C7.4.6.1.2 PILASTRI

Con riferimento al secondo capoverso del § 7.4.6.1.2 delle NTC, dove si pone una limitazione geometrica alle dimensioni della sezione dei pilastri nel caso di rilevanti

C7.4.6.1.3

C7.4.6.1.4

**C7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA**

C7.4.6.2.1 TRAVI

Con riferimento al terzo capoverso del § 7.4.6.2.1 delle NTC, si chiarisce che il termine “comunque  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ .” deve intendersi “e nel resto della trave comunque  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ .”

**C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in zona sismica.

In particolare, al fine di garantire la richiesta duttilità, sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli nelle zone dissipative e per le modalità di verifica, in termini di gerarchia delle resistenze, dei gruppi trave-colonna.

**C7.5.1****C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO****C7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionale inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate

effetti del 2° ordine ( $\theta > 0,1$ ), si precisa che tale limitazione non si applica quando detti effetti vengano compiutamente valutati attraverso un'analisi non lineare che tenga conto delle non-linearità sia meccaniche sia geometriche. Resta la limitazione sul valore massimo degli effetti del 2° ordine data al § 7.3.1 delle NTC ( $\theta \leq 0,3$ ).

C7.4.6.1.3

C7.4.6.1.4

**C7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA**

C7.4.6.2.1 TRAVI

Con riferimento al terzo capoverso del § 7.4.6.2.1 delle NTC, si chiarisce che il termine “comunque  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ .” deve intendersi “e nel resto della trave comunque  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ .”

[C7.4.6.2.2](#)[C7.4.6.2.3 NODI TRAVE-PILASTRO](#)

[La NTC prevedono che, 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. Questo è un minimo inderogabile e non aggiuntivo rispetto a quanto previsto al § 7.4.4.3](#)

**C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in zona sismica.

In particolare, al fine di garantire la richiesta duttilità, sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli nelle zone dissipative e per le modalità di verifica, in termini di gerarchia delle resistenze, dei gruppi trave-colonna.

**C7.5.1****C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO****C7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

nella Figura C7.5.1 a seconda delle soluzioni strutturali realizzate.

È possibile, inoltre, formare le cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

- alla base della struttura a telaio (a, b, c, d, e);
- in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
- alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture ad un unico piano (d).

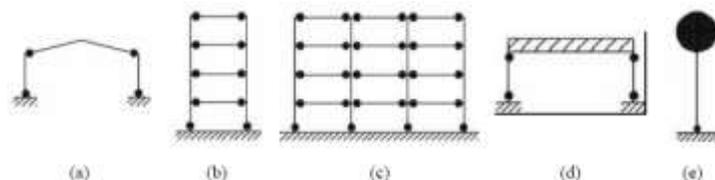


Figura C7.5.1 - Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella Tabella 7.3.II del § 7.3.1 delle NTC

Una tipologia dissipativa ad un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, Figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (Figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili: per tale ragione il fattore di comportamento  $q_0$  è pari a  $5\alpha_w/\alpha_1$  per il tipo (a) ed a  $2\alpha_w/\alpha_1$  per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di comportamento, si assume per il coefficiente di sovrarresistenza  $\alpha_w/\alpha_1$  il valore proposto nel § 7.5.2.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi dinamica non-lineare oppure l'analisi statica non-lineare (§ 7.3.4.1 e § 7.3.4.2). Ad ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1,6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non-lineari.

### C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

#### C7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si ritiene che il requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso in cui i collegamenti in zone dissipative siano realizzati mediante unioni bullonate, queste devono essere sufficientemente sovrarresistenti per evitare la rottura dei bulloni a taglio. Per tale ragione, la resistenza di progetto dei bulloni a taglio deve essere almeno 1,2 volte superiore alla resistenza a rifollamento dell'unione. Inoltre, deve

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionale inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate nella Figura C7.5.1 a seconda delle soluzioni strutturali realizzate.

È possibile, inoltre, formare le cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

- alla base della struttura a telaio (a, b, c, d, e);
- in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
- alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture ad un unico piano (d).

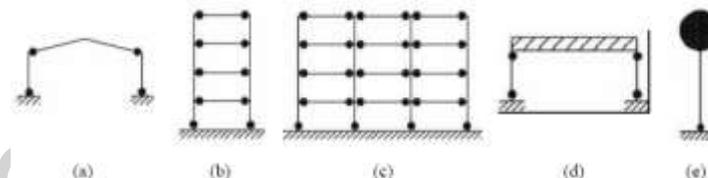


Figura C7.5.1 - Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella Tabella 7.3.II del § 7.3.1 delle NTC

Una tipologia dissipativa ad un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, Figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (Figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili: per tale ragione il fattore di comportamento  $q_0$  è pari a  $5\alpha_w/\alpha_1$  per il tipo (a) ed a  $2\alpha_w/\alpha_1$  per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di comportamento, si assume per il coefficiente di sovrarresistenza  $\alpha_w/\alpha_1$  il valore proposto nel § 7.5.2.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi dinamica non-lineare oppure l'analisi statica non-lineare (§ 7.3.4.1 e § 7.3.4.2). Ad ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1,6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non-lineari.

### C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

#### C7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si ritiene che il requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

essere assolutamente evitata la rottura dei bulloni a trazione, meccanismo di collasso caratterizzato da un comportamento fragile. Per tale motivo, anche i bulloni soggetti a trazione devono essere dotati di un'opportuna sovrarresistenza.

#### **C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE**

##### **C7.5.4.1**

##### **C7.5.4.2**

##### **C7.5.4.3**

##### **C7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA**

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella Figura C7.5.1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello,  $V_{WP,Rd}$ , non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad [C7.5.2]$$

dove  $\sum M_{b,pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi,  $H$  è l'altezza di interpiano del telaio,  $z$  è il braccio di coppia interna della trave ed  $h_b$  è l'altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non siano condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{VC} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad [C7.5.3]$$

dove  $A_{VC}$  (§ 4.3.3.1.2) è l'area resistente a taglio, mentre  $\sigma$  è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna.

In Figura C7.5.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Nel caso di collegamenti trave-colonna saldati i piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti.

Nel caso in cui i collegamenti in zone dissipative siano realizzati mediante unioni bullonate, queste devono essere sufficientemente sovrarresistenti per evitare la rottura dei bulloni a taglio. Per tale ragione, la resistenza di progetto dei bulloni a taglio deve essere almeno 1,2 volte superiore alla resistenza a rifollamento dell'unione. Inoltre, deve essere assolutamente evitata la rottura dei bulloni a trazione, meccanismo di collasso caratterizzato da un comportamento fragile. Per tale motivo, anche i bulloni soggetti a trazione devono essere dotati di un'opportuna sovrarresistenza.

#### **C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE**

##### **C7.5.4.1**

##### **C7.5.4.2**

##### **C7.5.4.3**

##### **C7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA**

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella Figura C7.5.1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello,  $V_{WP,Rd}$ , non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad [C7.5.2]$$

dove  $\sum M_{b,pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi,  $H$  è l'altezza di interpiano del telaio,  $z$  è il braccio di coppia interna della trave ed  $h_b$  è l'altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non siano condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{VC} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad [C7.5.3]$$

dove  $A_{VC}$  (§ 4.3.3.1.2) è l'area resistente a taglio, mentre  $\sigma$  è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna.

In Figura C7.5.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Nel caso di collegamenti trave-colonna saldati i piatti di continuità in prosecuzione delle ali della

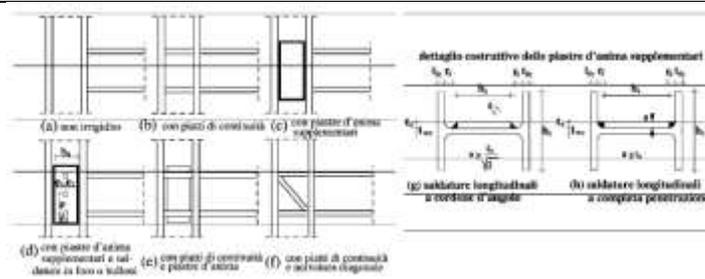


Figura C7.5.2 - Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi

**C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI**

La risposta carico-spostamento laterale di una struttura con controventi concentrici deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se ad ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad [C7.5.6]$$

essendo  $A^+$  e  $A^-$  le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche, secondo quanto presentato nella Figura C7.5.3.

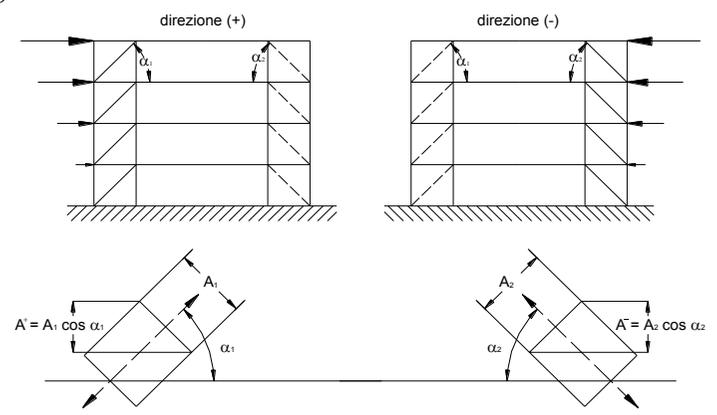


Figura C7.5.3 - Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi,  $A^+$  ed  $A^-$ , da utilizzare nella formula C7.5.6

**C7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI**

trave devono essere sempre previsti.

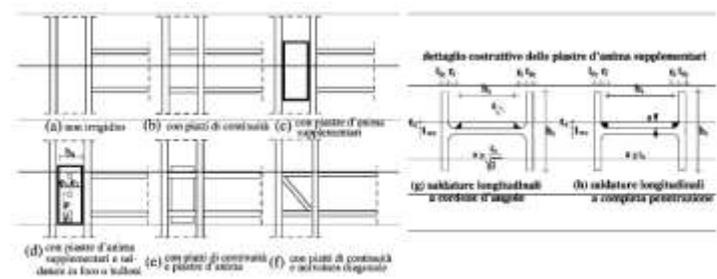


Figura C7.5.2 - Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi

**C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI**

La risposta carico-spostamento laterale di una struttura con controventi concentrici deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se ad ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad [C7.5.6]$$

essendo  $A^+$  e  $A^-$  le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche, secondo quanto presentato nella Figura C7.5.3.

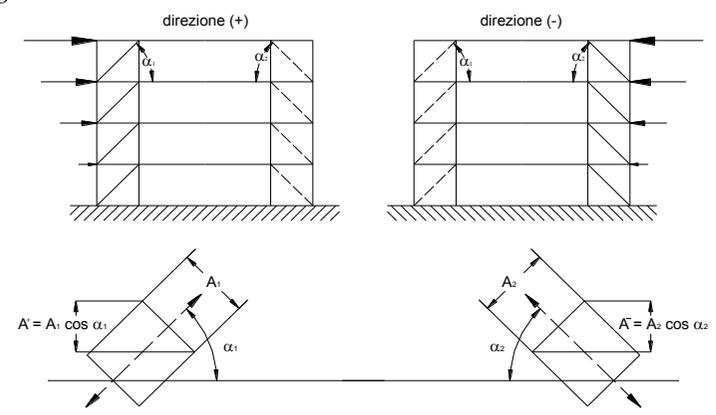
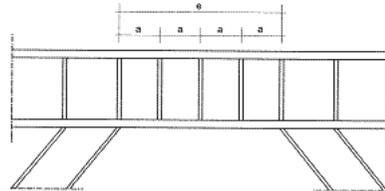


Figura C7.5.3 - Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi,  $A^+$  ed  $A^-$ , da utilizzare nella formula C7.5.6

Le capacità dissipative di un elemento di connessione ("link") di una struttura a controventi eccentrici dipendono dai dettagli strutturali con cui è realizzato tale elemento. In particolare, la presenza degli irrigidimenti trasversali d'anima garantisce lo sviluppo delle deformazioni plastiche all'interno del "link", per cui le regole costruttive presentate in § 7.5.6 devono essere necessariamente impiegate per la realizzazione di "link", sia lunghi sia corti.



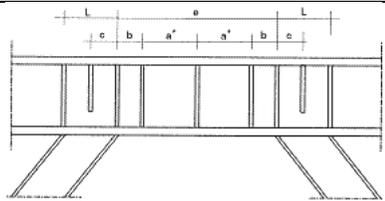
$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0,09rad$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0,06rad$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0,03rad$$

$t_w$  è lo spessore dell'anima,  $h_b$  l'altezza della trave e  $\gamma_p$  la massima deformazione plastica a taglio.

a) «Elementi di connessione corti»



$$b = \min\{h_b, 1,5b_f\}$$

$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

$$a^* = a \text{ per } e = 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left( \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} - b_f \right) \text{ per}$$

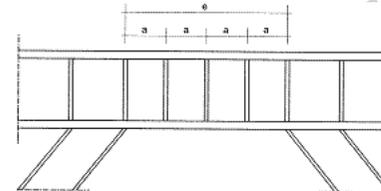
$$e = 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

per valori intermedi di  $e$  si esegue un'interpolazione lineare

b) «Elementi di connessione intermedi»

### C7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Le capacità dissipative di un elemento di connessione ("link") di una struttura a controventi eccentrici dipendono dai dettagli strutturali con cui è realizzato tale elemento. In particolare, la presenza degli irrigidimenti trasversali d'anima garantisce lo sviluppo delle deformazioni plastiche all'interno del "link", per cui le regole costruttive presentate in § 7.5.6 devono essere necessariamente impiegate per la realizzazione di "link", sia lunghi sia corti.



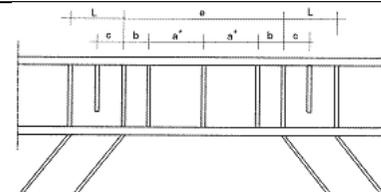
$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0,09rad$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0,06rad$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0,03rad$$

$t_w$  è lo spessore dell'anima,  $h_b$  l'altezza della trave e  $\gamma_p$  la massima deformazione plastica a taglio.

a) «Elementi di connessione corti»



$$b = \min\{h_b, 1,5b_f\}$$

$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

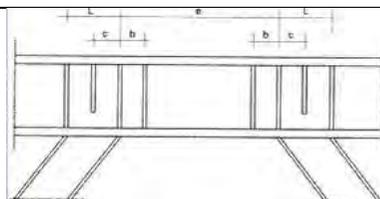
$$a^* = a \text{ per } e = 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left( \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} - b_f \right) \text{ per}$$

$$e = 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

per valori intermedi di  $e$  si esegue un'interpolazione lineare

b) «Elementi di connessione intermedi»



$$b=1,5b_f$$

$$c=\min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

c) «Elementi di connessione lunghi»

**Figura C7.5.4 - Dettagli costruttivi degli elementi di connessione**

Per quanto riguarda gli elementi di connessione corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tali elementi che potrebbero, quindi, non raggiungere la necessaria capacità rotazionale (espressa in termini di mrad). Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale, devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse "a", perché si raggiunga un'adeguata capacità deformativa, deve soddisfare le limitazioni presentate nella Figura C7.5.4 (a).

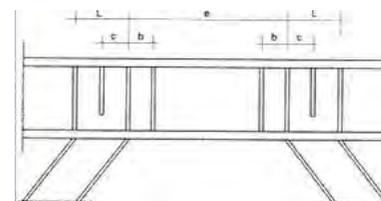
Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione per cui è necessario disporre irrigidimenti che coprano tutta l'altezza dell'anima del profilo. Anche nel caso di collegamenti "intermedi" o "lunghi" il passo degli irrigidimenti governa le capacità dissipative dell'elemento. Per ottenere "link" di buone proprietà dissipative è necessario seguire le prescrizioni costruttive presentate nelle figure C7.5.4 (b) e C7.5.4 (c).

## C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione, per l'impiego in zona sismica, delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono, per larga parte, analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; tuttavia sono previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate, poiché i collegamenti trave-pilastro devono essere progettati considerando una gerarchia di resistenza che determini la plasticizzazione nell'elemento trave.

Nel caso del nodo composto la resistenza è fortemente influenzata dalla capacità di trasferimento delle forze dalla soletta alla colonna e dalla resistenza del pannello nodale che può essere in solo acciaio o riempito di calcestruzzo.

Nel seguito sono illustrati i meccanismi resistenti che si possono attivare nella zona del nodo composto e quindi il tipo di dettagli costruttivi a cui si deve fare riferimento; per quanto riguarda ulteriori regole e formule di progetto si rimanda a normative di comprovata validità.



$$b=1,5b_f$$

$$c=\min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

c) «Elementi di connessione lunghi»

**Figura C7.5.4 - Dettagli costruttivi degli elementi di connessione**

Per quanto riguarda gli elementi di connessione corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tali elementi che potrebbero, quindi, non raggiungere la necessaria capacità rotazionale (espressa in termini di mrad). Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale, devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse "a", perché si raggiunga un'adeguata capacità deformativa, deve soddisfare le limitazioni presentate nella Figura C7.5.4 (a).

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione per cui è necessario disporre irrigidimenti che coprano tutta l'altezza dell'anima del profilo. Anche nel caso di collegamenti "intermedi" o "lunghi" il passo degli irrigidimenti governa le capacità dissipative dell'elemento. Per ottenere "link" di buone proprietà dissipative è necessario seguire le prescrizioni costruttive presentate nelle figure C7.5.4 (b) e C7.5.4 (c).

## C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione, per l'impiego in zona sismica, delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono, per larga parte, analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; tuttavia sono previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate, poiché i collegamenti trave-pilastro devono essere progettati considerando una gerarchia di resistenza che determini la plasticizzazione nell'elemento trave.

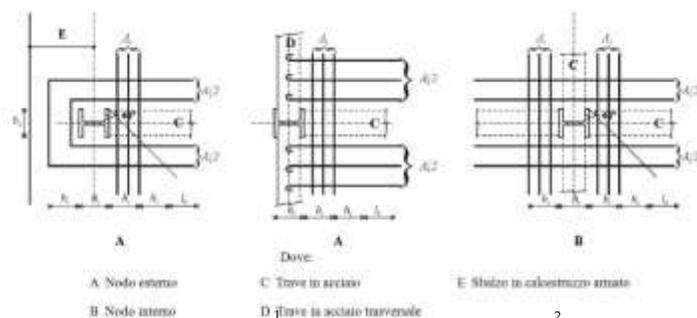
Nel caso del nodo composto la resistenza è fortemente influenzata dalla capacità di trasferimento delle forze dalla soletta alla colonna e dalla resistenza del pannello nodale che può essere in solo acciaio o riempito di calcestruzzo.

Nel seguito sono illustrati i meccanismi resistenti che si possono attivare nella zona del

**C7.6.1****C7.6.2****C7.6.3****C7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE****C7.6.4.1****C7.6.4.2****C7.6.4.3 COLLEGAMENTI COMPOSTI NELLE ZONE DISSIPATIVE**

I meccanismi che si attivano nelle zone di nodo tra la trave composta e la colonna composta o in acciaio possono essere diversi in base al segno del momento flettente trasferito dalla trave e ad alcuni dettagli costruttivi nella zona nodale.

In particolare, per il nodo esterno, la differenza fondamentale è dovuta alla presenza o meno di una mensola esterna e della trave trasversale, (**Figura C7.6.1**); inoltre nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Figura C7.6.1.



**Figura C7.6.1-** *Dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna*

La disposizione delle barre d'armatura presentata in **Figura C7.6.1** è efficace solo nel caso in cui la connessione tra trave e colonna sia sufficientemente rigida da consentire lo svilupparsi delle cerniere plastiche all'interno delle travi composte.

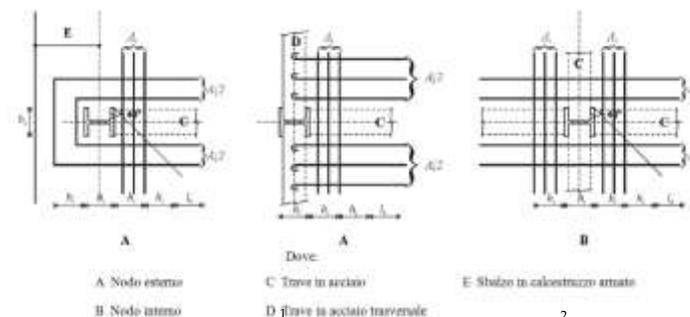
Nel caso si utilizzino collegamenti metallici travi-colonna a parziale ripristino di resistenza e semi-rigidi per una ottimale distribuzione delle tensioni e per evitare un prematuro collasso della porzione di soletta soggetta a compressione è necessario eseguire una opportuna qualifica, per via sperimentale e/o numerica, del collegamento e progettare su tale base la disposizione dell'armatura in soletta.

nodo composto e quindi il tipo di dettagli costruttivi a cui si deve fare riferimento; per quanto riguarda ulteriori regole e formule di progetto si rimanda a normative di comprovata validità.

**C7.6.1****C7.6.2****C7.6.3****C7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE****C7.6.4.1****C7.6.4.2****C7.6.4.3 COLLEGAMENTI COMPOSTI NELLE ZONE DISSIPATIVE**

I meccanismi che si attivano nelle zone di nodo tra la trave composta e la colonna composta o in acciaio possono essere diversi in base al segno del momento flettente trasferito dalla trave e ad alcuni dettagli costruttivi nella zona nodale.

In particolare, per il nodo esterno, la differenza fondamentale è dovuta alla presenza o meno di una mensola esterna e della trave trasversale, (**Figura C7.6.1**); inoltre nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Figura C7.6.1.



**Figura C7.6.1-** *Dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna*

La disposizione delle barre d'armatura presentata in **Figura C7.6.1** è efficace solo nel caso in cui la connessione tra trave e colonna sia sufficientemente rigida da consentire lo svilupparsi delle cerniere plastiche all'interno delle travi composte.

Nel caso si utilizzino collegamenti metallici travi-colonna a parziale ripristino di resistenza e semi-rigidi per una ottimale distribuzione delle tensioni e per evitare un

Le cerniere plastiche all'interno della trave composta devono avere un comportamento duttile, per cui nel disporre l'armatura di rinforzo in corrispondenza dei nodi trave-colonna composti è necessario:

- eliminare tutti i possibili fenomeni di instabilità dell'equilibrio nei componenti in acciaio e nelle armature;
- evitare la prematura rottura della soletta in calcestruzzo a contatto con la colonna composta.

Per il calcolo delle armature necessarie in soletta devono essere utilizzati metodi di calcolo basati su schemi di equilibrio "puntone-tirante". Inoltre, per favorire una migliore diffusione della sollecitazione di compressione dalla colonna composta alla soletta, è possibile predisporre una piastra supplementare saldata sull'ala della colonna e di larghezza maggiore di quest'ultima, in modo da incrementare la porzione di soletta collaborante nel trasferimento delle sollecitazioni in condizioni sismiche.

C7.6.4.3.1 MODELLI RESISTENTI PER LA SOLETTA SOGGETTA A COMPRESSIONE

La configurazione di tutti i meccanismi che si possono attivare in un nodo esterno è illustrata nella Figura C7.6.2. per il caso di momento positivo (a) e di momento negativo (b).

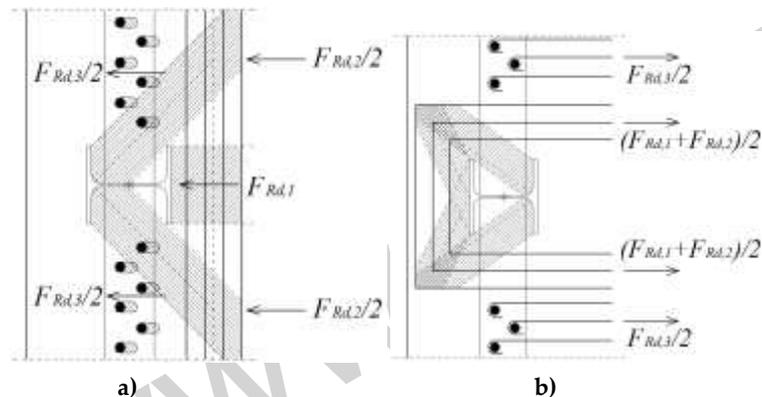


Figura C7.6.2– Meccanismi attivabili nella soletta: a) Soletta compressa (momento positivo); b) Soletta tesa (momento negativo)

Nel caso di nodi trave-colonna in acciaio, rigidi ed a completo ripristino di resistenza, si osserva che la compressione trasferibile dalla soletta alla colonna (Figura C7.6.2 a) avviene per contatto diretto della soletta sull'ala della colonna, mediante meccanismi resistenti puntone-tirante in corrispondenza dell'anima della colonna, nel caso in cui sia

premature collasso della porzione di soletta soggetta a compressione è necessario eseguire una opportuna qualifica, per via sperimentale e/o numerica, del collegamento e progettare su tale base la disposizione dell'armatura in soletta.

Le cerniere plastiche all'interno della trave composta devono avere un comportamento duttile, per cui nel disporre l'armatura di rinforzo in corrispondenza dei nodi trave-colonna composti è necessario:

- eliminare tutti i possibili fenomeni di instabilità dell'equilibrio nei componenti in acciaio e nelle armature;
- evitare la prematura rottura della soletta in calcestruzzo a contatto con la colonna composta.

Per il calcolo delle armature necessarie in soletta devono essere utilizzati metodi di calcolo basati su schemi di equilibrio "puntone-tirante". Inoltre, per favorire una migliore diffusione della sollecitazione di compressione dalla colonna composta alla soletta, è possibile predisporre una piastra supplementare saldata sull'ala della colonna e di larghezza maggiore di quest'ultima, in modo da incrementare la porzione di soletta collaborante nel trasferimento delle sollecitazioni in condizioni sismiche.

C7.6.4.3.1 MODELLI RESISTENTI PER LA SOLETTA SOGGETTA A COMPRESSIONE

La configurazione di tutti i meccanismi che si possono attivare in un nodo esterno è illustrata nella Figura C7.6.2. per il caso di momento positivo (a) e di momento negativo (b).

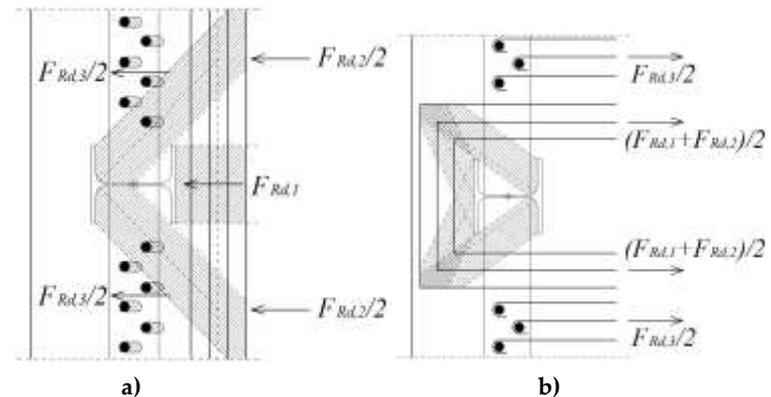


Figura C7.6.2– Meccanismi attivabili nella soletta: a) Soletta compressa (momento positivo); b) Soletta tesa (momento negativo)

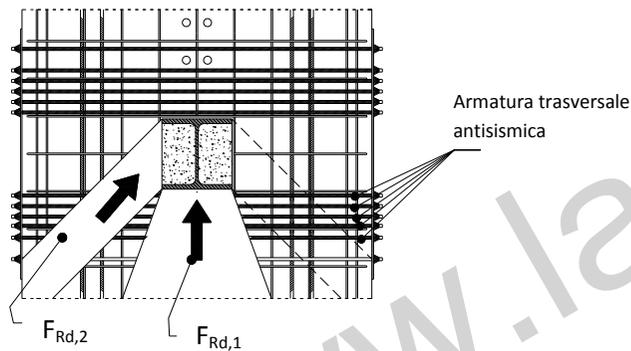
Nel caso di nodi trave-colonna in acciaio, rigidi ed a completo ripristino di resistenza, si

stata realizzata la mensola esterna, con trasferimento sui connettori della trave trasversale, qualora questa sia presente.

Anche quando la trave trasferisce momento negativo (**Figura C7.6.2 b**), i meccanismi dipendono dalla configurazione del calcestruzzo nella zona di nodo. Se la soletta termina al filo interno della colonna non si può sviluppare alcun meccanismo e quindi la resistenza del nodo si valuta considerando solo la parte in acciaio; se invece si realizza la mensola esterna e si dispone l'armatura circondando la colonna si forma un sistema di puntoni e tiranti; nel caso in cui sia presente una trave trasversale dotata di connettori a taglio si può realizzare un trasferimento diretto ancorando l'armatura tesa ai pioli.

Sulla base di quanto illustrato, in presenza di momento positivo si possono individuare tre meccanismi di trasferimento della compressione dalla soletta alla colonna, che possono essere sommati:

- **meccanismo 1** – compressione diretta sull'ala della colonna;
- **meccanismo 2** – puntoni inclinati verso l'anima della colonna.
- **meccanismo 3** – compressione sui pioli della trave trasversale



**Figura C7.6.3**-Vista in pianta dei meccanismi resistenti attivabili nella soletta compressa (momento positivo)

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 1** (**Figura C7.6.3**), si calcola come segue:

$$F_{Rd,1} = d_{eff} \cdot b_b \cdot f_{cd} \quad [C7.6.1]$$

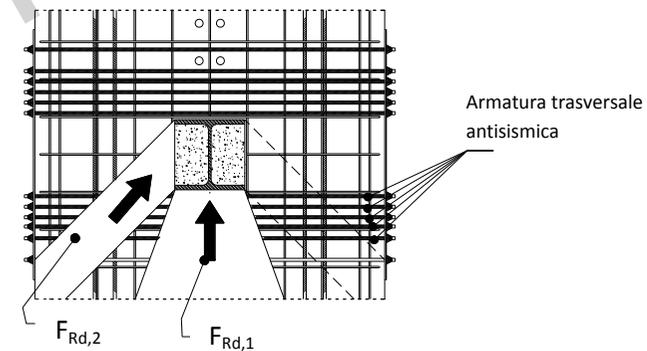
dove  $d_{eff}$  e  $b_b$  sono, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della sezione della soletta a contatto con la colonna. Nel caso di soletta realizzata con lamiera grecata  $d_{eff}$  è lo spessore di calcestruzzo al di sopra delle greche. Per il completo sviluppo della resistenza  $F_{Rd,1}$  è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura di

osserva che la compressione trasferibile dalla soletta alla colonna (**Figura C7.6.2 a**) avviene per contatto diretto della soletta sull'ala della colonna, mediante meccanismi resistenti puntone-tirante in corrispondenza dell'anima della colonna, nel caso in cui sia stata realizzata la mensola esterna, con trasferimento sui connettori della trave trasversale, qualora questa sia presente.

Anche quando la trave trasferisce momento negativo (**Figura C7.6.2 b**), i meccanismi dipendono dalla configurazione del calcestruzzo nella zona di nodo. Se la soletta termina al filo interno della colonna non si può sviluppare alcun meccanismo e quindi la resistenza del nodo si valuta considerando solo la parte in acciaio; se invece si realizza la mensola esterna e si dispone l'armatura circondando la colonna si forma un sistema di puntoni e tiranti; nel caso in cui sia presente una trave trasversale dotata di connettori a taglio si può realizzare un trasferimento diretto ancorando l'armatura tesa ai pioli.

Sulla base di quanto illustrato, in presenza di momento positivo si possono individuare tre meccanismi di trasferimento della compressione dalla soletta alla colonna, che possono essere sommati:

- **meccanismo 1** – compressione diretta sull'ala della colonna;
- **meccanismo 2** – puntoni inclinati verso l'anima della colonna.
- **meccanismo 3** – compressione sui pioli della trave trasversale



**Figura C7.6.3**-Vista in pianta dei meccanismi resistenti attivabili nella soletta compressa (momento positivo)

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 1** (**Figura C7.6.3**), si calcola come segue:

$$F_{Rd,1} = d_{eff} \cdot b_b \cdot f_{cd} \quad [C7.6.1]$$

dove  $d_{eff}$  e  $b_b$  sono, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della sezione della soletta a contatto con la colonna. Nel caso di soletta realizzata con lamiera grecata  $d_{eff}$  è lo

“confinamento” la cui area complessiva deve rispettare la disuguaglianza:

$$A_T \geq 0,25 \cdot d_{eff} \cdot b_b \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad [C7.6.2]$$

dove  $f_{yd,T}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura trasversale disposta in prossimità della colonna ed  $l$  è la luce della trave composta collegata al nodo trave-colonna. La prima barra di armatura trasversale o rete elettrosaldata (se considerata nel calcolo) deve essere posta a non più di 30 mm dalla colonna composta.

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 2 (Figura C7.6.3)**, è pari a:

$$F_{Rd,2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.3]$$

dove  $h_c$  è l'altezza della sezione della colonna. Affinché possano formarsi i due puntoni inclinati del **meccanismo 2** è necessario disporre un quantitativo di armatura minimo pari a:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd,2}}{2 \cdot f_{yd,T}} \quad [C7.6.4]$$

Tale armatura deve essere distribuita su una lunghezza uguale all'altezza  $h_c$  della sezione della colonna e le barre trasversali d'armatura impiegate devono avere una lunghezza almeno pari a  $L = b_b + 4 \cdot h_c + 2l_b$ , dove  $l_b$  è la lunghezza d'ancoraggio necessaria affinché la singola barra di armatura possa sviluppare la sua tensione di snervamento  $f_{yd,T}$ .

La massima compressione  $F_{c,max}$  trasferibile dalla trave composta alla colonna in un nodo trave-colonna esterno in assenza di trave trasversale e soggetta a momento flettente positivo, è dunque pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} = (0,7h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.5]$$

Per quanto riguarda il contributo del meccanismo 3, da considerare in caso di trave trasversale collegata con pioli alla soletta, si rimanda al caso del nodo interno trattato successivamente poiché è analogo anche per il nodo esterno.

Nel caso di nodo esterno soggetto a momento negativo, i meccanismi presentati nella figura C7.6.2b si attivano solo in presenza di mensola esterna e possono essere ancora distinti come **meccanismo 1**, di compressione diretta sull'ala della colonna, **meccanismo 2**, di diffusione verso l'anima della colonna, **meccanismo 3**, di ancoraggio dell'armatura quando è presente la trave trasversale.

Si deve rilevare che nel caso di momento negativo la larghezza efficace della trave nella zona di nodo è determinata dall'angolo di diffusione  $\theta$  delle bielle che si formano nella

spessore di calcestruzzo al di sopra delle greche. Per il completo sviluppo della resistenza  $F_{Rd,1}$  è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura di “confinamento” la cui area complessiva deve rispettare la disuguaglianza:

$$A_T \geq 0,25 \cdot d_{eff} \cdot b_b \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad [C7.6.2]$$

dove  $f_{yd,T}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura trasversale disposta in prossimità della colonna ed  $l$  è la luce della trave composta collegata al nodo trave-colonna. La prima barra di armatura trasversale o rete elettrosaldata (se considerata nel calcolo) deve essere posta a non più di 30 mm dalla colonna composta.

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 2 (Figura C7.6.3)**, è pari a:

$$F_{Rd,2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.3]$$

dove  $h_c$  è l'altezza della sezione della colonna. Affinché possano formarsi i due puntoni inclinati del **meccanismo 2** è necessario disporre un quantitativo di armatura minimo pari a:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd,2}}{2 \cdot f_{yd,T}} \quad [C7.6.4]$$

Tale armatura deve essere distribuita su una lunghezza uguale all'altezza  $h_c$  della sezione della colonna e le barre trasversali d'armatura impiegate devono avere una lunghezza almeno pari a  $L = b_b + 4 \cdot h_c + 2l_b$ , dove  $l_b$  è la lunghezza d'ancoraggio necessaria affinché la singola barra di armatura possa sviluppare la sua tensione di snervamento  $f_{yd,T}$ .

La massima compressione  $F_{c,max}$  trasferibile dalla trave composta alla colonna in un nodo trave-colonna esterno in assenza di trave trasversale e soggetta a momento flettente positivo, è dunque pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} = (0,7h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.5]$$

Per quanto riguarda il contributo del meccanismo 3, da considerare in caso di trave trasversale collegata con pioli alla soletta, si rimanda al caso del nodo interno trattato successivamente poiché è analogo anche per il nodo esterno.

Nel caso di nodo esterno soggetto a momento negativo, i meccanismi presentati nella figura C7.6.2b si attivano solo in presenza di mensola esterna e possono essere ancora distinti come **meccanismo 1**, di compressione diretta sull'ala della colonna, **meccanismo 2**, di diffusione verso l'anima della colonna, **meccanismo 3**, di ancoraggio dell'armatura quando è presente la trave trasversale.

mensola, dipendenti dalla geometria dell'armatura posizionata nella mensola stessa, e in presenza di trave trasversale, dalla zona in cui sono ancorate le barre longitudinali ai pioli.

Pertanto la larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo esterno a momento negativo si deve definire come il minimo tra quella determinata dal suddetto dettaglio costruttivo e quella riportata dalla Tabella 7.6.IV delle NTC..

Nei nodi trave colonna interni appartenenti a telai progettati per avere un comportamento dissipativo, è necessario limitare la massima forza di compressione trasmissibile alla colonna con i **meccanismi 1 e 2**. L'assumere in fase di progetto un comportamento dissipativo per una struttura a telaio, impone infatti lo sviluppo delle cerniere plastiche all'estremità delle travi composte; per tale motivo, la massima compressione trasferibile alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente positivo deve essere limitata in ragione della massima trazione che le barre d'armatura trasferiscono alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente negativo, come mostrato in **Figura C7.6.4**.

In tal caso, considerando che si raggiunga lo snervamento delle armature prima della crisi del calcestruzzo, la massima compressione  $F_{c,max}$  trasferibile alla colonna dalla trave composta è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} - 2 \cdot F_{b,yd} \quad [C7.6.6]$$

dove  $2 \cdot F_{b,yd}$  è la forza complessiva dovuta allo snervamento delle barre longitudinali disposte sul lato teso della soletta che circonda la colonna composta.

Si deve rilevare che nel caso di momento negativo la larghezza efficace della trave nella zona di nodo è determinata dall'angolo di diffusione  $\theta$  delle bielle che si formano nella mensola, dipendenti dalla geometria dell'armatura posizionata nella mensola stessa, e in presenza di trave trasversale, dalla zona in cui sono ancorate le barre longitudinali ai pioli.

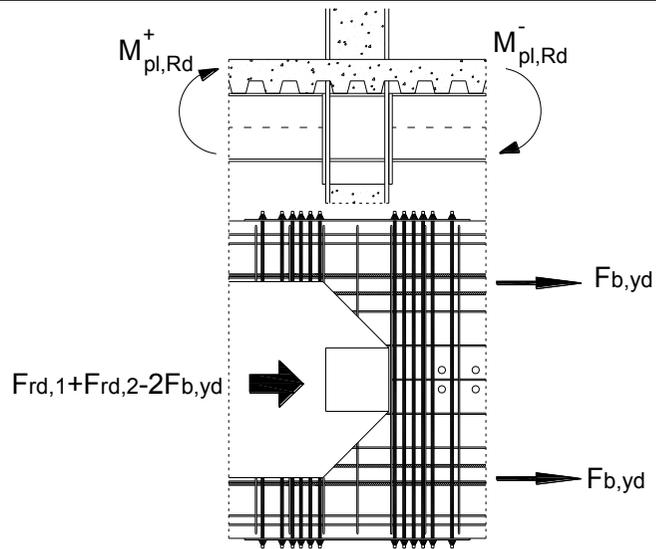
Pertanto la larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo esterno a momento negativo si deve definire come il minimo tra quella determinata dal suddetto dettaglio costruttivo e quella riportata dalla Tabella 7.6.IV delle NTC..

Nei nodi trave colonna interni appartenenti a telai progettati per avere un comportamento dissipativo, è necessario limitare la massima forza di compressione trasmissibile alla colonna con i **meccanismi 1 e 2**. L'assumere in fase di progetto un comportamento dissipativo per una struttura a telaio, impone infatti lo sviluppo delle cerniere plastiche all'estremità delle travi composte; per tale motivo, la massima compressione trasferibile alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente positivo deve essere limitata in ragione della massima trazione che le barre d'armatura trasferiscono alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente negativo, come mostrato in **Figura C7.6.4**.

In tal caso, considerando che si raggiunga lo snervamento delle armature prima della crisi del calcestruzzo, la massima compressione  $F_{c,max}$  trasferibile alla colonna dalla trave composta è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} - 2 \cdot F_{b,yd} \quad [C7.6.6]$$

dove  $2 \cdot F_{b,yd}$  è la forza complessiva dovuta allo snervamento delle barre longitudinali disposte sul lato teso della soletta che circonda la colonna composta.



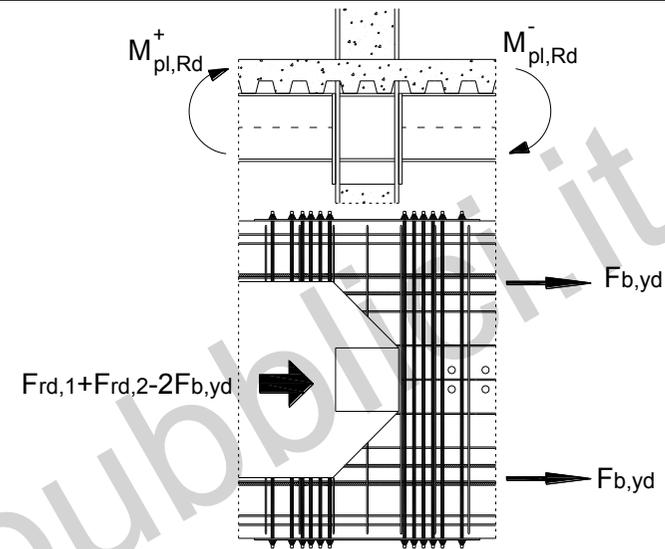
**Figura C7.6.4** - Distribuzione a S.L.U. sotto azioni sismiche, delle massime resistenze agenti nella soletta del nodo.

La presenza delle travi secondarie o di travi di bordo meccanicamente connesse con la soletta può rendere possibile un ulteriore meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni di compressione (**meccanismo 3**), utile specialmente nei nodi trave-colonna interni al telaio ed in cui si abbia la presenza delle barre d'armatura in trazione. L'attivazione di questo meccanismo resistente è infatti assicurata dalla resistenza a taglio dei connettori disposti sull'ala superiore della trave secondaria e ricadenti all'interno di una zona di soletta larga  $0,15L$  (**Figura C7.6.5**) con  $L$  luce della trave.

La resistenza del **meccanismo 3** è pari a:

$$F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} \quad [C7.6.7]$$

dove  $n$  è il numero dei connettori a taglio presenti all'interno della larghezza collaborante  $0,15L$  mentre  $P_{Rd}$  è la resistenza a taglio del singolo connettore impiegato.



**Figura C7.6.4** - Distribuzione a S.L.U. sotto azioni sismiche, delle massime resistenze agenti nella soletta del nodo.

La presenza delle travi secondarie o di travi di bordo meccanicamente connesse con la soletta può rendere possibile un ulteriore meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni di compressione (**meccanismo 3**), utile specialmente nei nodi trave-colonna interni al telaio ed in cui si abbia la presenza delle barre d'armatura in trazione. L'attivazione di questo meccanismo resistente è infatti assicurata dalla resistenza a taglio dei connettori disposti sull'ala superiore della trave secondaria e ricadenti all'interno di una zona di soletta larga  $0,15L$  (**Figura C7.6.5**) con  $L$  luce della trave.

La resistenza del **meccanismo 3** è pari a:

$$F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} \quad [C7.6.7]$$

dove  $n$  è il numero dei connettori a taglio presenti all'interno della larghezza collaborante  $0,15L$  mentre  $P_{Rd}$  è la resistenza a taglio del singolo connettore impiegato.

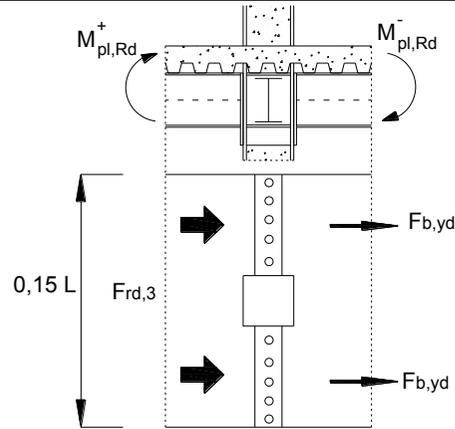


Figura C7.6.5 - Meccanismo 3 – Connettori a taglio sulle travi secondarie

In conclusione:

- per i nodi trave-colonna perimetrali al telaio, in cui concorre una sola trave composta, la compressione massima  $F_{c,max}$  trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna, considerando la collaborazione delle travi secondarie connesse a taglio alla soletta, è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.8]$$

- per i nodi trave-colonna interni al telaio, in cui concorrono due travi composte, la compressione massima  $F_{c,max}$  trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} - 2 \cdot F_{b,yd} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} - A_{s,1,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.9]$$

Al fine di poter ritenere il giunto composto a completo ripristino di resistenza è necessario che:

- Il giunto metallico sia sovraresistente a flessione rispetto alla trave metallica (nel rispetto della gerarchia delle resistenze) considerando entrambi i segni del momento flettente. Il pannello d'anima della colonna deve essere sovraresistente a taglio (vedere punto C7.6.4.3.2);
- La compressione  $F_{c,max}$  calcolata come ai punti precedenti in funzione della posizione del giunto (interno o esterno) sia maggiore della massima compressione trasmissibile dalla soletta della trave pari a:

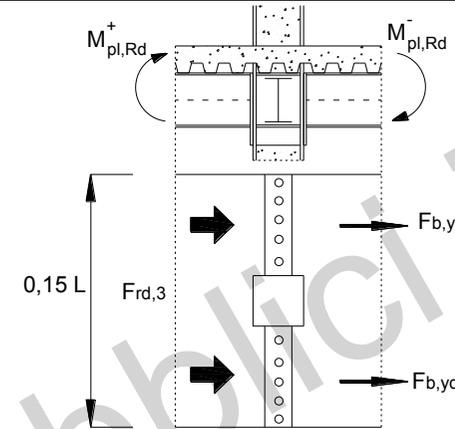


Figura C7.6.5 - Meccanismo 3 – Connettori a taglio sulle travi secondarie

In conclusione:

- per i nodi trave-colonna perimetrali al telaio, in cui concorre una sola trave composta, la compressione massima  $F_{c,max}$  trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna, considerando la collaborazione delle travi secondarie connesse a taglio alla soletta, è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.8]$$

- per i nodi trave-colonna interni al telaio, in cui concorrono due travi composte, la compressione massima  $F_{c,max}$  trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} - 2 \cdot F_{b,yd} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} - A_{s,1,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.9]$$

Al fine di poter ritenere il giunto composto a completo ripristino di resistenza è necessario che:

- Il giunto metallico sia sovraresistente a flessione rispetto alla trave metallica (nel rispetto della gerarchia delle resistenze) considerando entrambi i segni del momento flettente. Il pannello d'anima della colonna deve essere sovraresistente a taglio (vedere punto C7.6.4.3.2);
- La compressione  $F_{c,max}$  calcolata come ai punti precedenti in funzione della posizione del giunto (interno o esterno) sia maggiore della massima compressione trasmissibile dalla soletta della trave pari a:

$$F_{sc} = b_{eff}^+ \cdot d_{eff} \cdot (0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) \quad [C7.6.10]$$

con  $b_{eff}$  pari alla larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo soggetto a momento positivo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

- c) La compressione  $F_{c,max}$  calcolata come ai punti precedenti in un giunto esterno soggetto a momento negativo (Figura C.7.6.2 b) sia maggiore della massima trazione trasmissibile dalla soletta pari a:

$$F_{st} = A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.11]$$

dove  $A_{s,l,totale}$  rappresenta l'armatura longitudinale contenuta all'interno della larghezza efficace della trave a momento negativo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

Tale metodo di calcolo è valido solo per le tipologie di nodo, presentate in questo paragrafo e cioè nodi a completo ripristino di resistenza e rigidi, con colonna parzialmente o completamente rivestita di calcestruzzo e con/senza travi secondarie.

Nel caso si utilizzino colonne di differente geometria o particolari sistemi di connessione tra gli elementi di acciaio concorrenti nel nodo e la soletta, si deve fare riferimento ad altre normative o a documentazione tecnica di comprovata validità.

#### C7.6.4.3.2 RESISTENZA DEI PANNELLI D'ANIMA DELLE COLONNE COMPOSTE

La resistenza a taglio del pannello d'anima, nel caso dei profili composti parzialmente rivestiti, può essere valutata considerando anche il contributo resistente della parte in calcestruzzo localizzata a livello del nodo trave-colonna. Il taglio sollecitante agente sul pannello,  $V_{wp,SD}$ , deve essere calcolato considerando la situazione di maggior cimento. In particolare, sotto azioni sismiche, il pannello d'anima della colonna composta deve consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio assunto in fase di progettazione. Per tale ragione è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso, secondo lo schema proposto in § C7.5.4.5 per le strutture metalliche.

Per una colonna il contributo del riempimento in calcestruzzo della sezione,  $V_{wp,c,Rd}$ , può essere calcolato utilizzando normative e documentazione tecnica di comprovata affidabilità. In alternativa, nel caso delle colonne completamente o parzialmente rivestite, è possibile calcolare tale contributo tramite la formula

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \cdot v \cdot A_C \cdot f_{cd} \cdot \sin(\vartheta) \quad [C7.6.12]$$

dove  $A_C$  rappresenta l'area della sezione del puntone inclinato che si forma, a livello del pannello d'anima della colonna, tra la linea d'azione della risultante delle forze di

$$F_{sc} = b_{eff}^+ \cdot d_{eff} \cdot (0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) \quad [C7.6.10]$$

con  $b_{eff}$  pari alla larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo soggetto a momento positivo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

- f) La compressione  $F_{c,max}$  calcolata come ai punti precedenti in un giunto esterno soggetto a momento negativo (Figura C.7.6.2 b) sia maggiore della massima trazione trasmissibile dalla soletta pari a:

$$F_{st} = A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.11]$$

dove  $A_{s,l,totale}$  rappresenta l'armatura longitudinale contenuta all'interno della larghezza efficace della trave a momento negativo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

Tale metodo di calcolo è valido solo per le tipologie di nodo, presentate in questo paragrafo e cioè nodi a completo ripristino di resistenza e rigidi, con colonna parzialmente o completamente rivestita di calcestruzzo e con/senza travi secondarie.

Nel caso si utilizzino colonne di differente geometria o particolari sistemi di connessione tra gli elementi di acciaio concorrenti nel nodo e la soletta, si deve fare riferimento ad altre normative o a documentazione tecnica di comprovata validità.

#### C7.6.4.3.2 RESISTENZA DEI PANNELLI D'ANIMA DELLE COLONNE COMPOSTE

La resistenza a taglio del pannello d'anima, nel caso dei profili composti parzialmente rivestiti, può essere valutata considerando anche il contributo resistente della parte in calcestruzzo localizzata a livello del nodo trave-colonna. Il taglio sollecitante agente sul pannello,  $V_{wp,SD}$ , deve essere calcolato considerando la situazione di maggior cimento. In particolare, sotto azioni sismiche, il pannello d'anima della colonna composta deve consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio assunto in fase di progettazione. Per tale ragione è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso, secondo lo schema proposto in § C7.5.4.5 per le strutture metalliche.

Per una colonna il contributo del riempimento in calcestruzzo della sezione,  $V_{wp,c,Rd}$ , può essere calcolato utilizzando normative e documentazione tecnica di comprovata affidabilità. In alternativa, nel caso delle colonne completamente o parzialmente rivestite, è possibile calcolare tale contributo tramite la formula

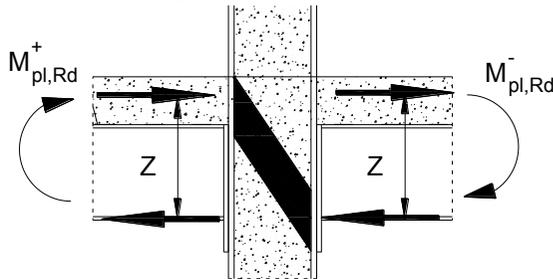
$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \cdot v \cdot A_C \cdot f_{cd} \cdot \sin(\vartheta) \quad [C7.6.12]$$

dove  $A_C$  rappresenta l'area della sezione del puntone inclinato che si forma, a livello del pannello d'anima della colonna, tra la linea d'azione della risultante delle forze di

compressione e la linea d'azione della risultante delle forze di trazione ambedue trasmesse dalla trave composta alla colonna, come mostrato in Figura C7.6.5. L'area della sezione del puntone inclinato è pari a:

$$A_c = 0,8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cos(\vartheta) \quad \text{con } \vartheta = \arctan\left(\frac{h - 2 \cdot t_f}{z}\right) \quad [\text{C7.6.13}]$$

dove  $b_c$  è la larghezza del rivestimento in calcestruzzo,  $h$  è l'altezza della sezione della colonna,  $t_f$  e  $t_w$  sono, rispettivamente, lo spessore della flangia e dell'anima del profilo in acciaio, mentre  $z$  è il braccio di coppia interna, misurato tra la linea d'azione della risultante delle compressioni e la linea d'azione della risultante delle trazioni trasmesse dal collegamento trave-colonna al pannello nodale.



**Figura C7.6.6** - Definizione del braccio di coppia interna  $Z$  e rappresentazione del puntone di calcestruzzo attivo nell'assorbire le sollecitazioni di taglio

Il fattore  $v$  tiene in conto gli effetti della compressione assiale presente nella colonna riducendo, opportunamente, la resistenza del rivestimento in calcestruzzo in ragione del livello di sforzo presente. Tale coefficiente può essere determinato tramite la formula:

$$v = 0,55 \cdot \left( 1 + 2 \cdot \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1 \quad [\text{C7.6.14}]$$

### C7.6.5

### C7.6.6

#### C7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I controventi dovrebbero essere realizzati utilizzando unicamente elementi in acciaio, seguendo in tal modo tutte le indicazioni progettuali fornite in §7.5.5 delle NTC ed in § C7.5.5.

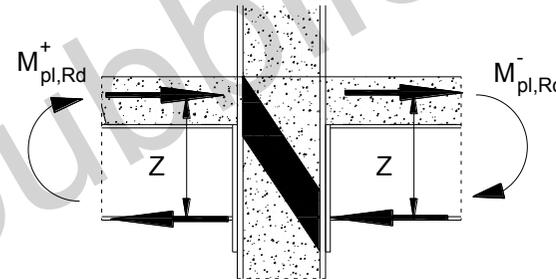
#### C7.6.8 CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti forniti di un sistema resistente a controventi eccentrici dovrebbero

compressione e la linea d'azione della risultante delle forze di trazione ambedue trasmesse dalla trave composta alla colonna, come mostrato in Figura C7.6.5. L'area della sezione del puntone inclinato è pari a:

$$A_c = 0,8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cos(\vartheta) \quad \text{con } \vartheta = \arctan\left(\frac{h - 2 \cdot t_f}{z}\right) \quad [\text{C7.6.13}]$$

dove  $b_c$  è la larghezza del rivestimento in calcestruzzo,  $h$  è l'altezza della sezione della colonna,  $t_f$  e  $t_w$  sono, rispettivamente, lo spessore della flangia e dell'anima del profilo in acciaio, mentre  $z$  è il braccio di coppia interna, misurato tra la linea d'azione della risultante delle compressioni e la linea d'azione della risultante delle trazioni trasmesse dal collegamento trave-colonna al pannello nodale.



**Figura C7.6.6** - Definizione del braccio di coppia interna  $Z$  e rappresentazione del puntone di calcestruzzo attivo nell'assorbire le sollecitazioni di taglio

Il fattore  $v$  tiene in conto gli effetti della compressione assiale presente nella colonna riducendo, opportunamente, la resistenza del rivestimento in calcestruzzo in ragione del livello di sforzo presente. Tale coefficiente può essere determinato tramite la formula:

$$v = 0,55 \cdot \left( 1 + 2 \cdot \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1 \quad [\text{C7.6.14}]$$

### C7.6.5

### C7.6.6

#### C7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I controventi dovrebbero essere realizzati utilizzando unicamente elementi in acciaio, seguendo in tal modo tutte le indicazioni progettuali fornite in §7.5.5 delle NTC ed in § C7.5.5.

#### C7.6.8 CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti forniti di un sistema resistente a controventi eccentrici dovrebbero

essere progettati in modo da dissipare l'energia sismica essenzialmente per cicli deformativi plastici di taglio del link mantenendo in campo elastico tutti i restanti elementi. Per la sezione del link, qualora sia composta, deve essere garantita la collaborazione tra sezione in acciaio e soletta e deve essere spiegato come viene garantito il ripristino.

L'elemento di connessione deve essere di lunghezza corta o limitata, perciò la sua luce massima deve rispettare le seguenti limitazioni:

- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di due cerniere plastiche all'estremità dell'elemento di connessione  $e \leq \frac{2 \cdot M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$
- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di una sola cerniera plastica all'interno dell'elemento di connessione  $e \leq \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

dove  $M_{l,Rd}$  e  $V_{l,Rd}$  sono, rispettivamente, il momento resistente ed il taglio resistente della sezione del profilo in acciaio nella zona del link, calcolati secondo le formule riportate nel §7.5.6 delle NTC, trascurando perciò il contributo della soletta.

## **C7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO**

### **C7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE**

Gli edifici a struttura lignea devono essere progettati in accordo a un comportamento strutturale dissipativo (classe di duttilità "A" o "B") o non dissipativo.

Per gli edifici a struttura lignea progettati in accordo a un comportamento strutturale non dissipativo non è necessario adottare i procedimenti tipici della progettazione in capacità, rimanendo comunque valido quanto riportato nelle norme tecniche (cap. 4.4) e nella presente circolare (C.4.4).

### **C7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE**

Le richieste di dissipazione energetica sono concentrate a livello dei singoli collegamenti specificamente individuati e progettati. Conseguentemente tali richieste possono non essere estese agli altri collegamenti strutturali non ritenuti dissipativi purché, applicando i procedimenti tipici della progettazione in capacità, questi siano progettati per essere sovraristenti rispetto a quei collegamenti individuati come dissipativi, utilizzando le disposizioni del pertinente capitolo delle NTC (7.2.2).

essere progettati in modo da dissipare l'energia sismica essenzialmente per cicli deformativi plastici di taglio del link mantenendo in campo elastico tutti i restanti elementi. Per la sezione del link, qualora sia composta, deve essere garantita la collaborazione tra sezione in acciaio e soletta e deve essere spiegato come viene garantito il ripristino.

L'elemento di connessione deve essere di lunghezza corta o limitata, perciò la sua luce massima deve rispettare le seguenti limitazioni:

- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di due cerniere plastiche all'estremità dell'elemento di connessione  $e \leq \frac{2 \cdot M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$
- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di una sola cerniera plastica all'interno dell'elemento di connessione  $e \leq \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

dove  $M_{l,Rd}$  e  $V_{l,Rd}$  sono, rispettivamente, il momento resistente ed il taglio resistente della sezione del profilo in acciaio nella zona del link, calcolati secondo le formule riportate nel §7.5.6 delle NTC, trascurando perciò il contributo della soletta.

## **C7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO**

### **C7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE**

Gli edifici a struttura lignea devono essere progettati in accordo a un comportamento strutturale dissipativo (classe di duttilità "A" o "B") o non dissipativo.

Per gli edifici a struttura lignea progettati in accordo a un comportamento strutturale non dissipativo non è necessario adottare i procedimenti tipici della progettazione in capacità, rimanendo comunque valido quanto riportato nelle norme tecniche (cap. 4.4) e nella presente circolare (C.4.4).

### **C7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE**

Le richieste di dissipazione energetica sono concentrate a livello dei singoli collegamenti specificamente individuati e progettati. Conseguentemente tali richieste possono non essere estese agli altri collegamenti strutturali non ritenuti dissipativi purché, applicando i procedimenti tipici della progettazione in capacità, questi siano progettati per essere sovraristenti rispetto a quei collegamenti individuati come dissipativi, utilizzando le disposizioni del pertinente capitolo delle NTC (7.2.2).

[I valori del fattore di sovraristenza indicati in Tabella 7.2.I per la tipologia strutturale Legno sono utilizzati per incrementare la capacità in resistenza degli](#)

Si dovrà controllare che gli elementi meccanici di collegamento utilizzati nelle zone dissipative possiedano un adeguato comportamento oligociclico.

Nel caso di utilizzo di pannelli realizzati con altri materiali la possibilità del loro utilizzo nelle zone considerate dissipative deve essere valutata sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione, in accordo con normative di comprovata validità.

#### **C7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**

Nella Tab. 7.3.II delle NTC sono riportati i valori massimi del valore del fattore di comportamento per alcuni esempi di tipologie strutturali.

Relativamente alle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC si precisa che con il termine diaframma si intendono solai e coperture. Nella medesima tabella, per diaframmi chiodati si intendono solai e coperture in grado di dissipare energia. Per le tipologie strutturali che adottano tali diaframmi, i fattori di comportamento adottati devono essere giustificati mediante analisi di tipo non lineare tenendo debitamente in conto la dissipazione dei solai. Per diaframmi incollati si intendono solai e coperture non in grado di dissipare energia.

In generale, le forze sismiche dovrebbero essere contrastate solamente da una tipologia strutturale per ogni direzione; tuttavia, qualora più tipologie strutturali, anche di materiali diversi, collaborino nella resistenza sismica (sistemi resistenti in parallelo), è possibile computare il contributo di entrambe le tipologie, purché nell'analisi sia adottato il fattore di comportamento con valore minore. In alternativa dovranno essere utilizzate analisi di tipo non lineare.

È consentito realizzare una struttura in legno che sormonti una struttura realizzata con altra tipologia di materiale (calcestruzzo armato, muratura, acciaio, ecc.). In particolare, qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato con pareti di calcestruzzo armato, esso può essere assimilato a struttura di fondazione dei sovrastanti piani in legno, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

In generale, nel caso in cui la sottostruttura possa essere considerata rigida rispetto alla sovrastruttura in legno, nella quale il progetto prevede che avvenga la dissipazione

elementi/collegamenti/meccanismi duttili al fine di dimensionare, con tale capacità maggiorata, la capacità degli elementi/collegamenti/meccanismi fragili indesiderati.

Si dovrà controllare che gli elementi meccanici di collegamento utilizzati nelle zone dissipative possiedano un adeguato comportamento oligociclico.

Con riguardo agli spessori minimi richiesti per i pannelli strutturali di rivestimento di OSB, lo spessore minimo di 12 mm si applica se si prevede l'utilizzo di due pannelli, da disporre uno per lato e con la medesima tipologia di chiodatura (tipo e dimensione di chiodo, passo di chiodatura), lo spessore minimo di 15 mm si applica se si prevede l'utilizzo di un solo pannello.

Nel caso di utilizzo di pannelli realizzati con altri materiali la possibilità del loro utilizzo nelle zone considerate dissipative deve essere valutata sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione, in accordo con normative di comprovata validità.

#### **C7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**

Nella Tab. 7.3.II delle NTC sono riportati i valori massimi del valore del fattore di comportamento per alcuni esempi di tipologie strutturali.

Relativamente alle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC si precisa che con il termine diaframma si intendono solai e coperture. Nella medesima tabella, per diaframmi chiodati si intendono solai e coperture in grado di dissipare energia. Per le tipologie strutturali che adottano tali diaframmi, i fattori di comportamento adottati devono essere giustificati mediante analisi di tipo non lineare tenendo debitamente in conto la dissipazione dei solai. Per diaframmi incollati si intendono solai e coperture non in grado di dissipare energia.

Qualora più tipologie strutturali, anche di materiali diversi, collaborino nella resistenza sismica (sistemi resistenti in parallelo), è possibile computare il contributo di entrambe le tipologie, purché nell'analisi sia adottato il fattore di comportamento con valore minore. In alternativa dovranno essere utilizzate analisi di tipo non lineare.

È consentito realizzare una struttura in legno che sormonti una struttura realizzata con altra tipologia di materiale (calcestruzzo armato, muratura, acciaio, ecc.). In particolare, qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato con pareti di calcestruzzo armato, esso può essere assimilato a struttura di fondazione dei sovrastanti piani in legno, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

In generale, nel caso in cui la sottostruttura possa essere considerata rigida rispetto alla sovrastruttura in legno, progettata come dissipativa, l'analisi delle azioni sulla

energetica, l'analisi delle azioni sulla sovrastruttura in legno può essere eseguita indipendentemente dalla sottostruttura, utilizzando i fattori di struttura nella Tabella 7.3.II delle NTC relativi alle strutture in legno. In tal caso è necessario progettare la struttura sottostante sovrar resistente al fine di evitare possibili meccanismi di collasso di piano debole.

Nel caso di strutture a comportamento dissipativo (classe di duttilità "A" o "B"), è obbligo del progettista giustificare l'adozione nel progetto del valore dei fattori di comportamento presenti nella Tab. 7.3.II delle NTC, in generale mediante analisi non lineari, nelle quali il comportamento delle zone dissipative è modellato a partire da dati sperimentali. Tale giustificazione può essere omessa se vengono adottate le disposizioni riportate al punto 7.7.3.1 delle NTC.

Qualora nella Tabella 7.3.II sia adottato un unico fattore di comportamento per entrambe le classi di duttilità, le relative tipologie strutturali sono da intendersi in classe di duttilità bassa CD"B".

Per edifici a struttura lignea non attribuibili a nessuna delle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC, qualora si scelga di adottare un comportamento strutturale dissipativo, il valore appropriato del fattore di comportamento  $q$  dovrà essere determinato mediante analisi non lineari, effettuate utilizzando per le zone dissipative i risultati di test sperimentali.

#### **C7.7.4 ANALISI STRUTTURALE**

Nell'analisi della struttura, sia di tipo lineare sia di tipo non lineare, di edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.), devono essere considerati i possibili contributi di deformabilità derivanti dal comportamento meccanico della parete (deformabilità del materiale e dei sistemi di giunzione interni alla parete stessa, tenendo conto delle reali dimensioni di produzione dei pannelli che la costituiscono) e dei collegamenti che la vincolano al sollevamento e alla traslazione.

Per le tipologie strutturali riconducibili a quella di parete a telaio leggero, qualora gli elementi di parete svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, è necessario escludere nell'analisi nei confronti delle azioni orizzontali il contributo della porzione di parete contenente un'apertura di porta o finestra.

Le pareti di tamponamento e le pareti strutturali non facenti parte del sistema sismor resistente (pareti secondarie in accordo con il punto 7.2.3 delle NTC) devono essere progettate con dettagli costruttivi atti a non trasmettere azioni orizzontali nel piano della parete medesima. Nell'analisi della struttura, il contributo in termini di resistenza e rigidezza di tali pareti secondarie nei confronti delle azioni orizzontali deve essere trascurato.

sovrastruttura in legno può essere eseguita indipendentemente dalla sottostruttura, utilizzando i fattori di struttura nella Tabella 7.3.II delle NTC relativi alle strutture in legno. In tal caso è necessario progettare la sottostruttura sovrar resistente al fine di evitare possibili meccanismi di collasso di piano debole.

Nel caso di strutture a comportamento dissipativo (classe di duttilità "A" o "B"), il progettista giustifica l'adozione nel progetto del valore dei fattori di comportamento presenti nella Tab. 7.3.II delle NTC, in generale mediante analisi non lineari, nelle quali il comportamento delle zone dissipative è modellato a partire da dati sperimentali. Tale giustificazione può essere omessa se vengono adottate le disposizioni riportate al punto 7.7.3.1 delle NTC.

Qualora nella Tabella 7.3.II non sia indicato uno specifico valore per la CD"A", le relative tipologie strutturali possono essere progettate solo in classe di duttilità bassa CD"B".

Per edifici a struttura lignea non attribuibili a nessuna delle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC, qualora si scelga di adottare un comportamento strutturale dissipativo, il valore appropriato del fattore di comportamento  $q$  dovrà essere determinato mediante analisi non lineari, effettuate utilizzando per le zone dissipative i risultati di test sperimentali.

#### **C7.7.4 ANALISI STRUTTURALE**

Nell'analisi della struttura, sia di tipo lineare sia di tipo non lineare, di edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.), devono essere considerati i possibili contributi di deformabilità derivanti dal comportamento meccanico della parete (deformabilità del materiale e dei sistemi di giunzione interni alla parete stessa, tenendo conto delle reali dimensioni di produzione dei pannelli che la costituiscono) e dei collegamenti che la vincolano al sollevamento e alla traslazione.

Per le tipologie strutturali riconducibili a quella di parete a telaio leggero, qualora gli elementi di parete svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, è necessario escludere nell'analisi nei confronti delle azioni orizzontali il contributo della porzione di parete contenente un'apertura di porta o finestra.

Le pareti di tamponamento e le pareti strutturali non facenti parte del sistema sismor resistente (pareti secondarie in accordo con il punto 7.2.3 delle NTC) devono essere progettate con dettagli costruttivi atti a non trasmettere azioni orizzontali nel piano della parete medesima. Nell'analisi della struttura, il contributo in termini di resistenza e rigidezza di tali pareti secondarie nei confronti delle azioni orizzontali deve essere trascurato.

Negli edifici lignei gli elementi strutturali sismoresistenti dovranno garantire la continuità della trasmissione delle azioni a partire dal solaio di partenza delle elevazioni in legno; non è quindi ammesso interrompere tali elementi prima del raggiungimento di tale solaio. E' invece consentito disporre elementi strutturali sismoresistenti portanti che non raggiungono la sommità dell'edificio.

Gli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), ai fini dell'analisi strutturale, devono essere dotati di opportuna rigidità e resistenza nel piano e devono altresì essere collegati in maniera efficace agli elementi verticali che li sostengono. La capacità di esplicare la funzione di diaframma deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione, dei materiali impiegati e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Possono essere considerati rigidi nel proprio piano:

- gli impalcati lignei realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc), per i quali il trasferimento delle azioni orizzontali sia affidato al rivestimento, che rispettino tutte le disposizioni competenti riportate al punto 7.7.5.3. delle NTC e al punto C7.7.5.3;
- gli impalcati lignei realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incollate incrociate, ecc.) che rispettino tutte le disposizioni pertinenti al punto C.7.7.5.3.

## **C7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE**

### **C7.7.5.1 GENERALITÀ**

Negli edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.) la giunzione in altezza tra gli elementi di parete dovrà avvenire all'intersezione con i solai. Deve cioè essere evitata la giunzione nelle zone non presidiate dagli impalcati a meno che non venga disposto un opportuno elemento stabilizzante.

Nel caso di pareti a telaio leggero tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti che non terminano su elementi del telaio (ad esempio fogli di rivestimento giuntati in altezza) devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. La valutazione della rigidità della parete dovrà tener conto della cedevolezza di tali connessioni.

### **C7.7.5.2**

### **C7.7.5.3 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI**

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc.), gli elementi di rivestimento

Negli edifici lignei gli elementi strutturali sismoresistenti dovranno garantire la continuità della trasmissione delle azioni a partire dal solaio di partenza delle elevazioni in legno; non è quindi ammesso interrompere tali elementi prima del raggiungimento di tale solaio. E' invece consentito disporre elementi strutturali sismoresistenti portanti che non raggiungono la sommità dell'edificio.

Gli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), ai fini dell'analisi strutturale, devono essere dotati di opportuna rigidità e resistenza nel piano e devono altresì essere collegati in maniera efficace agli elementi verticali che li sostengono. La capacità di esplicare la funzione di diaframma deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione, dei materiali impiegati e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Possono essere considerati rigidi nel proprio piano:

- gli impalcati lignei realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc), per i quali il trasferimento delle azioni orizzontali sia affidato al rivestimento, che rispettino tutte le disposizioni competenti riportate al punto 7.7.5.3. delle NTC e al punto C7.7.5.3;
- gli impalcati lignei realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incollate incrociate, ecc.) che rispettino tutte le disposizioni pertinenti al punto C.7.7.5.3.

## **C7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE**

### **C7.7.5.1 GENERALITÀ**

Negli edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.) la giunzione in altezza tra gli elementi di parete dovrà avvenire all'intersezione con i solai. Deve cioè essere evitata la giunzione nelle zone non presidiate dagli impalcati a meno che non venga disposto un opportuno elemento stabilizzante.

Nel caso di pareti a telaio leggero tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti che non terminano su elementi del telaio (ad esempio fogli di rivestimento giuntati in altezza) devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. La valutazione della rigidità della parete dovrà tener conto della cedevolezza di tali connessioni.

### **C7.7.5.2**

### **C7.7.5.3 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI**

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc.), gli elementi di rivestimento

dovranno essere collegati meccanicamente o mediante incollaggio alle travi del solaio e ad elementi trasversali opportunamente inseriti (elementi di bloccaggio taglio resistenti o a un secondo strato di elementi di rivestimento).

Nei solai, specialmente in corrispondenza delle aperture, è necessario che le travi garantiscano la continuità nel trasferimento delle azioni orizzontali, eventualmente mediante elementi di collegamento specificamente progettati e verificati.

In corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali alle pareti di controvento il mantenimento della tessitura delle travipuo essere evitato purché il dettaglio costruttivo adottato garantisca la trasmissione delle azioni orizzontali tra impalcato e pareti di controvento.

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incrociate incollate) valgono le seguenti prescrizioni:

- il collegamento reciproco tra gli elementi deve essere progettato e realizzato in modo da assicurare il trasferimento delle forze sismiche di piano;
- i vincoli tra gli elementi di solaio e i sistemi resistenti a sviluppo verticale devono essere di tipo bilatero.

#### **C7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA**

I valori di resistenza di progetto possono essere determinati assumendo per i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_M$  i valori definiti nel cap. 4.4.6 delle NTC per le combinazioni eccezionali solamente se si considera per le zone dissipative il degrado per deformazioni cicliche valutato per via sperimentale o assunto pari al 20% in accordo a quanto stabilito ai §§ 7.3.6.1 e 7.7.6 delle NTC. In caso contrario è necessario adottare per i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_M$  i valori definiti per le combinazioni fondamentali.

#### **C7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO**

##### **C7.7.7.1 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI**

Le disposizioni riportate nel paragrafo 7.7.7.1 e 7.7.7.2 delle NTC si applicano alle zone e ai collegamenti identificati come dissipativi nelle strutture progettate in CD"A" e CD"B".

#### **C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le costruzioni di muratura per l'impiego in zona sismica.

##### **C7.8.1 REGOLE GENERALI**

dovranno essere collegati meccanicamente o mediante incollaggio alle travi del solaio e ad elementi trasversali opportunamente inseriti (elementi di bloccaggio taglio resistenti o a un secondo strato di elementi di rivestimento).

Nei solai, specialmente in corrispondenza delle aperture, è necessario che le travi garantiscano la continuità nel trasferimento delle azioni orizzontali, eventualmente mediante elementi di collegamento specificamente progettati e verificati.

In corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali alle pareti di controvento il mantenimento della tessitura delle travipuo essere evitato purché il dettaglio costruttivo adottato garantisca la trasmissione delle azioni orizzontali tra impalcato e pareti di controvento.

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incrociate incollate) valgono le seguenti prescrizioni:

- il collegamento reciproco tra gli elementi deve essere progettato e realizzato in modo da assicurare il trasferimento delle forze sismiche di piano;
- i vincoli tra gli elementi di solaio e i sistemi resistenti a sviluppo verticale devono essere di tipo bilatero.

#### **C7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA**

I valori di resistenza di progetto possono essere determinati assumendo per i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_M$  i valori definiti nel cap. 4.4.6 delle NTC per le combinazioni eccezionali solamente se si considera per le zone dissipative il degrado per deformazioni cicliche valutato per via sperimentale o assunto pari al 20% in accordo a quanto stabilito ai §§ 7.3.6.1 e 7.7.6 delle NTC. In caso contrario è necessario adottare per i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_M$  i valori definiti per le combinazioni fondamentali.

#### **C7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO**

##### **C7.7.7.1 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI**

Le disposizioni riportate nel paragrafo 7.7.7.1 e 7.7.7.2 delle NTC si applicano alle zone e ai collegamenti identificati come dissipativi nelle strutture progettate in CD"A" e CD"B".

#### **C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le costruzioni di muratura per l'impiego in zona sismica.

##### **C7.8.1 REGOLE GENERALI**

**C7.8.1.1 PREMESSA**

Le regole qui contenute si applicano a tutti gli edifici, in muratura ordinaria, in muratura armata e in muratura confinata, progettati per azioni sismiche.

Si rammenta anzitutto che devono essere rispettate, oltre alle indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

**C7.8.1.2****C7.8.1.3****C7.8.1.4****C7.8.1.5 METODI DI ANALISI***C7.8.1.5.1 GENERALITÀ*

Le strutture in muratura sono caratterizzate da un comportamento non lineare, e dunque sono più significativamente rappresentate attraverso analisi non lineari. Pertanto, il metodo dell'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nel caso in cui il modo di vibrare fondamentale abbia una massa partecipante inferiore al 75% della massa totale, ma comunque non inferiore al 60%.".

*C7.8.1.5.2**C7.8.1.5.3**C7.8.1.5.4 ANALISI STATICA NON LINEARE*

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che vengono tutte scalate in modo da far crescere lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (ad esempio posto in sommità dell'edificio, a livello della copertura) fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il principale risultato dell'analisi consiste in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa ai diversi stati limite (§

**C7.8.1.1 PREMESSA**

Quanto riportato nel presente capitolo si applica alle costruzioni in muratura ordinaria, in muratura armata e in muratura confinata, soggette ad azioni sismiche.

Si applicano, oltre alle indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

**C7.8.1.2 MATERIALI**

Le limitazioni indicate per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco si riferiscono ai soli elementi in laterizio e, per la percentuale di foratura, sono applicabili solo nel caso in cui  $a_g S$  è non maggiore di 0,075 g-

**C7.8.1.3****C7.8.1.4****C7.8.1.5 METODI DI ANALISI***C7.8.1.5.1 GENERALITÀ**C7.8.1.5.2 ANALISI LINEARE STATICA*

Per le pareti resistenti al sisma, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I

*C7.8.1.5.3**C7.8.1.5.4 ANALISI STATICA NON LINEARE*

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che vengono tutte scalate in modo da far crescere lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (ad esempio posto in sommità dell'edificio, a livello della copertura) fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il principale risultato dell'analisi consiste in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa ai diversi stati limite (§

3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei seguenti punti:

SLC: il minore tra i valori di spostamento corrispondenti a ciascuna delle due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC;

SLD: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.6.1;

SLO: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al § 7.3.6.1.

#### **C7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA**

Nel caso dell'analisi statica non lineare le verifiche consistono nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento, ai diversi stati limite. La domanda di spostamento può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel § C.7.3.4.2. Per lo SLC vale inoltre il requisito  $q^* \leq 4$ , ovvero la capacità di spostamento del sistema allo SLC non potrà mai eccedere lo spostamento corrispondente al valore  $q^*=4$  per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata). Si raccomanda inoltre che la capacità di spostamento del sistema allo SLV non ecceda lo spostamento corrispondente al valore  $q^*=3$  per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata).

Le verifiche fuori piano sulle pareti dovranno comunque essere svolte anche nel caso dell'analisi statica non lineare e potranno essere effettuate separatamente, secondo le procedure indicate per l'analisi lineare statica.

**C7.8.1.7**

**C7.8.1.8**

3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei seguenti punti:

SLC: il minore tra i valori di spostamento corrispondenti a ciascuna delle due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC;

SLD: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.6.1;

SLO: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al § 7.3.6.1.

#### **C7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA**

Nel caso dell'analisi statica non lineare le verifiche consistono nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento, ai diversi stati limite. La domanda di spostamento può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni [C.7.3.6](#), [C.7.3.7](#) e [C.7.3.8](#), indicate nel § C.7.3.4.2. Per lo SLC vale inoltre il requisito  $q^* \leq 4$ , ovvero la capacità di spostamento del sistema allo SLC non potrà mai eccedere lo spostamento corrispondente al valore  $q^*=4$  per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata). Si raccomanda inoltre che la capacità di spostamento del sistema allo SLV non ecceda lo spostamento corrispondente al valore  $q^*=3$  per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata).

Le verifiche fuori piano sulle pareti dovranno comunque essere svolte anche nel caso dell'analisi statica non lineare e potranno essere effettuate separatamente, secondo le procedure indicate per l'analisi lineare statica.

[Per la verifica a pressoflessione fuori del piano delle pareti, di cui al primo capoverso del § 7.8.1.6 delle NTC, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I.](#)

[Inoltre, quanto riportato al penultimo capoverso dello stesso § 7.8.1.6 in merito alla verifica di sicurezza per costruzioni non progettate in capacità, si applica anche alla muratura confinata.](#)

**C7.8.1.7**

**C7.8.1.8**

**C7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI**

Ai fini del calcolo delle percentuali di sezione resistente delle pareti di cui alla Tabella 7.8.II, la superficie totale in pianta dell'edificio deve essere determinata considerando l'area racchiusa dalla poligonale definita dal filo esterno delle pareti perimetrali al netto di eventuali aggetti (per es. gronde, balconi).

Nel calcolo del carico verticale totale  $N$  per la verifica espressa nell'equazione [7.8.1], i carichi verticali vanno moltiplicati per i coefficienti di combinazione corrispondenti alla combinazione sismica 2.5.5 del §2.5.3.

**C7.8.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA****C7.8.2.1****C7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA***C7.8.2.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO*

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.0% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato  $v = \sigma_0/f_d$ . In particolare tale valore è coerente con i risultati sperimentali ottenuti per  $v \leq 0.2$ ; per  $v > 0.2$  è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a  $1.25\% \times (1-v)$  e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

**C7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI**

Ai fini del calcolo delle percentuali di sezione resistente delle pareti di cui alla Tabella 7.8.II, la superficie totale in pianta dell'edificio deve essere determinata considerando l'area racchiusa dalla poligonale definita dal filo esterno delle pareti perimetrali al netto di eventuali aggetti (per es. gronde, balconi).

Nel calcolo del carico verticale totale  $N$  per la verifica espressa nell'equazione [7.8.1], i carichi verticali vanno moltiplicati per i coefficienti di combinazione corrispondenti alla combinazione sismica 2.5.5 del §2.5.3.

Ai fini del conteggio della lunghezza complessiva dei setti murari, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I.

Nella Tabella 7.8.II il coefficiente  $S_r$  andrebbe applicato, come previsto al § 3.2.3, anche nel caso di costruzioni in classe I e II.

Per la muratura confinata, nella Tabella 7.8.II, si applicano i valori indicati per la muratura ordinaria.

**C7.8.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA****C7.8.2.1****C7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA***C7.8.2.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO*

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.0% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato  $v = \sigma_0/f_d$ . In particolare tale valore è coerente con i risultati sperimentali ottenuti per  $v \leq 0.2$ ; per  $v > 0.2$  è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a  $1.25\% \times (1-v)$  e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.2.2.2 TAGLIO

In questo §, il simbolo  $f_v$  è da intendersi  $f_{v,0}$ , inoltre il richiamo al § 11.3.3 è da intendersi al § 11.10.3.3.

C7.8.2.2.3C7.8.2.2.4 TRAVI IN MURATURA

Nella equazione 7.8.5 il simbolo  $f_{bd}$  è da intendersi  $f_{bd,0}$ .

**C7.8.3 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA****C7.8.3.1****C7.8.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA***C7.8.3.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO*

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.6% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato  $v = \sigma_0/f_d$ . Per valori di  $v$  superiori a 0.2 è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a  $2.0\% \times (1-v)$  e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

**C7.8.4 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA**

La progettazione e la realizzazione di edifici in muratura confinata devono essere eseguite in accordo anche con la EN 1996-1-1:2004, che è espressamente richiamata dalla EN 1998-1:2004.

Le resistenze a taglio e a pressoflessione nel piano, e a pressoflessione fuori piano, possono essere calcolate in accordo con la EN 1996-1-1:2004.

La capacità di spostamento ai fini della verifica allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunta pari a:

- 1.2% dell'altezza del pannello (rottura per pressoflessione con  $v \leq 0.2$ );
- 0.5% dell'altezza del pannello (rottura per taglio);

in cui  $v$  è lo sforzo assiale medio normalizzato  $v = \sigma_0/f_d = N/(A f_d)$  ed  $A$  è l'area lorda della sezione normale del setto murario.

Per valori di  $v$  superiori a 0.2, nel caso di rottura per pressoflessione è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite, si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a  $1.5\% \times (1-v)$  e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

**C7.8.5 STRUTTURE MISTE**

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato

**C7.8.3 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA****C7.8.3.1****C7.8.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA***C7.8.3.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO*

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.6% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato  $v = \sigma_0/f_d$ . Per valori di  $v$  superiori a 0.2 è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a  $2.0\% \times (1-v)$  e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

*C7.8.3.2.2 TAGLIO*

In questo §, il simbolo  $f_v$  è da intendersi  $f_v$ , invece nella espressione 7.8.9  $f_{vd}$  è da intendersi  $f_{vd}$ .

**C7.8.4 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA**

La progettazione e la realizzazione di edifici in muratura confinata devono essere eseguite in accordo anche con la EN 1996-1-1:2004, che è espressamente richiamata dalla EN 1998-1:2004.

Le resistenze a taglio e a pressoflessione nel piano, e a pressoflessione fuori piano, possono essere calcolate in accordo con la EN 1996-1-1:2004.

La capacità di spostamento ai fini della verifica allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunta pari a:

- 1.2% dell'altezza del pannello (rottura per pressoflessione con  $v \leq 0.2$ );
- 0.5% dell'altezza del pannello (rottura per taglio);

in cui  $v$  è lo sforzo assiale medio normalizzato  $v = \sigma_0/f_d = N/(A f_d)$  ed  $A$  è l'area lorda della sezione normale del setto murario comprensiva degli elementi di confinamento in c.a.

Per valori di  $v$  superiori a 0.2, nel caso di rottura per pressoflessione è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite, si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a  $1.5\% \times (1-v)$  e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

**C7.8.5 STRUTTURE MISTE**

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato

o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidzze, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

### **C7.8.6 REGOLE DI DETTAGLIO**

#### **C7.8.6.1**

#### **C7.8.6.2**

#### **C7.8.6.3 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA**

Si ricorda che in ogni caso il cordolo di piano deve essere realizzato nel rispetto di quanto riportato al § 7.8.6.1, in analogia con le costruzioni in muratura ordinaria e in muratura armata.

Come per le costruzioni in muratura armata è possibile derogare dal requisito di avere agli incroci delle pareti perimetrali zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un metro su ciascun lato dell'angolo.

### **C7.9 PONTI**

#### **C7.9.1**

#### **C7.9.2**

#### **C7.9.3**

#### **C7.9.4**

#### **C7.9.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Per garantire alle pile da ponte un comportamento dissipativo, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi strutturali si adotta la progettazione in capacità. A differenza degli elementi strutturali di tutte le altre tipologie strutturali, per le quali i fattori di sovrarresistenza sono tutti riassunti nella Tabella 7.2.I, la norma fornisce un'espressione specifica per le strutture in elevazione dei ponti. Per individuare la domanda calcolata, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità a

o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidzze, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

### **C7.8.6 REGOLE DI DETTAGLIO**

#### **C7.8.6.1**

#### **C7.8.6.2**

#### **C7.8.6.3 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA**

Si ricorda che in ogni caso il cordolo di piano deve essere realizzato nel rispetto di quanto riportato al § 7.8.6.1, in analogia con le costruzioni in muratura ordinaria e in muratura armata.

Come per le costruzioni in muratura armata è possibile derogare dal requisito di avere agli incroci delle pareti perimetrali zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un metro su ciascun lato dell'angolo.

### **C7.9 PONTI**

#### **C7.9.1**

#### **C7.9.2**

#### **C7.9.3**

#### **C7.9.4**

#### **C7.9.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

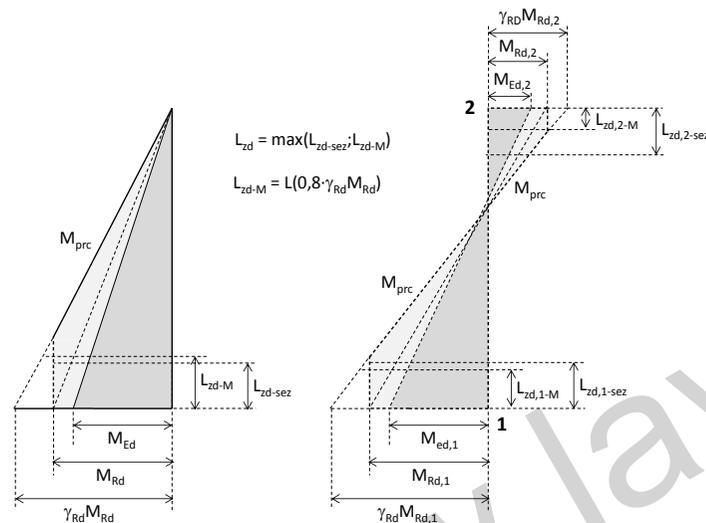
Per garantire alle pile da ponte un comportamento dissipativo, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi strutturali si adotta la progettazione in capacità. A differenza degli elementi strutturali di tutte le altre tipologie strutturali, per le quali i fattori di sovrarresistenza sono tutti riassunti nella Tabella 7.2.I, la norma fornisce un'espressione specifica per le strutture in elevazione dei ponti. Per individuare la domanda calcolata, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità a

flessione delle zone dissipative e dai carichi permanenti, si utilizza, solo per i ponti, il pedice "prc".

**C7.9.5.1 PILE**

*C7.9.5.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

La figura C7.9.1 sintetizza i criteri di verifica per le pile, con riferimento a due schemi tipo: quello della pila libera in testa (mensola) e quello della pila con incastro al piede e in testa, con diverso grado di vincolo. Le prescrizioni sulla lunghezza delle zone dissipative sono riportate al § 7.9.6.1.3 della norma.



**Figura C7.9.1 – Progettazione in capacità delle pile (schema a mensola e a doppio incastro)**

Si specifica di seguito il significato dei simboli in Figura C7.9.1:  $L_{zd}$  = lunghezza della zona dissipativa;  $L_{zd-sez}$  = lunghezza della zona dissipativa in funzione delle dimensioni della sezione (§ 7.9.6.1.3 NTC);  $L_{zd-M}$  = lunghezza della zona dissipativa in funzione della domanda flessionale  $M_{prc}$  definita al § 7.9.5 della norma.

**C7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

**C7.10.1 SCOPO**

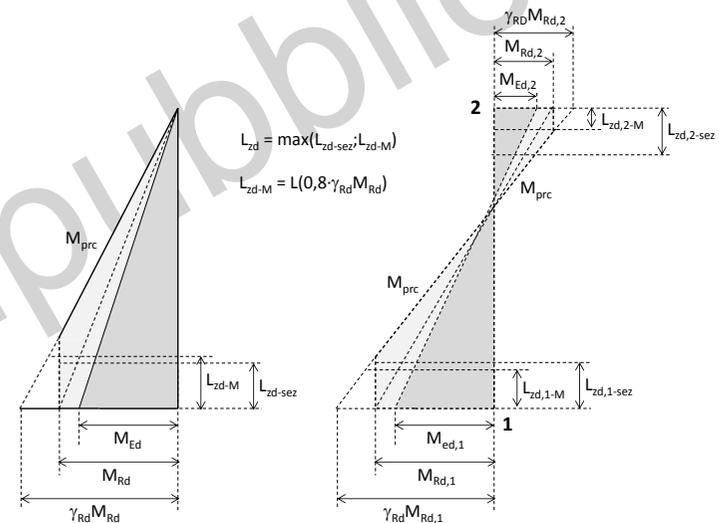
L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste l'"isolamento sismico" e la "dissipazione d'energia" sono quelle più comunemente utilizzate.

flessione delle zone dissipative e dai carichi permanenti, si utilizza, solo per i ponti, il pedice "prc".

**C7.9.5.1 PILE**

*C7.9.5.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)*

La figura C7.9.1 sintetizza i criteri di verifica per le pile, con riferimento a due schemi tipo: quello della pila libera in testa (mensola) e quello della pila con incastro al piede e in testa, con diverso grado di vincolo. Le prescrizioni sulla lunghezza delle zone dissipative sono riportate al § 7.9.6.1.3 della norma.



**Figura C7.9.1 – Progettazione in capacità delle pile (schema a mensola e a doppio incastro)**

Si specifica di seguito il significato dei simboli in Figura C7.9.1:  $L_{zd}$  = lunghezza della zona dissipativa;  $L_{zd-sez}$  = lunghezza della zona dissipativa in funzione delle dimensioni della sezione (§ 7.9.6.1.3 NTC);  $L_{zd-M}$  = lunghezza della zona dissipativa in funzione della domanda flessionale  $M_{prc}$  definita al § 7.9.5 della norma.

**C7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

**C7.10.1 SCOPO**

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste l'"isolamento sismico" e la "dissipazione d'energia" sono quelle più comunemente utilizzate.

Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. La prima è essenzialmente finalizzata a limitare l'energia in ingresso <sup>(1)</sup> attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno, la seconda consente di dissipare parte dell'energia in ingresso, attraverso meccanismi di dissipazione controllata, utilizzando appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Queste tecniche di protezione si utilizzano per migliorare le prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche. Si giustificano in questo modo i possibili maggiori costi dovuti alla progettazione, acquisto e installazione dei dispositivi, comunque generalmente compensati dalla minore richiesta di rigidità e resistenza della struttura necessarie per conseguire le prestazioni desiderate.

Per realizzare l'isolamento sismico, occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte della costruzione superiore (*sovrastuttura*) e quella inferiore (*sottostruttura*) alla discontinuità. Il collegamento tra la sovrastuttura e la sottostruttura è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidità basse nei confronti degli spostamenti orizzontali, elevate nei confronti di quelli verticali.

Un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche degli isolatori consente di "disaccoppiare" la sovrastuttura dalla sottostruttura nelle oscillazioni che coinvolgono prevalentemente spostamenti orizzontali. Il "disaccoppiamento" consiste nella diversificazione del comportamento dinamico delle due porzioni della costruzione: durante un moto oscillatorio, mentre la sottostruttura subisce deformazioni di modesta entità, tanto minori quanto maggiore è la sua rigidità, la sovrastuttura compie oscillazioni molto più ampie, tanto maggiori quanto minore è la rigidità e resistenza degli isolatori. Dette oscillazioni sono dovute, per la maggior parte, alla deformazione degli isolatori collocati al di sotto della sovrastuttura e solo in minor parte alle deformazioni della sovrastuttura stessa. Durante un terremoto, generalmente, tanto più sono ampie queste oscillazioni tanto più sono modeste le conseguenti accelerazioni, quindi le forze d'inerzia, che subisce la sovrastuttura.

Ne consegue che l'isolamento è tanto più efficace quanto minori sono le accelerazioni della sovrastuttura e ciò comporta sostanzialmente due tipi di benefici:

- benefici diretti sulla sovrastuttura, in quanto si contiene l'entità delle forze d'inerzia

Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. La prima è essenzialmente finalizzata a limitare l'energia in ingresso <sup>(2)</sup> attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno, la seconda consente di dissipare parte dell'energia in ingresso, attraverso meccanismi di dissipazione controllata, utilizzando appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Queste tecniche di protezione si utilizzano per migliorare le prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche.

Per realizzare l'isolamento sismico, occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte della costruzione superiore (*sovrastuttura*) e quella inferiore (*sottostruttura*) alla discontinuità. Il collegamento tra la sovrastuttura e la sottostruttura è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidità basse nei confronti degli spostamenti orizzontali, elevate nei confronti di quelli verticali.

<sup>1</sup>Per energia in ingresso si intende l'energia trasmessa alla costruzione da un'azione generica e nel caso del terremoto dal movimento sismico del terreno. Tale energia si manifesta come deformazioni e movimento della costruzione.

<sup>2</sup>Per energia in ingresso si intende l'energia trasmessa alla costruzione da un'azione generica e nel caso del terremoto dal movimento sismico del terreno. Tale energia si manifesta come deformazioni e movimento della costruzione.

di natura sismica direttamente agenti su di essa;

- benefici indiretti sulla sottostruttura, in quanto si contiene l'entità delle forze d'inerzia trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura e che, insieme alle forze d'inerzia direttamente agenti su quest'ultima, costituiscono considerevole parte delle forze sismiche che complessivamente essa deve sopportare.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l'elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra del 1° piano, per lo più lo scantinato.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e spalle), nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi di appoggio. Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle (benefici indiretti sulla sottostruttura). Nei ponti ad impalcato continuo, un'attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche e dei dispositivi d'isolamento e di vincolo che collegano l'impalcato con le pile e le spalle permette altresì di migliorare la distribuzione delle forze sismiche orizzontali trasmesse dall'impalcato alle diverse strutture di supporto.

Per sfruttare pienamente i vantaggi dell'isolamento, deve essere possibile individuare una porzione rilevante della costruzione, in termini di massa rispetto alla massa complessiva, che possa facilmente essere separata dalla porzione sottostante, dalle costruzioni contigue e dal terreno circostante, ed abbia un basso rapporto tra massa e rigidità orizzontale (ovvero basso periodo proprio dei modi naturali di vibrare della costruzione che interessano significativamente questa porzione).

Qualora l'isolamento sia utilizzato per interventi su costruzioni esistenti, in generale occorre rispettare i criteri e le regole del Cap. 8 delle NTC e del Cap. C8 della presente circolare, per tutti gli aspetti di non stretta pertinenza dell'applicazione dell'isolamento sismico, per i quali, invece, si applicano il § 7.10 delle NTC ed i relativi commenti del presente testo.

I vantaggi dell'isolamento sono riconducibili non solo al drastico abbattimento delle accelerazioni agenti sulle masse strutturali, ma anche all'assenza di oscillazioni brusche nella sovrastruttura per effetto dell'alto periodo proprio di vibrazione. Quest'ultimo effetto comporta notevoli benefici per la protezione dei contenuti, in quanto riduce il rischio di ribaltamento di arredi (talvolta molto pesanti e pericolosi per le persone, come all'interno di librerie, archivi e magazzini), la caduta di oggetti (talvolta di elevato valore, come nei musei), le vibrazioni ad alta frequenza nei macchinari ad alta tecnologia (ad esempio in ospedali, in centri elaborazione dati, etc.) e comporta una minore percezione della scossa sismica da parte delle persone presenti nella porzione di costruzione isolata, aspetto, quest'ultimo, particolarmente importante per ridurre il panico in luoghi affollati come scuole ed ospedali.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l'elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra del 1° piano, per lo più lo scantinato.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e spalle), nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi di appoggio. Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle (benefici indiretti sulla sottostruttura). Nei ponti ad impalcato continuo, un'attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche e dei dispositivi d'isolamento e di vincolo che collegano l'impalcato con le pile e le spalle permette altresì di migliorare la distribuzione delle forze sismiche orizzontali trasmesse dall'impalcato alle diverse strutture di supporto.

Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema d'isolamento, in termini di capacità dissipative e/o ricentranti, si possono utilizzare "dispositivi ausiliari" con opportuno comportamento meccanico.

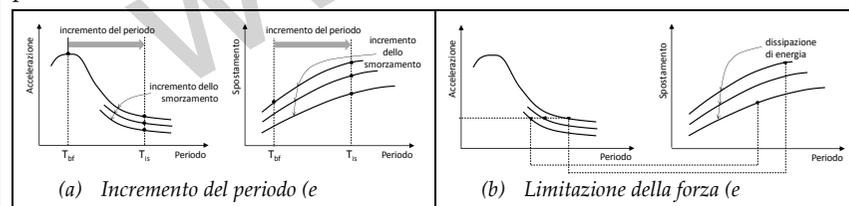
Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento (vedi **Figura C7.10.1**).

Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione  $T_{bf}$  in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

- a) l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata  $T_{IS}$  risulta  $T_{IS} \geq 3 \cdot T_{bf}$ . Maggiore è l'incremento di periodo (generalmente  $T_{IS} > 2,0$  s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l'incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;
- b) la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare, caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze d'inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Oltre che nei due modi detti, l'isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscano al sistema un comportamento d'insieme intermedio tra i due.

La dissipazione di energia, dovuta agli isolatori e/o ad eventuali dispositivi ausiliari determina sempre una riduzione degli spostamenti nel sistema di isolamento. Essa è particolarmente utile in siti caratterizzati da elevata sismicità e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scadenti (tipo C, D, E), cioè nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare spostamenti elevati ed accelerazioni significative anche su periodi di oscillazioni elevati.



Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema d'isolamento, in termini di capacità dissipative e/o ricentranti, si possono utilizzare "dispositivi ausiliari" con opportuno comportamento meccanico.

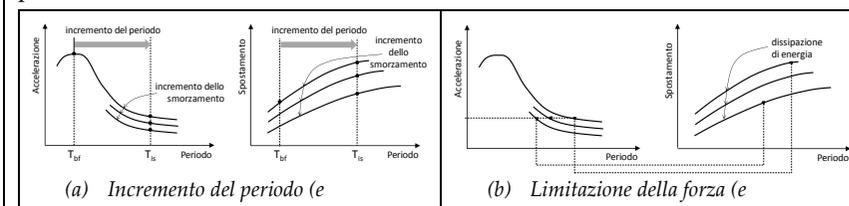
Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento (**Figura C7.10.1**).

Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione  $T_{bf}$  in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

- a) l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata  $T_{IS}$  risulta  $T_{IS} \geq 3 \cdot T_{bf}$ . Maggiore è l'incremento di periodo (generalmente  $T_{IS} > 2,0$  s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l'incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;
- b) la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare, caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze d'inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Oltre che nei due modi detti, l'isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscano al sistema un comportamento d'insieme intermedio tra i due.

La dissipazione di energia, dovuta agli isolatori e/o ad eventuali dispositivi ausiliari determina sempre una riduzione degli spostamenti nel sistema di isolamento. Essa è particolarmente utile in siti caratterizzati da elevata sismicità e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scadenti (tipo C, D, E), cioè nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare spostamenti elevati ed accelerazioni significative anche su periodi di oscillazioni elevati.



dissipazione)

dissipazione)

**Figura C7.10.1 - Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico**

L'applicazione dell'isolamento sismico, anche alle usuali costruzioni, richiede criteri, regole e accorgimenti particolari, riportati nel § 7.10 delle NTC e, ove necessario, meglio esplicitati in questa circolare, per tener conto del comportamento peculiare dell'insieme sottostruttura-sistema d'isolamento-sovrastuttura.

Tali regole, evidentemente, non possono essere estese all'applicazione strutturale di altri sistemi di protezione sismica, quali quelli basati sull'impiego di dispositivi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione, come nel caso dei sistemi di controventi dissipativi per gli edifici a struttura intelaiata.

Per essi non è necessaria una trattazione specifica, poiché la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9 delle NTC, fatto salvo il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione, che dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto allo SLC. Infatti, le NTC forniscono indicazioni e prescrizioni sugli strumenti e metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

Per questi schemi applicativi, lo spostamento di interpiano prodotto dal sisma attiva i meccanismi di dissipazione di energia prima che gli spostamenti relativi possano produrre danni significativi sugli elementi strutturali. In tal modo la maggior parte dell'energia in entrata viene immagazzinata e dissipata nei dispositivi, mentre la funzione di sostegno dei carichi verticali rimane attribuita alla struttura convenzionale.

Facendo riferimento alle forme tipiche degli spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti di Fig. C7.10.2, il comportamento di una struttura dotata di dispositivi dissipativi, assimilata ad oscillatore elementare, può essere interpretato osservando che l'introduzione del sistema di dissipazione produce un aumento dello smorzamento e, se il sistema determina un irrigidimento della struttura, una riduzione del periodo, oltre che, per molti sistemi di uso corrente, un aumento della resistenza complessiva. Ciò determina una sensibile riduzione degli spostamenti complessivi (vedi spettri in spostamenti) e, quindi, degli spostamenti di interpiano, con conseguente riduzione dei danni agli elementi strutturali e non.

Quando la struttura originaria ha un periodo elevato, come nel caso esposto in figura, così da ricadere nell'intervallo del ramo calante delle curve spettrali in accelerazione, si può manifestare un aumento delle accelerazioni sulla struttura, e quindi un aumento

dissipazione)

dissipazione)

**Figura C7.10.1 - Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico**

L'applicazione dell'isolamento sismico, anche alle usuali costruzioni, richiede criteri, regole e accorgimenti particolari, riportati nel § 7.10 delle NTC e, ove necessario, meglio esplicitati in questa circolare, per tener conto del comportamento peculiare dell'insieme sottostruttura-sistema d'isolamento-sovrastuttura.

Tali regole, evidentemente, non possono essere estese all'applicazione strutturale di altri sistemi di protezione sismica, quali quelli basati sull'impiego di dispositivi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione, come nel caso dei sistemi di controventi dissipativi per gli edifici a struttura intelaiata.

Per essi non è necessaria una trattazione specifica, poiché la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9 delle NTC, fatto salvo il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione, che dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto allo SLC. Infatti, le NTC forniscono indicazioni e prescrizioni sugli strumenti e metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

Per questi schemi applicativi, lo spostamento di interpiano prodotto dal sisma attiva i meccanismi di dissipazione di energia prima che gli spostamenti relativi possano produrre danni significativi sugli elementi strutturali. In tal modo la maggior parte dell'energia in entrata viene immagazzinata e dissipata nei dispositivi, mentre la funzione di sostegno dei carichi verticali rimane attribuita alla struttura convenzionale.

Facendo riferimento alle forme tipiche degli spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti di Fig. C7.10.2, il comportamento di una struttura dotata di dispositivi dissipativi, assimilata ad oscillatore elementare, può essere interpretato osservando che l'introduzione del sistema di dissipazione produce un aumento dello smorzamento e, se il sistema determina un irrigidimento della struttura, una riduzione del periodo, oltre che, per molti sistemi di uso corrente, un aumento della resistenza complessiva. Ciò determina una sensibile riduzione degli spostamenti complessivi ([si vedano gli spettri in spostamenti](#)) e, quindi, degli spostamenti di interpiano, con conseguente riduzione dei danni agli elementi strutturali e non.

Quando la struttura non isolata ha un periodo elevato, come nel caso esposto in figura, così da ricadere nell'intervallo del ramo calante delle curve spettrali in accelerazione, si può manifestare un aumento delle accelerazioni sulla struttura, e quindi un aumento

delle forze orizzontali, con conseguente maggior impegno delle fondazioni, in particolare di quelle immediatamente sottostanti le maglie strutturali rafforzate. In ogni caso i pilastri interagenti direttamente con i controventi, a fronte di una drastica riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti, subiscono un incremento delle sollecitazioni assiali.

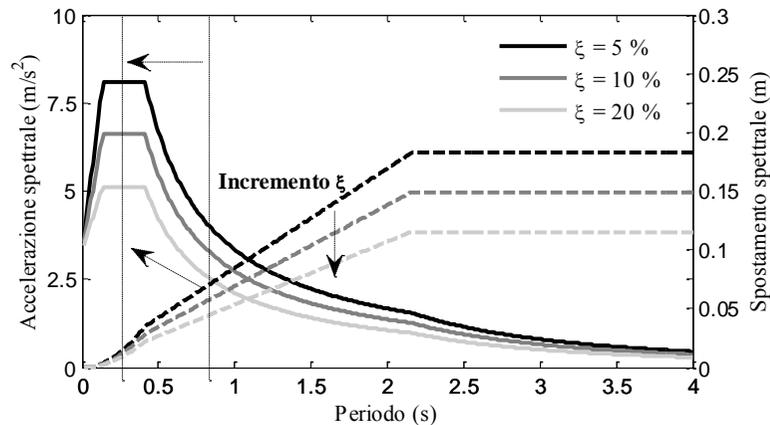


Figura C7.10.2 - Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione di energia

Tra i pregi che la strategia della dissipazione di energia presenta, anche rispetto all'isolamento sismico, spicca la capacità di far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante, il che la rende favorevolmente applicabile a qualsiasi tipo di edificio, in particolare anche agli edifici alti, e qualunque sia la natura del terreno di fondazione, quindi anche nel caso di terreni soffici. Inoltre essa ben si presta all'adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, particolarmente degli edifici intelaiati, con possibili vantaggi rispetto ad interventi sia convenzionali sia basati sull'isolamento sismico.

Rispetto ai primi, il costo aggiuntivo dei dispositivi dissipativi e della loro manutenzione può risultare compensato da una serie di vantaggi, conseguibili con un'attenta progettazione, quali la riduzione di interventi in fondazione, la limitazione degli interventi ai soli telai interessati dall'introduzione dei dispositivi, il maggior livello di protezione sismica della struttura intelaiata a parità di resistenza/rigidezza, la possibile riduzione degli eventuali interventi di riparazione e mantenimento delle funzionalità ed operatività delle costruzioni, anche a seguito di terremoti violenti.

Quest'ultimo aspetto è di particolare interesse nella progettazione di costruzioni di importanza strategica (per esempio ospedali, caserme, centri operativi, infrastrutture di trasporto, centrali nucleari, impianti industriali ecc.). Rispetto all'isolamento sismico non

delle forze orizzontali, con conseguente maggior impegno delle fondazioni, in particolare di quelle immediatamente sottostanti le maglie strutturali rafforzate. In ogni caso i pilastri interagenti direttamente con i controventi, a fronte di una drastica riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti, subiscono un incremento delle sollecitazioni assiali.

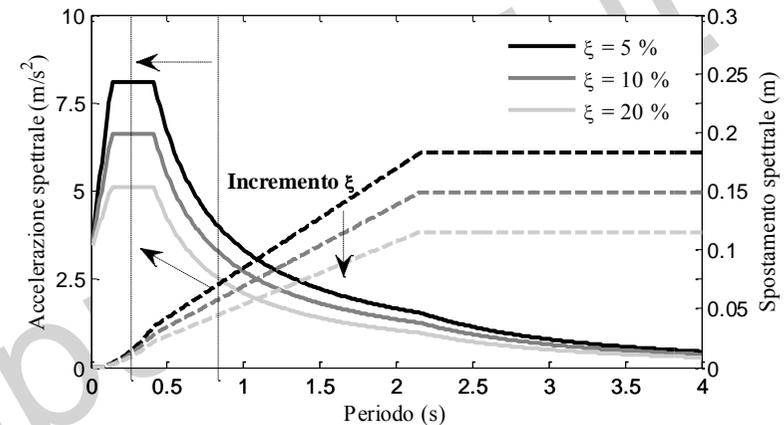


Figura C7.10.2 - Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione di energia

Tra i pregi che la strategia della dissipazione di energia presenta, anche rispetto all'isolamento sismico, spicca la capacità di far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante, il che la rende favorevolmente applicabile a qualsiasi tipo di edificio, in particolare anche agli edifici alti, e qualunque sia la natura del terreno di fondazione, quindi anche nel caso di terreni soffici. Inoltre essa ben si presta all'adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, particolarmente degli edifici intelaiati, con possibili vantaggi rispetto ad interventi sia convenzionali sia basati sull'isolamento sismico.

richiede l'introduzione di una discontinuità strutturale, e quindi il taglio orizzontale della struttura, né la separazione della sovrastruttura dal terreno o dalle costruzioni adiacenti con giunti di notevole ampiezza, operazioni che limitano la convenienza economica dell'isolamento negli interventi di adeguamento a particolari condizioni geometriche della costruzione esistente.

Per essi non è necessaria una trattazione specifica, poiché la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9, fatto salvo il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione, che dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto allo SLC. Infatti, le NTC forniscono indicazioni e prescrizioni sugli strumenti e metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

#### **C7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

Il sistema d'isolamento deve consentire elevati spostamenti orizzontali garantendo, al contempo, le previste condizioni di vincolo sotto le azioni di servizio. Per garantire quest'ultima condizione, qualora i dispositivi d'isolamento non siano in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata, anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato.

La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o semplicemente, all'opportunità, di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non comprometterne l'efficacia operativa nel caso di scosse successive.

Il comportamento di una costruzione con isolamento sismico risulta ben prevedibile se i suoi elementi strutturali non subiscono grandi escursioni in campo plastico. La completa plasticizzazione della sovrastruttura può condurre, in alcuni casi particolari (strutture con uno o due piani, con alti periodi di isolamento, scarsa ridondanza e basso incrudimento post-elastico), a notevoli richieste di duttilità. Per questo motivo la *sovrastruttura* e la *sottostruttura* devono avere comportamento strutturale non dissipativo, il che, per azioni sismiche relative allo SLV, implica un danneggiamento strutturale molto più limitato, quasi nullo, rispetto a quello di una struttura antisismica convenzionale, per la quale si ammette che, per lo stesso livello di azione, si verifichino

#### **C7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

Il sistema d'isolamento deve consentire elevati spostamenti orizzontali garantendo, al contempo, le previste condizioni di vincolo sotto le azioni di servizio. Per garantire quest'ultima condizione, qualora i dispositivi d'isolamento non siano in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata, anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato.

La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o semplicemente, all'opportunità, di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non comprometterne l'efficacia operativa nel caso di scosse successive.

Il comportamento di una costruzione con isolamento sismico risulta valutabile, con una buona approssimazione, se i suoi elementi strutturali non subiscono grandi escursioni in campo plastico. La completa plasticizzazione della sovrastruttura può condurre, in alcuni casi particolari (strutture con uno o due piani, con alti periodi di isolamento, scarsa ridondanza e basso incrudimento post-elastico), a notevoli richieste di duttilità. Per questo motivo la *sovrastruttura* e la *sottostruttura* devono avere comportamento strutturale non dissipativo, il che, per azioni sismiche relative allo SLV, implica un danneggiamento strutturale molto più limitato, quasi nullo, rispetto a quello di una struttura antisismica convenzionale, per la quale si ammette che, per lo stesso livello di

notevoli richieste di duttilità.

Il rispetto di questa prescrizione, peraltro, non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni convenzionali, grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, e anzi conduce a sollecitazioni di progetto paragonabili quando non inferiori. Essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità agli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità comporterebbe degli inutili aggravii di costo, senza sostanziali vantaggi. Pertanto per i dettagli costruttivi (e solo per questi) si fa riferimento alle regole relative alla Classe di Duttilità a media capacità dissipativa "CDB", per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative, ma solo un'adeguata resistenza laterale.

I dispositivi dissipativi dovranno soddisfare le condizioni generali di non danneggiamento e di non rottura nei confronti degli stati limite **SLD** e **SLC**, analogamente a quanto previsto per i dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento. Come per i dispositivi d'isolamento, infatti, un'affidabilità superiore è richiesta ai dispositivi del sistema di dissipazione, per un ruolo critico che essi svolgono. Tale affidabilità si ritiene conseguita se sono progettati e verificati sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

Condizioni di malfunzionamento o di collasso dei sistemi dissipativi possono dipendere anche dai controventi che collegano o inglobano i dispositivi dissipativi, per i quali dovrà essere evitata la possibilità di instabilizzazione a compressione o di plasticizzazione a trazione per livelli di forza inferiori o pari a quelli di progetto, per qualsiasi Stato limite considerato.

Ulteriori condizioni generali sono legate alle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali collegati ai dispositivi e/o ai controventi. In particolare, nei pilastri adiacenti i campi controventati occorre controllare che eccessivi stati di sforzo assiale di compressione non inducano fenomeni di instabilità nel caso di strutture in acciaio o di rotture di tipo fragile nel caso di strutture in c.a. Per queste ultime occorre, inoltre, evitare che sforzi di trazione troppo grandi indotti dall'azione sismica riducano eccessivamente il momento resistente ultimo, al punto da determinare la rottura.

### **C7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**

In relazione alla funzione svolta nell'ambito del sistema d'isolamento, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si possono distinguere in "isolatori" e "dispositivi ausiliari".

Gli isolatori, in accordo con la definizione data nel § 11.9 delle **NTC**, sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con i requisiti di un'elevata rigidezza in direzione verticale e di una bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione

azione, si verifichino notevoli richieste di duttilità.

Il rispetto di questa prescrizione, peraltro, non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni convenzionali, grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, e anzi conduce a sollecitazioni di progetto paragonabili quando non inferiori. Essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità agli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità comporterebbe degli inutili aggravii di costo, senza sostanziali vantaggi. Pertanto per i dettagli costruttivi (e solo per questi) si fa riferimento alle regole relative alla Classe di Duttilità a media capacità dissipativa "CDB", per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative, ma solo un'adeguata resistenza laterale.

I dispositivi dissipativi dovranno soddisfare le condizioni generali di non danneggiamento e di non rottura nei confronti degli stati limite **SLD** e **SLC**, analogamente a quanto previsto per i dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento. Come per i dispositivi d'isolamento, infatti, un'affidabilità superiore è richiesta ai dispositivi del sistema di dissipazione, per un ruolo critico che essi svolgono. Tale affidabilità si ritiene conseguita se sono progettati e verificati sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

Condizioni di malfunzionamento o di collasso dei sistemi dissipativi possono dipendere anche dai controventi che collegano o inglobano i dispositivi dissipativi, per i quali dovrà essere evitata la possibilità di instabilizzazione a compressione o di plasticizzazione a trazione per livelli di forza inferiori o pari a quelli di progetto, per qualsiasi Stato limite considerato.

Ulteriori condizioni generali sono legate alle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali collegati ai dispositivi e/o ai controventi. In particolare, nei pilastri adiacenti i campi controventati occorre controllare che eccessivi stati di sforzo assiale di compressione non inducano fenomeni di instabilità nel caso di strutture in acciaio o di rotture di tipo fragile nel caso di strutture in c.a. Per queste ultime occorre, inoltre, evitare che sforzi di trazione troppo grandi indotti dall'azione sismica riducano eccessivamente il momento resistente ultimo, al punto da determinare la rottura.

### **C7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**

In relazione alla funzione svolta nell'ambito del sistema d'isolamento, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si possono distinguere in "isolatori" e "dispositivi ausiliari".

Gli isolatori, in accordo con la definizione data nel § 11.9 delle **NTC**, sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con i requisiti di un'elevata rigidezza in direzione verticale e di una bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione

possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Ricadono nell'ampia categoria dei dispositivi ausiliari tutti quei dispositivi, trattati nel § 11.9, che non sostengono carichi verticali ma svolgono, rispetto alle azioni orizzontali, la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale temporaneo per azioni sismiche o non sismiche.

Un sistema di isolamento può essere costituito unicamente da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo), oppure unicamente da isolatori a scorrimento o rotolamento, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per capacità intrinseca o per presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi generalmente con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza nel tempo e nelle varie condizioni di funzionamento scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi che lo costituiscono.

I dispositivi utilizzabili per l'applicazione della strategia della dissipazione di energia appartengono fondamentalmente alle categorie, definite nel § 11.9, dei dispositivi "dipendenti dallo spostamento" e dei dispositivi "dipendenti dalla velocità", in relazione al meccanismo utilizzato e al loro conseguente comportamento sotto azioni dinamiche.

I dispositivi dipendenti dagli spostamenti, in accordo con la definizione data nel § 11.9, possono essere a comportamento "lineare" o "non lineare" in funzione del legame forza-spostamento che li caratterizza sotto azioni cicliche e degli spostamenti residui che mostrano in fase di scarico. A tali dispositivi appartengono quelli che sfruttano le particolari capacità deformative e/o dissipative di alcuni materiali, quali polimeri e metalli.

I dispositivi dipendenti dalla velocità, detti anche dispositivi a comportamento "viscoso", sono invece caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da entrambe le grandezze: velocità e spostamento contemporaneamente. Il funzionamento di tali dispositivi è tipicamente basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifizi o sistemi di valvole.

In generale, i sistemi dissipativi includono qualsiasi dispositivo in grado di migliorare le prestazioni delle costruzioni, modificandone le caratteristiche della risposta sismica mediante l'incremento dello smorzamento e, in alcuni casi, della rigidità e della resistenza. I dispositivi di tipo isteretico, attritivo o viscoelastico tipicamente aumentano sia lo smorzamento sia la rigidità del sistema strutturale, mentre i dispositivi viscosi aumentano generalmente solo lo smorzamento.

possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Ricadono nell'ampia categoria dei dispositivi ausiliari tutti quei dispositivi, trattati nel § 11.9, che non sostengono carichi verticali ma svolgono, rispetto alle azioni orizzontali, la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale temporaneo per azioni sismiche o non sismiche.

Un sistema di isolamento può essere ad esempio costituito da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo), oppure da isolatori a scorrimento o rotolamento, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per capacità intrinseca o per presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi generalmente con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza nel tempo e nelle varie condizioni di funzionamento scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi che lo costituiscono.

La scelta della tipologia di dispositivi da utilizzare in ciascun caso dipende da numerosi fattori, tra cui il livello di protezione da conseguire, le caratteristiche della struttura principale, gli ingombri, la necessità di garantire la piena funzionalità o l'assenza di danno ai dispositivi anche dopo terremoti violenti, le esigenze di manutenzione.

Tipicamente si utilizzano dispositivi di un unico tipo su tutta la struttura, sia per semplicità di progettazione ed esecuzione, sia per una generale economia dell'opera. Non è escluso, tuttavia, che, per alcune situazioni progettuali, un'opportuna combinazione di tipologie diverse di dispositivi possa determinare vantaggi nel comportamento generale della struttura. In tali casi occorre ben valutare gli effetti differenziati di fattori, quali ad esempio la temperatura e l'invecchiamento, che possono variare il comportamento dei dispositivi rispetto a condizioni di riferimento medie.

#### **C7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI**

La progettazione richiede, in generale, la scelta della tipologia dei dispositivi e il loro dimensionamento, in base agli obiettivi da raggiungere.

Nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente, l'analisi preliminare della struttura allo stato attuale fornisce utili indicazioni per il progetto del sistema di dissipazione.

L'inserimento del sistema dissipativo sarà finalizzato a ridurre le deformazioni, in modo da contenere i danni ed evitare il collasso della struttura, attraverso le due seguenti azioni alternative:

1. l'incremento della sola dissipazione, che si traduce in uno smorzamento modale equivalente aggiuntivo, con la conseguente riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti, a parità di periodo proprio;
2. l'incremento della rigidità e della dissipazione, per cui la riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti avviene sia per aumento dello smorzamento che per riduzione del periodo.

La prima è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sé di buona rigidità e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.

La seconda è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sé di buona rigidità e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.

La seconda è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dallo spostamento e permette di ridurre drasticamente le deformazioni prodotte dal sisma. Nel contempo si possono però avere notevoli incrementi delle accelerazioni, e quindi incrementi delle

La scelta della tipologia di dispositivi da utilizzare in ciascun caso dipende da numerosi fattori, tra cui il livello di protezione da conseguire, le caratteristiche della struttura principale, gli ingombri, la necessità di garantire la piena funzionalità o l'assenza di danno ai dispositivi anche dopo terremoti violenti, le esigenze di manutenzione.

Tipicamente si utilizzano dispositivi di un unico tipo su tutta la struttura, sia per semplicità di progettazione ed esecuzione, sia per una generale economia dell'opera. Non è escluso, tuttavia, che, per alcune situazioni progettuali, un'opportuna combinazione di tipologie diverse di dispositivi possa determinare vantaggi nel comportamento generale della struttura. In tali casi occorre ben valutare gli effetti differenziati di fattori, quali ad esempio la temperatura e l'invecchiamento, che possono variare il comportamento dei dispositivi rispetto a condizioni di riferimento medie.

#### **C7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI**

La progettazione richiede, in generale, la scelta della tipologia dei dispositivi e il loro dimensionamento, in base agli obiettivi da raggiungere.

Nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente, l'analisi preliminare della struttura allo stato attuale fornisce utili indicazioni per il progetto del sistema di dissipazione.

L'inserimento del sistema dissipativo sarà finalizzato a ridurre le deformazioni, in modo da contenere i danni ed evitare il collasso della struttura, attraverso le due seguenti azioni alternative:

1. l'incremento della sola dissipazione, che si traduce in uno smorzamento modale equivalente aggiuntivo, con la conseguente riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti, a parità di periodo proprio;
2. l'incremento della rigidità e della dissipazione, per cui la riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti avviene sia per aumento dello smorzamento che per riduzione del periodo.

La prima è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sé di buona rigidità e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.

La seconda è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dallo spostamento e permette di ridurre drasticamente le deformazioni prodotte dal sisma. Nel contempo si possono però avere notevoli incrementi delle accelerazioni, e quindi incrementi delle

forze sismiche, con aggravio delle sollecitazioni in fondazione.

#### **C7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI**

La salvaguardia della costruzione isolata dai terremoti è garantita dal corretto funzionamento del sistema d'isolamento. Malfunzionamenti del sistema possono sopraggiungere, durante la sua vita utile, per invecchiamento dei materiali, come gli elastomeri degli isolatori o le guarnizioni di tenuta dei dispositivi oleodinamici, o, più in generale, per il loro deterioramento o per un eccessivo accumulo di deformazioni plastiche a seguito di un terremoto.

Occorre quindi prevedere la possibilità di sostituzione, e dunque predisporre la struttura in modo che sia possibile trasferire temporaneamente alla sottostruttura, attraverso martinetti opportunamente disposti, il carico gravante sul singolo isolatore e prevedere un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e sostituzione.

Per ridurre o annullare gli spostamenti residui a seguito di un terremoto è inoltre necessario verificare la presenza o prevedere appositi elementi strutturali di contrasto contro cui fare forza per ricollocare la struttura nella sua posizione originaria.

Le connessioni tra i controventi e i nodi strutturali devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, le forze previste dal calcolo. Le stesse aste non dovranno subire fenomeni di instabilità, sotto la massima forza che il dispositivo dissipativo è in grado di trasmettere.

Nel caso di rinforzi di edifici esistenti, la messa in opera dei controventi dissipativi comporta problematiche e difficoltà differenti a seconda del tipo di struttura. Particolarmente negli edifici in cemento armato occorre curare la connessione con i telai, verificando correttamente le sollecitazioni trasmesse alle membrature esistenti e eventualmente predisponendo sistemi di redistribuzione degli sforzi di taglio nei pilastri e di trazione nelle travi e negli orizzontamenti, utilizzando opportuni tiranti e piastre di ancoraggio. Per i dispositivi dipendenti dagli spostamenti i parametri fondamentali sono la rigidezza  $k_d$  e la resistenza  $F_{dy}$ , la duttilità  $\mu_c$  e il rapporto tra la rigidezza del sistema dissipativo  $k_c$  e quella della struttura  $k_s$ , mentre per i dispositivi dipendenti dalla velocità sono la costante di smorzamento e l'eventuale rigidezza.

forze sismiche, con aggravio delle sollecitazioni in fondazione.

#### **C7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI**

La norma prevede la possibilità di sostituzione dei dispositivi, e dunque predisporre la struttura in modo che sia possibile trasferire temporaneamente alla sottostruttura, attraverso martinetti opportunamente disposti, il carico gravante sul singolo isolatore e prevedere un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e sostituzione.

Per ridurre o annullare gli spostamenti residui a seguito di un terremoto è inoltre necessario verificare la presenza o prevedere appositi elementi strutturali di contrasto contro cui fare forza per ricollocare la struttura nella sua posizione originaria.

Le connessioni tra i controventi e i nodi strutturali devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, le forze previste dal calcolo. Le stesse aste non dovranno subire fenomeni di instabilità, sotto la massima forza che il dispositivo dissipativo è in grado di trasmettere.

Per i dispositivi dipendenti dagli spostamenti i parametri fondamentali sono la rigidezza  $k_d$  e la resistenza  $F_{dy}$ , la duttilità  $\mu_c$  e il rapporto tra la rigidezza del sistema dissipativo  $k_c$  e quella della struttura  $k_s$ , mentre per i dispositivi dipendenti dalla velocità sono la costante di smorzamento e l'eventuale rigidezza.

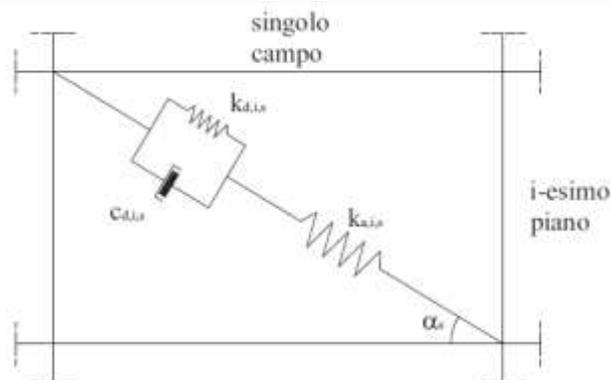


Figura C7.10.2 - Rigidezza risultante del telaio rinforzato con sistema dissipativo

La rigidezza del sistema dissipativo deriva dalla combinazione delle rigidezze dei singoli componenti, ossia del dispositivo dissipativo e della struttura, generalmente metallica, di supporto.

Indicando con:  $k_c$  la rigidezza del sistema dissipativo,  $k_s$  la rigidezza del telaio,  $k_d$  la rigidezza del dispositivo e  $k_a$  la rigidezza del supporto metallico, e con riferimento alla Figura C7.10.2, si ha:

$$k_c = \frac{1}{\frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_a}} \quad \text{rigidezza del sistema;} \quad [C10.2.1]$$

$$k_{TOT} = k_s + k_c \quad \text{rigidezza del telaio rinforzato.} \quad [C10.2.2]$$

In generale il sistema di supporto deve possedere un'elevata rigidezza, rigidezza assiale se si tratta di controventi, necessaria per concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e per garantire una significativa dissipazione d'energia per piccoli spostamenti.

Per garantire un'efficace interazione, i sistemi dissipativi devono essere posizionati nel piano dei telai, possibilmente all'interno delle maglie strutturali. In caso contrario, particolare attenzione va posta nello studio delle connessioni, che possono risultare non sufficientemente rigide o indurre eccessive sollecitazioni locali nelle strutture portanti dell'edificio.

**C7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI**

Gli effetti torsionali d'insieme del sistema strutturale, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, determinano spostamenti diversi nei dispositivi e, nel caso di forti non

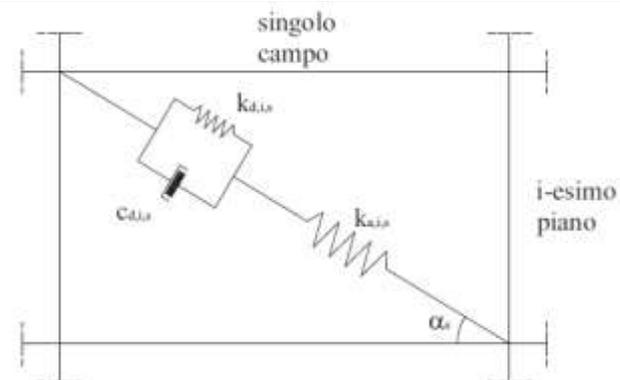


Figura C7.10.2 - Rigidezza risultante del telaio rinforzato con sistema dissipativo

La rigidezza del sistema dissipativo deriva dalla combinazione delle rigidezze dei singoli componenti, ossia del dispositivo dissipativo e della struttura, generalmente metallica, di supporto.

Indicando con:  $k_c$  la rigidezza del sistema dissipativo,  $k_s$  la rigidezza del telaio,  $k_d$  la rigidezza del dispositivo e  $k_a$  la rigidezza del supporto metallico, e con riferimento alla Figura C7.10.2, si ha:

$$k_c = \frac{1}{\frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_a}} \quad \text{rigidezza del sistema;} \quad [C10.2.1]$$

$$k_{TOT} = k_s + k_c \quad \text{rigidezza del telaio rinforzato.} \quad [C10.2.2]$$

In generale il sistema di supporto deve possedere un'elevata rigidezza, rigidezza assiale se si tratta di controventi, necessaria per concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e per garantire una significativa dissipazione d'energia per piccoli spostamenti.

Per garantire un'efficace interazione, i sistemi dissipativi devono essere posizionati nel piano dei telai, possibilmente all'interno delle maglie strutturali. In caso contrario, particolare attenzione va posta nello studio delle connessioni, che possono risultare non sufficientemente rigide o indurre eccessive sollecitazioni locali nelle strutture portanti dell'edificio.

**C7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI**

Gli effetti torsionali d'insieme del sistema strutturale, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, determinano spostamenti diversi nei dispositivi e, nel caso di forti non

linearità, differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Nel caso di sistemi di isolamento costituiti unicamente da isolatori elastomerici, quest'ultimo obiettivo viene conseguito maggiorando, rispetto alla rigidezza derivante da un dimensionamento basato sulle tensioni verticali di compressione, gli isolatori in gomma disposti lungo il perimetro. Nel caso di sistemi con dispositivi ausiliari che conferiscano rigidezza e/o resistenza al sistema, è opportuno disporre questi ultimi lungo il perimetro in modo da massimizzare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Sistemi d'isolamento che combinano isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento possono fornire ottime prestazioni in relazione alla necessità di conseguire un elevato periodo di vibrazione in presenza di bassi carichi verticali, e quindi di piccole masse da isolare. È opportuno in tal caso, in relazione alle suddette problematiche, collocare gli isolatori elastomerici lungo il perimetro e quelli a scorrimento nella zona centrale.

Si sottolinea, inoltre, la necessità di valutare i possibili effetti sulla struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici, funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore e meccaniche dell'elastomero, e a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Si possono avere spostamenti differenziali significativi sia nella fase elastica di caricamento, sia nella fase successiva, di deformazioni lente (viscosità della gomma), sia, infine, sotto l'azione del terremoto.

L'isolatore in gomma, infatti, sottoposto a spostamento laterale, subisce anche accorciamenti verticali non trascurabili, a causa della concentrazione degli sforzi di compressione nell'area di sovrapposizione tra la piastra superiore e quella inferiore, nella condizione di isolatore deformato. In termini generali è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque, con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche.

La presenza di sforzi di trazione negli isolatori, risultante dalla concomitanza dei carichi verticali e delle azioni sismiche, non è rara come potrebbe sembrare, e si verifica soprattutto in siti ad elevata pericolosità sismica, nel caso di edifici alti e snelli (condizione peraltro non favorevole in generale all'adozione dell'isolamento) e di strutture nelle quali la resistenza alle azioni orizzontali sia concentrata in pochi elementi (quali pareti, nuclei ascensori, controventamenti allineati verticalmente). Altre condizioni che favoriscono l'insorgere di notevoli sforzi di trazione, che possono superare quelli di compressione presenti per effetto dei carichi verticali, sono la

linearità, differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Si sottolinea la necessità di valutare i possibili effetti sulla struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici, funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore e meccaniche dell'elastomero, e a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Si possono avere spostamenti differenziali significativi sia nella fase elastica di caricamento, sia nella fase successiva, di deformazioni lente (viscosità della gomma), sia, infine, sotto l'azione del terremoto.

L'isolatore in gomma, infatti, sottoposto a spostamento laterale, subisce anche accorciamenti verticali non trascurabili, a causa della concentrazione degli sforzi di compressione nell'area di sovrapposizione tra la piastra superiore e quella inferiore, nella condizione di isolatore deformato. In termini generali è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque, con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche.

presenza di travi a ginocchio nei corpi scala, l'alternanza di campate lunghe e corte nei telai, queste ultime con travi rigide, o la presenza di accoppiamento tra pareti o tra pareti e telai mediante travi corte rigide. Gli sforzi di trazione prodotti dall'azione sismica possono essere ridotti adottando opportune disposizioni degli isolatori e/o calibrando la rigidezza delle strutture orizzontali di base della sovrastruttura.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'insacco di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto. In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

Anche la progettazione del sistema d'isolamento dovrà quindi essere finalizzata, per quanto possibile, ad evitare tali situazioni.

Nel caso in cui si adottino dispositivi dissipativi occorre evitare effetti torsionali d'insieme. Nel caso di forti non linearità, ciò può indurre differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Tali effetti sono frequenti negli edifici esistenti, progettati per soli carichi verticali o con vecchie norme antisismiche e strumenti di calcolo che non ne consentivano una corretta valutazione. Occorre cercare di evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, attraverso una progettazione mirata della rigidezza dei dispositivi dissipativi e dei relativi supporti, e, soprattutto, incrementare la rigidezza e/o la resistenza torsionale del sistema strutturale nel suo complesso, disponendo opportunamente i dispositivi lungo il perimetro. Anche nel caso di sistemi dissipativi viscosi la disposizione perimetrale è generalmente ottimale, in quanto contrasta più efficacemente l'attivazione di modi di vibrazione torsionale.

La concentrazione di deformazioni ad un solo piano di un edificio rappresenta un fattore di innesco del danneggiamento e del collasso di una struttura per meccanismo di piano, particolarmente frequente nelle strutture esistenti. La progettazione del sistema di dissipazione, aggiungendo rigidezza e resistenza e/o dissipazione in maniera calibrata ad ogni piano permette di ottenere una distribuzione uniforme delle deformazioni lungo l'altezza dell'edificio.

In generale, salvo situazioni particolari in cui una parte della struttura abbia resistenza sovrabbondante rispetto alla richiesta locale, sarà opportuno che il sistema di dissipazione sia distribuito lungo tutta l'altezza della struttura, con caratteristiche meccaniche piano per piano calibrate in modo da conseguire gli obiettivi sopra

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'insacco di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto. In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

In generale, salvo situazioni particolari in cui una parte della struttura abbia resistenza sovrabbondante rispetto alla richiesta locale, sarà opportuno che il sistema di dissipazione sia distribuito lungo tutta l'altezza della struttura, con caratteristiche meccaniche piano per piano calibrate in modo da conseguire gli obiettivi sopra

richiamati.

La disposizione dei componenti del sistema di dissipazione all'interno del telaio della struttura è legata, tra gli altri parametri, alla tipologia dei dispositivi. I dispositivi sono collegati alla struttura mediante controventi con configurazione a X, K, V, V rovescia, diagonale, a mensola verticale, disposti, in ogni caso, tra punti che possono subire spostamenti relativi significativi in caso di eventi sismici.

Disposizioni tipiche prevedono il montaggio del dispositivo nella parte superiore di controventi disposti a V rovescia, in collegamento con l'intradosso della trave dell'orizzontamento superiore, oppure inglobato in un controvento diagonale, o collegante quest'ultimo con il nodo della maglia strutturale. Queste disposizioni funzionano tanto meglio quanto più l'angolo di inclinazione sull'orizzontale è piccolo. In presenza di strutture particolarmente rigide, che sono sottoposte a piccoli spostamenti interpiano, ma che, nello stesso tempo, richiedono grandi smorzamenti, si possono utilizzare configurazioni diverse, capaci di amplificare il movimento del dispositivo e migliorarne l'efficienza.

La posizione e la configurazione dei controventi dissipativi è spesso condizionata dalle esigenze architettoniche, e ciò può costituire un vincolo all'ottimizzazione della posizione in pianta e della disposizione nella maglia strutturale. Sarà, quindi, opportuno cercare soluzioni concordate con il progettista architettonico, che possano conciliare entrambe le esigenze.

È opportuna una buona ridondanza degli elementi che costituiscono il sistema di protezione per un duplice motivo. In primo luogo, l'utilizzo di un maggior numero di controventi consente di ridurre le sollecitazioni indotte sulle membrature cui essi sono collegati. In secondo luogo, disponendo più controventi all'interno della struttura, è possibile scongiurare il rischio che il malfunzionamento di un dispositivo possa compromettere l'efficacia dell'intero sistema di protezione.

#### **C7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO**

La rigidità strutturale dei piani immediatamente al di sotto e al di sopra del sistema di isolamento va intesa nel piano orizzontale, ed è finalizzata a garantire una distribuzione regolare degli sforzi tra i diversi isolatori, anche in caso di funzionamenti difformi da quelli previsti, ed a distribuire correttamente le forze degli eventuali dispositivi ausiliari (che sono in genere in numero limitato) tra gli elementi strutturali che debbono assorbirli.

Il ruolo dei diaframmi rigidi orizzontalmente è tanto più importante quanto meno uniforme è la trasmissione degli sforzi orizzontali tra la sovrastruttura e la sottostruttura. Dunque, mentre l'adozione di sistemi con soli isolatori elastomerici, normalmente dimensionati in base al carico verticale che debbono sostenere,

richiamati.

La posizione e la configurazione dei controventi dissipativi è spesso condizionata dalle esigenze architettoniche, e ciò può costituire un vincolo all'ottimizzazione della posizione in pianta e della disposizione nella maglia strutturale. Sarà, quindi, opportuno cercare soluzioni concordate con il progettista architettonico, che possano conciliare entrambe le esigenze.

È opportuna una buona ridondanza degli elementi che costituiscono il sistema di protezione per un duplice motivo. In primo luogo, l'utilizzo di un maggior numero di controventi consente di ridurre le sollecitazioni indotte sulle membrature cui essi sono collegati. In secondo luogo, disponendo più controventi all'interno della struttura, è possibile scongiurare il rischio che il malfunzionamento di un dispositivo possa compromettere l'efficacia dell'intero sistema di protezione.

#### **C7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO**

La rigidità strutturale dei piani immediatamente al di sotto e al di sopra del sistema di isolamento va intesa nel piano orizzontale, ed è finalizzata a garantire una distribuzione regolare degli sforzi tra i diversi isolatori, anche in caso di funzionamenti difformi da quelli previsti, ed a distribuire correttamente le forze degli eventuali dispositivi ausiliari (che sono in genere in numero limitato) tra gli elementi strutturali che debbono assorbirli.

Il ruolo dei diaframmi rigidi orizzontalmente è tanto più importante quanto meno uniforme è la trasmissione degli sforzi orizzontali tra la sovrastruttura e la sottostruttura.

generalmente non comporta importanti problemi di redistribuzione degli sforzi orizzontali, l'adozione di sistemi con pochi dispositivi ausiliari richiede un impegno notevole da parte delle strutture di diaframma e degli eventuali elementi verticali citati nella norma.

Si pensi ad esempio ai sistemi d'isolamento costituiti da isolatori a scorrimento, disposti sotto ogni pilastro, e da un numero limitato (ad esempio 4) dispositivi di richiamo e/o dissipativi disposti perimetralmente, che debbono assorbire (a coppie) le componenti principali delle forze d'inerzia della sovrastruttura, trasmettendole alla sottostruttura, opportunamente ripartite tra gli elementi strutturali di quest'ultima, grazie alla presenza del piano rigido inferiore.

#### **C7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO ED ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI**

Il corretto funzionamento di una struttura con isolamento sismico si consegue solo a condizione che la massa isolata, ossia quella della sovrastruttura, possa muoversi liberamente in tutte le direzioni orizzontali per spostamenti almeno pari a quelli di progetto. Questa condizione deve essere verificata in tutte le fasi progettuali, realizzative e di collaudo.

In particolare è importante controllare che elementi non strutturali e/o impianti non riducano le possibilità di movimento della struttura previste nella progettazione strutturale. In tal senso è richiesta, da parte di tutti i progettisti inclusi quelli architettonici e impiantistici, la massima sensibilizzazione e la piena consapevolezza delle modalità di funzionamento di una struttura con isolamento sismico. Al riguardo occorre prestare molta attenzione, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti, ai dettagli delle condutture adottando giunzioni flessibili o che, comunque, possano subire gli spostamenti relativi di progetto senza determinare danni e perdite.

È inoltre importante controllare coprigiunti e elementi di attraversamento orizzontali (dispositivi di giunto) e verticali (scale, ascensori), affinché siano concepiti e realizzati così da non impedire il libero movimento della sovrastruttura.

#### **C7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**

Il modello matematico dell'edificio deve tener conto della effettiva distribuzione in pianta e in elevazione dei dispositivi dissipativi, per consentire la valutazione esplicita della distribuzione delle forze e delle azioni di progetto nei componenti al sistema dissipativo. Particolare attenzione andrà posta nell'attribuzione delle caratteristiche meccaniche alle membrature strutturali e al sistema dissipativo. Infatti, i rapporti di rigidezza tra il sistema di dissipazione e la struttura portante sono importanti nel determinare la distribuzione delle forze orizzontali tra l'una e l'altro e il comportamento dinamico dell'insieme. Come noto, la rigidezza delle membrature in c.a. è fortemente

#### **C7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO ED ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI**

Il corretto funzionamento di una struttura con isolamento sismico si consegue solo a condizione che la massa isolata, ossia quella della sovrastruttura, possa muoversi liberamente in tutte le direzioni orizzontali per spostamenti almeno pari a quelli di progetto. Questa condizione deve essere verificata in tutte le fasi progettuali, realizzative e di collaudo.

In particolare è importante controllare che elementi non strutturali e/o impianti non riducano le possibilità di movimento della struttura previste nella progettazione strutturale. In tal senso è richiesta, da parte di tutti i progettisti inclusi quelli architettonici e impiantistici, la massima sensibilizzazione e la piena consapevolezza delle modalità di funzionamento di una struttura con isolamento sismico.

È inoltre importante controllare coprigiunti e elementi di attraversamento orizzontali (dispositivi di giunto) e verticali (scale, ascensori), affinché siano concepiti e realizzati così da non impedire il libero movimento della sovrastruttura.

#### **C7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**

Il modello matematico dell'edificio deve tener conto della effettiva distribuzione in pianta e in elevazione dei dispositivi dissipativi, per consentire la valutazione esplicita della distribuzione delle forze e delle azioni di progetto nei componenti al sistema dissipativo. I rapporti di rigidezza tra il sistema di dissipazione e la struttura portante sono importanti nel determinare la distribuzione delle forze orizzontali tra l'una e l'altro e il comportamento dinamico dell'insieme. La complessità, inoltre, si accresce in relazione al fatto che la rigidezza delle membrature in c.a. è fortemente condizionata dalla fessurazione, a sua volta funzione del livello di sollecitazione flessionale e

condizionata dalla fessurazione, a sua volta funzione del livello di sollecitazione flessionale e tagliante, dell'entità dello sforzo assiale e della quantità di armatura, e di tali parametri è necessario tener conto almeno in maniera approssimata.

Nella modellazione del sistema di controventamento, occorre portare in conto la deformabilità dei collegamenti alla struttura portante e al dispositivo dissipativo.

#### **C7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO**

Ai fini della valutazione globale delle variazioni di caratteristiche meccaniche da mettere in conto nelle analisi, occorrerà tener conto sia della (bassa) probabilità di occorrenza del terremoto contemporaneamente alle diverse condizioni che determinano tali variazioni, sia della correlazione tra le variazioni dei parametri che definiscono il comportamento meccanico dei diversi dispositivi che compongono il sistema di isolamento, in particolare verificando se le variazioni avvengono con stesso segno o con segno opposto.

L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi-lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema. Per i sistemi quasi lineari l'effetto risulterà tanto maggiore quanto maggiore è la dissipazione di energia. Nel caso di isolatori elastomerici, per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per lo SLU e per lo SLD possono eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidità e di smorzamento, se i valori di deformazione raggiunti per i due livelli di azione sono compresi tra il 50% e il 150%.

La variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura, può richiedere precauzioni diverse in relazione al numero di dispositivi dello stesso tipo che costituiscono il sistema d'isolamento.

Nel caso in cui i dispositivi siano in numero sufficientemente alto, come accade spesso nei sistemi costituiti da isolatori elastomerici, si può assumere nell'analisi il valore medio delle caratteristiche per tutti i dispositivi, essendo scarse le probabilità di una sistematica differenza di caratteristiche in una precisa zona del sistema di isolamento, tale da determinare effetti significativi di eccentricità rigidità-massa.

Nel caso in cui i dispositivi di uno stesso tipo siano presenti in numero limitato, occorre valutare attentamente l'effetto di differenze significative portandole in conto nell'analisi.

La velocità di deformazione (frequenza), nell'intervallo di variabilità del  $\pm 30\%$  del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Più importanti sono le differenze di comportamento tra le

tagliante, dell'entità dello sforzo assiale e della quantità di armatura, e di tali parametri è necessario tener conto almeno in maniera approssimata.

Nella modellazione del sistema di controventamento, occorre portare in conto la deformabilità dei collegamenti alla struttura portante e al dispositivo dissipativo.

#### **C7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO**

Ai fini della valutazione globale delle variazioni di caratteristiche meccaniche da mettere in conto nelle analisi, occorrerà tener conto sia della (bassa) probabilità di occorrenza del terremoto contemporaneamente alle diverse condizioni che determinano tali variazioni, sia della correlazione tra le variazioni dei parametri che definiscono il comportamento meccanico dei diversi dispositivi che compongono il sistema di isolamento, in particolare verificando se le variazioni avvengono con stesso segno o con segno opposto.

L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi-lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema. Per i sistemi quasi lineari l'effetto risulterà tanto maggiore quanto maggiore è la dissipazione di energia. Nel caso di isolatori elastomerici, per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per lo SLU e per lo SLD possono eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidità e di smorzamento, se i valori di deformazione raggiunti per i due livelli di azione sono compresi tra il 50% e il 150%.

La velocità di deformazione (frequenza), nell'intervallo di variabilità del  $\pm 30\%$  del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Più importanti sono le differenze di comportamento tra le

condizioni di esercizio (ad esempio in relazione a spostamenti lenti dovuti a variazioni termiche) e quelle sismiche, differenziandosi le velocità di qualche ordine di grandezza.

La rigidità o la resistenza agli spostamenti orizzontali di alcuni tipi di isolatori dipendono dall'entità degli sforzi verticali agenti simultaneamente agli spostamenti sismici orizzontali. Ciò accade in maniera significativa per gli isolatori a scorrimento e, in misura minore, per gli isolatori elastomerici con basso fattore di forma secondario.

La variabilità della resistenza per attrito può essere direttamente messa in conto nei modelli non lineari, attraverso l'adozione di programmi capaci di variare la resistenza orizzontale in funzione dello sforzo verticale in ciascun isolatore. Per gli isolatori elastomerici con elevati fattori di forma e con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidità orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile.

Il comportamento di un dispositivo secondo una direzione può essere, per alcuni tipi, influenzato dalle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata, per effetti del second'ordine non trascurabili.

Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici.

Gli effetti dell'invecchiamento sono particolarmente significativi per i dispositivi elastomerici. Le variazioni delle loro caratteristiche meccaniche nel tempo possono essere valutate approssimativamente mediante procedure di invecchiamento accelerato.

Una differenza del 20% sulle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento rispetto al valore medio, assunto come valore di progetto, comporta, se si fa riferimento ad un sistema elastico o quasi elastico, una differenza del periodo proprio dell'ordine del 10% e analoghe differenze in termini di accelerazioni sulla struttura.

#### **C7.10.5.2           MODELLAZIONE**

Anche nel caso in cui sia necessario ricorrere all'analisi non lineare, il modello della sovrastruttura e della sottostruttura sarà costituito da elementi a comportamento lineare, essendo assenti o trascurabili le escursioni in campo non lineare della struttura, per quanto specificato in 7.10.5.2 e in 7.10.6.2.1.

In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il comportamento ciclico reale dei dispositivi, così come ricavato dalle prove di qualificazione (v. 11.9).

#### **C7.10.5.3           ANALISI**

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere

condizioni di esercizio (ad esempio in relazione a spostamenti lenti dovuti a variazioni termiche) e quelle sismiche, differenziandosi le velocità di qualche ordine di grandezza.

La rigidità o la resistenza agli spostamenti orizzontali di alcuni tipi di isolatori dipendono dall'entità degli sforzi verticali agenti simultaneamente agli spostamenti sismici orizzontali. Ciò accade in maniera significativa per gli isolatori a scorrimento e, in misura minore, per gli isolatori elastomerici con basso fattore di forma secondario.

Per gli isolatori elastomerici con elevati fattori di forma e con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidità orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile.

Il comportamento di un dispositivo secondo una direzione può essere, per alcuni tipi, influenzato dalle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata, per effetti del second'ordine non trascurabili.

Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici.

Nel piano di manutenzione dei dispositivi antisismici occorre tenere conto degli effetti dell'invecchiamento che, per i dispositivi elastomerici, possono essere particolarmente significativi.

#### **C7.10.5.2           MODELLAZIONE**

Anche nel caso in cui sia necessario ricorrere all'analisi non lineare, il modello della sovrastruttura e della sottostruttura sarà costituito da elementi a comportamento lineare, essendo assenti o trascurabili le escursioni in campo non lineare della struttura, per quanto specificato in 7.10.5.2 e in 7.10.6.2.1.

In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il comportamento ciclico reale dei dispositivi, così come ricavato dalle prove di qualificazione (v. 11.9).

#### **C7.10.5.3           ANALISI**

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere

utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- statica lineare
- dinamica lineare
- dinamica non lineare

L'analisi statica lineare è applicabile solo nei casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. 7.10.5.2) e solo quando sono soddisfatte le condizioni specificate in 7.10.5.3.1, che individuano edifici e ponti di piccole-medie dimensioni con caratteristiche correnti e regolari.

L'analisi dinamica lineare è applicabile in tutti i casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. 7.10.5.2).

L'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il suo comportamento ciclico (v. 7.10.5.2).

Particolare attenzione andrà posta nella scelta dei parametri di smorzamento viscoso del sistema strutturale. Quando la dissipazione nel sistema d'isolamento è affidata esclusivamente a dispositivi con comportamento dipendente dallo spostamento, la matrice di smorzamento andrà definita in modo tale che lo smorzamento viscoso dia un contributo trascurabile alla dissipazione di energia nel movimento del sistema d'isolamento e il corretto contributo, assimilabile a quello della struttura in elevazione operante in campo lineare, nei movimenti della struttura. Per valutare l'influenza della scelta dei parametri dello smorzamento è consigliabile eseguire più analisi variando tali parametri intorno al valore ritenuto più idoneo.

Non è citata l'analisi statica non lineare in quanto, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione dell'analisi statica non lineare non comporterebbe particolari vantaggi nella progettazione della struttura.

Alle costruzioni con sistemi di dissipazione di energia si applicano le prescrizioni del § 7.3 delle NTC, integrate con le indicazioni contenute nei successivi punti.

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di dissipazione di energia possono essere utilizzati i metodi di analisi lineare o non lineare, statica o dinamica previsti nel suddetto punto delle NTC.

La dipendenza del comportamento dei dispositivi da fattori quali la frequenza, la temperatura, l'invecchiamento dei materiali, deve essere tenuta in conto, qualora significativa, effettuando analisi multiple che considerino il comportamento dei dispositivi in corrispondenza dei valori limite dei parametri sopra detti. Le verifiche di

utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- statica lineare
- dinamica lineare
- dinamica non lineare

L'analisi statica lineare è applicabile solo nei casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. 7.10.5.2) e solo quando sono soddisfatte le condizioni specificate in 7.10.5.3.1, che individuano edifici e ponti con caratteristiche correnti e regolari.

L'analisi dinamica lineare è applicabile in tutti i casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. 7.10.5.2).

L'analisi dinamica non lineare del sistema di isolamento può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il suo comportamento ciclico (v. 7.10.5.2).

Particolare attenzione andrà posta nella scelta dei parametri di smorzamento viscoso del sistema strutturale. Quando la dissipazione nel sistema d'isolamento è affidata esclusivamente a dispositivi con comportamento dipendente dallo spostamento, la matrice di smorzamento andrà definita in modo tale che lo smorzamento viscoso dia un contributo trascurabile alla dissipazione di energia nel movimento del sistema d'isolamento e il corretto contributo, assimilabile a quello della struttura in elevazione operante in campo lineare, nei movimenti della struttura. Per valutare l'influenza della scelta dei parametri dello smorzamento è consigliabile eseguire più analisi variando tali parametri intorno al valore ritenuto più idoneo.

Non è citata l'analisi statica non lineare in quanto, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione dell'analisi statica non lineare non comporterebbe particolari vantaggi nella progettazione della struttura.

Per le costruzioni con sistemi di dissipazione di energia le prescrizioni del § 7.3 delle NTC, integrate con le indicazioni contenute nei successivi punti possono costituire un utile riferimento.

La dipendenza del comportamento dei dispositivi da fattori quali la frequenza, la temperatura, l'invecchiamento dei materiali, può essere tenuta in conto, qualora significativa, effettuando analisi multiple che considerino il comportamento dei dispositivi in corrispondenza dei valori limite dei parametri sopra detti. Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei componenti del sistema dissipativo saranno

sicurezza degli elementi strutturali e dei componenti del sistema dissipativo saranno riferite alla risposta più gravosa ottenuta dall'analisi multipla.

Per l'effettuazione delle verifiche agli SLU occorre, in generale, effettuare due serie di analisi. Per le verifiche della struttura le sollecitazioni saranno calcolate con riferimento alle azioni valide per lo **SLV**, per le verifiche dei dispositivi si farà riferimento alle azioni valide per lo **SLC**.

Nella valutazione dei risultati delle analisi, particolare attenzione andrà posta alla determinazione del numero di cicli di grande ampiezza cui sono soggetti i dispositivi, al fine di definire correttamente il programma delle prove di qualificazione e accettazione dei dispositivi stessi (v. §11.9 e relativi commenti in circolare).

#### C7.10.5.3.1 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M/K_{esi}} \quad [C7.10.5.1]$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K<sub>esi</sub> è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d<sub>dc</sub> verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione (equazione [7.10.2] della norma):

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad [C7.10.5.2]$$

In cui S<sub>e</sub>(T<sub>is</sub>, ξ<sub>esi</sub>) è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e K<sub>esi,min</sub> è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in 10.7.1.

Anche quando non sussistono le condizioni per la sua applicabilità, l'analisi statica lineare è un ottimo ausilio per la progettazione del sistema di isolamento e dei principali elementi strutturali ed i suoi risultati possono fornire utili indicazioni sull'impostazione generale del progetto e sui risultati ottenuti con analisi più sofisticate. Si consiglia di

riferite alla risposta più gravosa ottenuta dall'analisi multipla.

Per l'effettuazione delle verifiche agli SLU occorre, in generale, effettuare due serie di analisi. Per le verifiche della struttura le sollecitazioni saranno calcolate con riferimento alle azioni valide per lo **SLV**, per le verifiche dei dispositivi si farà riferimento alle azioni valide per lo **SLC**.

Nella valutazione dei risultati delle analisi, particolare attenzione andrà posta alla determinazione del numero di cicli di grande ampiezza cui sono soggetti i dispositivi, al fine di definire correttamente il programma delle prove di qualificazione e accettazione dei dispositivi stessi (v. §11.9 e relativi commenti in circolare).

#### C7.10.5.3.1 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M/K_{esi}} \quad [C7.10.5.1]$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K<sub>esi</sub> è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d<sub>dc</sub> verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione (equazione [7.10.2] della norma):

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad [C7.10.5.2]$$

In cui S<sub>e</sub>(T<sub>is</sub>, ξ<sub>esi</sub>) è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e K<sub>esi,min</sub> è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in 10.7.1.

Anche quando non sussistono le condizioni per la sua applicabilità, l'analisi statica lineare è un ottimo ausilio per la progettazione del sistema di isolamento e dei principali elementi strutturali ed i suoi risultati possono fornire utili indicazioni sull'impostazione generale del progetto e sui risultati ottenuti con analisi più sofisticate soprattutto nei

eseguirli sempre, almeno nei passi relativi alla verifica del sistema di isolamento e alla valutazione del taglio alla base.

#### C7.10.5.3.2 ANALISI LINEARE DINAMICA

La matrice di smorzamento, in caso di integrazione diretta delle equazioni del moto (analisi con accelerogrammi), può essere definita, se non si può determinarla direttamente, con la classica formulazione:

$$C = \alpha M + \beta K \quad [C7.10.5.3]$$

con:

$$\alpha = 4 \pi (\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1) / (T_2^2 - T_1^2) \quad [C7.10.5.4]$$

$$\beta = [(T_1 T_2) / \pi] [(\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1) / (T_2^2 - T_1^2)] \quad [C7.10.5.5]$$

$\xi$  = valore dello smorzamento che si vuole attribuire ai modi principali, mentre  $T_1$  e  $T_2$  definiscono il range di periodi per il quale si vuole che lo smorzamento sia all'incirca pari a  $\xi$  (con valore esatto agli estremi dell'intervallo).

Si possono adottare due diverse strategie nel fissare i parametri  $\xi_1, T_1, \xi_2, T_2$ :

- Assumere  $T_1$  circa pari a quello della struttura a base fissa e  $T_2$  circa pari a quello della struttura isolata (in caso di modello 3D si hanno tre periodi di isolamento);
- Assumere  $T_1$  e  $T_2$  estremi dell'intervallo di periodi in cui si situano i tre periodi di isolamento del modello 3D.

Per scegliere nella maniera più opportuna occorre tener conto dello smorzamento risultante per gli altri modi di vibrare dall'adozione dei coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  tarati su due soli modi, ricavabile con la formula seguente:

$$\xi_i = 0.5 [(\alpha T_i)/(2\pi) + (2\pi\beta)/(T_i)] \quad [C7.10.5.6]$$

### C7.10.6 VERIFICHE

#### C7.10.6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo **SLV** fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello **SLD**.

Ovviamente la condizione da rispettare allo **SLD** relativa agli spostamenti di interpiano, si applica solo agli edifici. In generale gli edifici con isolamento sismico subiscono spostamenti interpiano decisamente minori rispetto agli edifici convenzionali, grazie alla forte riduzione dell'ordinata spettrale legata all'incremento del periodo proprio e dello smorzamento, riduzione che può risultare dell'ordine di 4-5 volte e anche più. Per questo negli edifici con isolamento sismico i limiti da rispettare, pur ridotti ai 2/3 dei

passi relativi alla verifica del sistema di isolamento e alla valutazione del taglio alla base.

#### C7.10.5.3.2 ANALISI LINEARE DINAMICA

La matrice di smorzamento, in caso di integrazione diretta delle equazioni del moto (analisi con accelerogrammi), può essere definita, se non si può determinarla direttamente, con la classica formulazione:

$$C = \alpha M + \beta K \quad [C7.10.5.3]$$

con:

$$\alpha = 4 \pi (\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1) / (T_2^2 - T_1^2) \quad [C7.10.5.4]$$

$$\beta = [(T_1 T_2) / \pi] [(\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1) / (T_2^2 - T_1^2)] \quad [C7.10.5.5]$$

$\xi$  = valore dello smorzamento che si vuole attribuire ai modi principali, mentre  $T_1$  e  $T_2$  definiscono il range di periodi per il quale si vuole che lo smorzamento sia all'incirca pari a  $\xi$  (con valore esatto agli estremi dell'intervallo).

Si possono adottare due diverse strategie nel fissare i parametri  $\xi_1, T_1, \xi_2, T_2$ :

- Assumere  $T_1$  circa pari a quello della struttura a base fissa e  $T_2$  circa pari a quello della struttura isolata (in caso di modello 3D si hanno tre periodi di isolamento);
- Assumere  $T_1$  e  $T_2$  estremi dell'intervallo di periodi in cui si situano i tre periodi di isolamento del modello 3D.

Per scegliere nella maniera più opportuna occorre tener conto dello smorzamento risultante per gli altri modi di vibrare dall'adozione dei coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  tarati su due soli modi, ricavabile con la formula seguente:

$$\xi_i = 0.5 [(\alpha T_i)/(2\pi) + (2\pi\beta)/(T_i)] \quad [C7.10.5.6]$$

### C7.10.6 VERIFICHE

#### C7.10.6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo **SLV** fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello **SLD**.

Ovviamente la condizione da rispettare allo **SLD** relativa agli spostamenti di interpiano, si applica solo agli edifici. In generale gli edifici con isolamento sismico subiscono spostamenti interpiano decisamente minori rispetto agli edifici convenzionali, grazie alla forte riduzione dell'ordinata spettrale legata all'incremento del periodo proprio e dello smorzamento, riduzione che può risultare dell'ordine di 4-5 volte e anche più. Per questo negli edifici con isolamento sismico i limiti da rispettare, pur ridotti ai 2/3 dei

limiti utilizzati per gli edifici convenzionali, garantiscono un livello di protezione maggiore anche agli elementi non strutturali.

La presenza di spostamenti residui, ad esempio derivanti da plasticizzazioni più o meno estese degli elementi base, nel caso di sistemi a comportamento non lineare, non deve, in generale, portare né a malfunzionamenti del sistema d'isolamento, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio dell'edificio.

Il comportamento quasi-elastico degli isolatori in gomma garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non necessariamente immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni pre-sisma, senza necessità di verifiche apposite.

Date le modalità di funzionamento di una struttura con isolamento alla base, possono verificarsi spostamenti relativi non trascurabili (qualche centimetro) tra la sovrastruttura e le parti fisse (sottostruttura, terreno, costruzioni adiacenti), anche per le azioni sismiche relative allo SLD. Tali spostamenti porterebbero a danni alle connessioni, se queste non vengono esplicitamente progettate per sostenerli ed alle tubazioni rigide tipicamente adottate nella transizione tra edifici fissi alla base e terreno (o altre costruzioni o parti strutturali). Occorre, perciò, prestare particolare attenzione ai dettagli degli impianti, soprattutto delle condutture, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti. Per queste ultime occorre adottare delle giunzioni flessibili e comunque che permettano di subire spostamenti dell'entità detta, senza determinare danni e perdite.

Si raccomanda di valutare, di caso in caso, l'opportunità di elevare la protezione degli impianti, riferendola al terremoto di progetto allo SLV, come già richiesto in 7.10.6.2.1 per le costruzioni di classe IV, o comunque a un'azione di intensità superiore a quella dello SLD.

È auspicabile che i dispositivi dissipativi possano esplicare la loro funzione dissipativa anche per le azioni orizzontali relative allo SLD, senza però comprometterne le prestazioni allo SLC. La presenza di spostamenti residui, derivanti da plasticizzazioni nei dispositivi dissipativi a comportamento non lineare, non deve portare né a malfunzionamenti del sistema di dissipazione, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio della costruzione.

Gli edifici rinforzati mediante inserimento di dispositivi dissipativi che potrebbero giungere a rottura per un numero non elevato di cicli (es. smorzatori di tipo elastoplastico) devono resistere in campo elastico alle altre azioni di progetto, al fine di evitare rotture premature dovute a fatica.

#### **C7.10.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

##### *C7.10.6.2.1 VERIFICHE ALLO SLV*

Di seguito si forniscono alcune indicazioni per gli edifici isolati alla base.

limiti utilizzati per gli edifici convenzionali, garantiscono un livello di protezione maggiore anche agli elementi non strutturali.

La presenza di spostamenti residui, ad esempio derivanti da plasticizzazioni più o meno estese degli elementi base, nel caso di sistemi a comportamento non lineare, non deve, in generale, portare né a malfunzionamenti del sistema d'isolamento, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio dell'edificio.

Il comportamento quasi-elastico degli isolatori in gomma garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non necessariamente immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni pre-sisma, senza necessità di verifiche apposite.

Date le modalità di funzionamento di una struttura con isolamento alla base, possono verificarsi spostamenti relativi non trascurabili (qualche centimetro) tra la sovrastruttura e le parti fisse (sottostruttura, terreno, costruzioni adiacenti), anche per le azioni sismiche relative allo SLD. Tali spostamenti porterebbero a danni alle connessioni, se queste non vengono esplicitamente progettate per sostenerli ed alle tubazioni rigide tipicamente adottate nella transizione tra edifici fissi alla base e terreno (o altre costruzioni o parti strutturali). Occorre, perciò, prestare particolare attenzione ai dettagli degli impianti, soprattutto delle condutture, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti. Per queste ultime occorre adottare delle giunzioni flessibili e comunque che permettano di subire spostamenti dell'entità detta, senza determinare danni e perdite.

Si raccomanda di valutare, di caso in caso, l'opportunità di elevare la protezione degli impianti, riferendola al terremoto di progetto allo SLV, come già richiesto in 7.10.6.2.1 per le costruzioni di classe IV, o comunque a un'azione di intensità superiore a quella dello SLD.

È auspicabile che i dispositivi dissipativi possano esplicare la loro funzione dissipativa anche per le azioni orizzontali relative allo SLD, senza però comprometterne le prestazioni allo SLC. La presenza di spostamenti residui, derivanti da plasticizzazioni nei dispositivi dissipativi a comportamento non lineare, non deve portare né a malfunzionamenti del sistema di dissipazione, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio della costruzione.

Gli edifici rinforzati mediante inserimento di dispositivi dissipativi che potrebbero giungere a rottura per un numero non elevato di cicli (es. smorzatori di tipo elastoplastico) devono resistere in campo elastico alle altre azioni di progetto, al fine di evitare rotture premature dovute a fatica.

#### **C7.10.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

##### *C7.10.6.2.1 VERIFICHE ALLO SLV*

Di seguito si forniscono alcune indicazioni per gli edifici isolati alla base.

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che la sottostruttura rimanga in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto. Le forze d'inerzia rispetto alle quali occorre verificare gli elementi della sottostruttura saranno quelle trasmesse dalla sovrastruttura, attraverso il sistema di isolamento, e quelle direttamente agenti su di essa. Queste ultime, nel caso in cui la sottostruttura sia estremamente rigida ed abbia modi di vibrare con periodo di oscillazione inferiore a 0,05 s, dunque in sostanziale assenza di amplificazioni, potranno essere calcolate applicando direttamente la massima accelerazione del terreno alle masse della sottostruttura.

In virtù della bassa probabilità che i massimi delle sollecitazioni indotte nella sottostruttura dalle forze d'inerzia sulla sovrastruttura e dalle forze d'inerzia direttamente applicate alla sottostruttura siano contemporanei, si può applicare la regola di combinazione della radice quadrata della somma dei quadrati, anche nel caso in cui le sollecitazioni prodotte dai due sistemi di forze d'inerzia (sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura) siano calcolate separatamente mediante analisi statiche.

Per evitare danneggiamenti significativi della sovrastruttura, le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere determinate a partire da quelle ottenute dal calcolo, nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico lineare, utilizzando un fattore di comportamento pari a 1,5.

Le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipative, cui si riferisce la norma, sono, ad esempio, gli elementi di connessione alla struttura (bulloni, piastre, etc.), le piastre cui sono attaccate le superfici di scorrimento degli isolatori in acciaio-PTFE, il cilindro e lo stelo di un dispositivo viscoso, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo elasto-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro), etc.

Gli edifici di classe d'uso IV debbono mantenere la loro piena funzionalità anche dopo un terremoto violento. Per i loro impianti, pertanto, si richiede che vengano rispettati i requisiti di assenza di danni nelle connessioni anche per il terremoto di progetto allo SLV.

#### C7.10.6.2.2 VERIFICHE ALLO SLC

La verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento realizza il requisito enunciato in precedenza, riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema d'isolamento. Lo spostamento  $d_2$ , che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV e forma spettrale diversa. Ciò implica la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare.

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che la sottostruttura rimanga in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto. Le forze d'inerzia rispetto alle quali occorre verificare gli elementi della sottostruttura saranno quelle trasmesse dalla sovrastruttura, attraverso il sistema di isolamento, e quelle direttamente agenti su di essa. Queste ultime, nel caso in cui la sottostruttura sia estremamente rigida ed abbia modi di vibrare con periodo di oscillazione inferiore a 0,05 s, dunque in sostanziale assenza di amplificazioni, potranno essere calcolate applicando direttamente la massima accelerazione del terreno alle masse della sottostruttura.

In virtù della bassa probabilità che i massimi delle sollecitazioni indotte nella sottostruttura dalle forze d'inerzia sulla sovrastruttura e dalle forze d'inerzia direttamente applicate alla sottostruttura siano contemporanei, si può applicare la regola di combinazione della radice quadrata della somma dei quadrati, anche nel caso in cui le sollecitazioni prodotte dai due sistemi di forze d'inerzia (sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura) siano calcolate separatamente mediante analisi statiche.

Per evitare danneggiamenti significativi della sovrastruttura, le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere determinate a partire da quelle ottenute dal calcolo, nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico lineare, utilizzando un fattore di comportamento pari a 1,5.

Le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipative, cui si riferisce la norma, sono, ad esempio, gli elementi di connessione alla struttura (bulloni, piastre, etc.), le piastre cui sono attaccate le superfici di scorrimento degli isolatori in acciaio-PTFE, il cilindro e lo stelo di un dispositivo viscoso, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo elasto-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro), etc.

Gli edifici di classe d'uso IV debbono mantenere la loro piena funzionalità anche dopo un terremoto violento. Per i loro impianti, pertanto, si richiede che vengano rispettati i requisiti di assenza di danni nelle connessioni anche per il terremoto di progetto allo SLV.

#### C7.10.6.2.2 VERIFICHE ALLO SLC

La verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento realizza il requisito enunciato in precedenza, riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema d'isolamento. Lo spostamento  $d_2$ , che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV e forma spettrale diversa. Ciò implica la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare.

Per gli impianti pericolosi, in particolare per le condutture del gas, la verifica delle capacità delle giunzioni di sopportare senza danno (e dunque senza perdite di fluidi) gli spostamenti relativi va obbligatoriamente riferita alle azioni sismiche relative allo SLC, in relazione all'alto rischio che essi implicano e che, in caso di rottura, può portare la struttura al collasso o creare condizioni di pericolo per la vita umana.

#### **C7.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**

Il ruolo cruciale svolto dal sistema di isolamento richiede una speciale attenzione sia nella progettazione e realizzazione dei dispositivi, sia nella loro posa in opera, sia, infine, negli aspetti manutentivi e in quelli relativi alla loro eventuale sostituzione.

#### **C7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**

È auspicabile che il collaudatore abbia specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di strutture con isolamento sismico, o attraverso corsi universitari o di specializzazione universitaria.

Oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, devono osservarsi le indicazioni di seguito riportate:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore dei dispositivi, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

In relazione all'importanza di assicurare la totale libertà di spostamento orizzontale della sovrastruttura (ossia della parte isolata), ai fini del corretto funzionamento dell'isolamento sismico, particolare attenzione andrà posta nel verificare tale condizione nelle ispezioni di collaudo. Oltre all'assenza di connessioni strutturali, è importante verificare che non ci siano elementi non strutturali, impianti o contatto con il terreno circostante che possano creare impedimento al movimento della sovrastruttura.

Per gli impianti pericolosi, in particolare per le condutture del gas, la verifica delle capacità delle giunzioni di sopportare senza perdite di fluidi gli spostamenti relativi va obbligatoriamente riferita alle azioni sismiche relative allo SLC, in relazione all'alto rischio che essi implicano e che, in caso di rottura, può portare la struttura al collasso o creare condizioni di pericolo per la vita umana.

#### **C7.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**

#### **C7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**

È auspicabile che il collaudatore abbia specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di strutture con isolamento sismico, o attraverso corsi universitari o di specializzazione universitaria.

Oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, devono osservarsi le indicazioni di seguito riportate:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore dei dispositivi, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

In relazione all'importanza di assicurare la totale libertà di spostamento orizzontale della sovrastruttura (ossia della parte isolata), ai fini del corretto funzionamento dell'isolamento sismico, particolare attenzione andrà posta nel verificare tale condizione nelle ispezioni di collaudo. Oltre all'assenza di connessioni strutturali, è importante verificare che non ci siano elementi non strutturali, impianti o contatto con il terreno circostante che possano creare impedimento al movimento della sovrastruttura.

**C7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

La progettazione delle opere e dei sistemi geotecnici in presenza di azioni sismiche si esegue rispettando, in modo integrato, le prescrizioni contenute nel Cap. 6 delle NTC relative alle azioni statiche e quelle specifiche fornite nel presente §7.11 per le azioni sismiche

**C7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SLV) devono essere effettuate adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti parziali del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. A quest'ultimo fine, devono essere impiegati i valori dei coefficienti  $\gamma_R$  riportati nel presente Cap. 7. Nel caso in cui non fossero espressamente indicati, si fa riferimento ai valori di  $\gamma_R$  indicati nel Cap. 6.

**C7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituiscono un insieme di attività riguardanti unitariamente la progettazione geotecnica, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Ne consegue che la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici costituisce la necessaria integrazione di quella illustrata nel Cap. 6 delle NTC per la progettazione in condizioni statiche ed è finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo secondo le necessità della progettazione sismica. Pertanto, anche in presenza di azioni sismiche, il progetto deve articolarsi nelle fasi prescritte nel §6.2 delle NTC, comprendendo anche tutti gli elementi necessari per tenere conto degli aspetti sismici.

**C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO****C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Nella definizione delle azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione, sia in elevazione, il progettista deve svolgere un'analisi della risposta sismica locale, cioè una valutazione delle modificazioni del segnale sismico, rispetto a quanto atteso sulla base delle indicazioni riportate al paragrafo 3.2 in merito alla pericolosità sismica di base, dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa del terreno compreso nel volume significativo. A questo fine, sono disponibili diversi strumenti per studiare gli effetti della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, basati in genere su metodi di analisi numerica, lineare e non, riferiti a problemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali.

**C7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

La progettazione delle opere e dei sistemi geotecnici in presenza di azioni sismiche si esegue rispettando, in modo integrato, le prescrizioni contenute nel Cap. 6 delle NTC relative alle azioni statiche e quelle specifiche fornite nel presente §7.11 per le azioni sismiche

**C7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SLV) devono essere effettuate adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti parziali del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. A quest'ultimo fine, devono essere impiegati i valori dei coefficienti  $\gamma_R$  riportati nel presente Cap. 7. Nel caso in cui non fossero espressamente indicati, si fa riferimento ai valori di  $\gamma_R$  indicati nel Cap. 6.

**C7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituiscono un insieme di attività riguardanti unitariamente la progettazione geotecnica, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Ne consegue che la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici costituisce la necessaria integrazione di quella illustrata nel Cap. 6 delle NTC per la progettazione in condizioni statiche ed è finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo secondo le necessità della progettazione sismica. Pertanto, anche in presenza di azioni sismiche, il progetto deve articolarsi nelle fasi prescritte nel §6.2 delle NTC, comprendendo anche tutti gli elementi necessari per tenere conto degli aspetti sismici.

**C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO****C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Nella definizione delle azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione, sia in elevazione, il progettista deve svolgere un'analisi della risposta sismica locale, cioè una valutazione delle modificazioni del segnale sismico, rispetto a quanto atteso sulla base delle indicazioni riportate al paragrafo 3.2 in merito alla pericolosità sismica di base, dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa del terreno compreso nel volume significativo. A questo fine, sono disponibili diversi strumenti per studiare gli effetti della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, basati in genere su metodi di analisi numerica, lineare e non, riferiti a problemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali.

Mentre nelle analisi monodimensionali è possibile tenere conto soltanto degli effetti dell'amplificazione stratigrafica, nelle analisi condotte in condizioni bi-tridimensionali è possibile tenere conto, congiuntamente, sia dell'amplificazione stratigrafica, sia dell'amplificazione morfologica (superficiale e/o profonda) del sito.

Nel caso in cui il volume significativo di terreno sia caratterizzato da situazioni stratigrafiche tipiche e ben definite, cui corrispondano anche prefissati campi di variazione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, le norme offrono la possibilità di studiare la risposta sismica locale con un procedimento semplificato che permette di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione  $a_{max}=S_s \cdot a_g$ , dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica. Analogamente, per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III delle NTC, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata con metodi semplificati, utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ .

#### C7.11.3.1.1 INDAGINI SPECIFICHE

In aggiunta alle indagini in sito e alle prove di laboratorio necessarie per l'identificazione dei modelli geotecnici di sottosuolo in condizioni statiche, per la progettazione in presenza di azioni sismiche le indagini e le prove devono comprendere l'accertamento della profondità e della conformazione del substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi richiedono, inoltre, un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o di intervento, e della procedura di analisi che intende adottare. In particolare, è fortemente raccomandata l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione. Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi. A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere le prove Cross-Hole, le prove Down-Hole, le prove SASW, le prove MASW, le prove eseguite con il dilatometro sismico (SDMT) e con il penetrometro sismico SCPT, ecc.; le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna

Mentre nelle analisi monodimensionali è possibile tenere conto soltanto degli effetti dell'amplificazione stratigrafica, nelle analisi condotte in condizioni bi-tridimensionali è possibile tenere conto, congiuntamente, sia dell'amplificazione stratigrafica, sia dell'amplificazione morfologica (superficiale e/o profonda) del sito.

Nel caso in cui il volume significativo di terreno sia caratterizzato da situazioni stratigrafiche tipiche e ben definite, cui corrispondano anche prefissati campi di variazione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, le norme offrono la possibilità di studiare la risposta sismica locale con un procedimento semplificato che permette di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione  $a_{max}=S_s \cdot a_g$ , dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica. Analogamente, per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III delle NTC, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata con metodi semplificati, utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ .

#### C7.11.3.1.1 INDAGINI SPECIFICHE

In aggiunta alle indagini in sito e alle prove di laboratorio necessarie per l'identificazione dei modelli geotecnici di sottosuolo in condizioni statiche, per la progettazione in presenza di azioni sismiche le indagini e le prove devono comprendere l'accertamento della profondità e della conformazione del substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi richiedono, inoltre, un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o di intervento, e della procedura di analisi che intende adottare. In particolare, è auspicabile l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione. Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi. A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere le prove Cross-Hole, le prove Down-Hole, le prove SASW, le prove MASW, le prove eseguite con il dilatometro sismico (SDMT) e con il penetrometro sismico SCPT, ecc.; le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante,

risonante, prove triassiali cicliche, ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione.

#### *C7.11.3.1.2 ANALISI NUMERICHE DI RISPOSTA SISMICA LOCALE*

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione della azione sismica). In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni:

- scelta della schematizzazione geometrica del problema;
- definizione del modello geotecnico di sottosuolo;
- definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;
- scelta della procedura di analisi.

##### *C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo*

La schematizzazione geometrica monodimensionale è la più semplice ai fini delle analisi; a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su un substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s.

Qualora il piano di campagna o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione a causa di assetti morfologici e stratigrafici complessi debbono essere valutate schematizzazioni che consentano una rappresentazione adeguata degli effetti della morfologia superficiale e dell'assetto stratigrafico del sito, attraverso una modellazione numerica più raffinata.

Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi. Tale scelta è strettamente connessa al legame costitutivo adottato per rappresentare nel modello numerico la risposta meccanica del terreno.

##### *C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso*

Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno rappresentative dello scuotimento sismico atteso su un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A e classe topografica T1 descritte nel § 3.2.2 delle NTC).

Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, nelle analisi di risposta sismica locale, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, non è consentito usare

prove triassiali cicliche, ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione.

#### *C7.11.3.1.2 ANALISI NUMERICHE DI RISPOSTA SISMICA LOCALE*

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione della azione sismica). In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni:

- scelta della schematizzazione geometrica del problema;
- definizione del modello geotecnico di sottosuolo;
- definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;
- scelta della procedura di analisi.

##### *C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo*

La schematizzazione geometrica monodimensionale è la più semplice ai fini delle analisi; a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su un substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s.

Qualora il piano di campagna o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione a causa di assetti morfologici e stratigrafici complessi debbono essere valutate schematizzazioni che consentano una rappresentazione adeguata degli effetti della morfologia superficiale e dell'assetto stratigrafico del sito, attraverso una modellazione numerica più raffinata.

Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi.

##### *C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso*

Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno rappresentative dello scuotimento sismico atteso su un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A e classe topografica T1 descritte nel § 3.2.2 delle NTC).

Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, nelle analisi di risposta sismica locale, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, non è consentito usare

accelerogrammi artificiali. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia poiché gli spettri di risposta di progetto, su cui essi sono calibrati, sono ottenuti da involucri di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, l'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica locale può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica solo un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidità e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma, il terreno modifica la propria rigidità e le caratteristiche di smorzamento, adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidità e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero e la conseguente risposta sismica risulta falsata.

Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere impiegati accelerogrammi registrati. È ammesso tuttavia l'uso di accelerogrammi sintetici, purché siano generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata attingendo da archivi nazionali o internazionali accreditati, disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Nella selezione degli accelerogrammi registrati occorre anche tenere conto del contesto geologico e delle caratteristiche geotecniche dei siti ove sono ubicate le stazioni accelerometriche di registrazione. Idealmente essi dovrebbero essere caratterizzati da substrato roccioso affiorante e superficie topografica orizzontale. Inoltre è opportuno utilizzare registrazioni in campo libero ed evitare la selezione di accelerogrammi registrati all'interno di edifici o altre tipologie di strutture. Ulteriori dettagli sui criteri di scelta degli accelerogrammi registrati sono riportati nel § C3.2.3.6 delle NTC. È inoltre raccomandabile effettuare analisi di risposta sismica locale utilizzando un numero adeguato di segnali (almeno 7 come richiamato in diversi punti delle NTC). Ciò è relativamente agevole, considerata l'ampia disponibilità di registrazioni accelerometriche di terremoti reali.

Benché le NTC prescrivano che il requisito della spettro-compatibilità debba essere soddisfatto rispetto allo spettro di risposta medio di un insieme di accelerogrammi, è opportuno evitare l'utilizzo di segnali individuali il cui spettro di risposta presenti uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di riferimento superiore al 30% questo per evitare l'adozione di accelerogrammi rappresentativi di una domanda

accelerogrammi artificiali. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia poiché gli spettri di risposta di progetto, su cui essi sono calibrati, sono ottenuti da involucri di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, l'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica locale può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica solo un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidità e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma, il terreno modifica la propria rigidità e le caratteristiche di smorzamento, adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidità e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero e la conseguente risposta sismica risulta falsata.

Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere impiegati accelerogrammi registrati. È ammesso tuttavia l'uso di accelerogrammi sintetici, purché siano generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata attingendo da archivi nazionali o internazionali accreditati, disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Nella selezione degli accelerogrammi registrati occorre anche tenere conto del contesto geologico e delle caratteristiche geotecniche dei siti ove sono ubicate le stazioni accelerometriche di registrazione. Idealmente essi dovrebbero essere caratterizzati da substrato roccioso affiorante e superficie topografica orizzontale. Inoltre è opportuno utilizzare registrazioni in campo libero ed evitare la selezione di accelerogrammi registrati all'interno di edifici o altre tipologie di strutture. Ulteriori dettagli sui criteri di scelta degli accelerogrammi registrati sono riportati nel § C3.2.3.6 delle NTC. È inoltre raccomandabile effettuare analisi di risposta sismica locale utilizzando un numero adeguato di segnali (almeno 7 come richiamato in diversi punti delle NTC). Ciò è relativamente agevole, considerata l'ampia disponibilità di registrazioni accelerometriche di terremoti reali.

Benché le NTC prescrivano che il requisito della spettro-compatibilità debba essere soddisfatto rispetto allo spettro di risposta medio di un insieme di accelerogrammi, è opportuno evitare l'utilizzo di segnali individuali il cui spettro di risposta presenti uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di riferimento superiore al 30% questo per evitare l'adozione di accelerogrammi rappresentativi di una domanda

sismica troppo severa. Tali accelerogrammi potrebbero infatti determinare, sulla struttura o sul sistema geotecnico oggetto dell'analisi, effetti di non linearità eccessivamente pronunciati e incompatibili con l'effettiva pericolosità sismica del sito. Per motivi analoghi, è opportuno selezionare storie temporali che soddisfino l'ulteriore vincolo di compatibilità in media con l'accelerazione massima ( $a_g$ ) prescritta per il sito in esame dallo studio di pericolosità sismica di base

#### ***C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi***

Le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate a diversi livelli di raffinatezza, in relazione all'importanza dell'opera e/o dell'intervento, e alla complessità del problema in esame.

Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi sono generalmente eseguite in termini di tensioni totali, risolvendo la non linearità con un approccio lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bidimensionali e forniscono i profili o le isolinee di accelerazione massima, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in prefissati punti del dominio. L'analisi non permette la valutazione delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel terreno, in quanto essa è condotta facendo riferimento ad un modello elastico. Inoltre, essendo svolte in termini di tensioni totali, nel caso di terreni saturi, le analisi non permettono la valutazione della variazione delle pressioni interstiziali e delle tensioni efficaci. Le analisi semplificate risultano poco accurate nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assume un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidità). Per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%, soprattutto in presenza di terreni molto deformabili, è quindi opportuno non utilizzare l'approccio lineare equivalente e riferirsi a leggi costitutive maggiormente rappresentative del comportamento meccanico del terreno.

Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Affinché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento non lineare e isteretico dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. In queste condizioni è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;

sismica troppo severa. Tali accelerogrammi potrebbero infatti determinare, sulla struttura o sul sistema geotecnico oggetto dell'analisi, effetti di non linearità eccessivamente pronunciati e incompatibili con l'effettiva pericolosità sismica del sito. Per motivi analoghi, è opportuno selezionare storie temporali che soddisfino l'ulteriore vincolo di compatibilità in media con l'accelerazione massima ( $a_g$ ) prescritta per il sito in esame dallo studio di pericolosità sismica di base

#### ***C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi***

Le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate a diversi livelli di raffinatezza, in relazione all'importanza dell'opera e/o dell'intervento, e alla complessità del problema in esame.

Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi sono generalmente eseguite in termini di tensioni totali, risolvendo la non linearità con un approccio lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bidimensionali e forniscono i profili o le isolinee di accelerazione massima, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in prefissati punti del dominio. L'analisi non permette la valutazione delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel terreno, in quanto essa è condotta facendo riferimento ad un modello elastico. Inoltre, essendo svolte in termini di tensioni totali, nel caso di terreni saturi, le analisi non permettono la valutazione della variazione delle pressioni interstiziali e delle tensioni efficaci. Le analisi semplificate risultano poco accurate nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assume un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidità). Per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%, soprattutto in presenza di terreni molto deformabili, è quindi opportuno non utilizzare l'approccio lineare equivalente e riferirsi a leggi costitutive maggiormente rappresentative del comportamento meccanico del terreno.

Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Affinché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento non lineare e isteretico dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. In queste condizioni è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;

- redistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un numero elevato di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni, e implica perciò una campagna di indagine specifica, da definire caso per caso.

#### **C7.11.3.2**

#### **C7.11.3.3**

#### **C7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE**

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

Le NTC, innanzitutto, fissano i casi in cui è possibile omettere la verifica a liquefazione. E' sufficiente che si verifichi almeno una delle quattro condizioni indicate nel §7.11.3.4.2 affinché si possa omettere l'esecuzione di tale verifica.

*Se la condizione relativa alla severità della azione sismica non è soddisfatta (e cioè se le accelerazioni massime attese al piano campagna in campo libero sono superiori a 0,1g), le NTC prescrivono degli approfondimenti delle indagini geotecniche finalizzati a verificare il manifestarsi o meno delle altre tre condizioni.*

Nei metodi di analisi avanzata si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche.

Le metodologie di carattere semi-empirico permettono sia verifiche di tipo puntuale, sia verifiche di tipo globale.

Nelle analisi puntuali, la sicurezza alla liquefazione è valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione,  $CRR = \tau_f / \sigma'_{v0}$ , e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica,  $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$ , in cui con  $\sigma'_{v0}$  si intende la tensione efficace verticale agente alla profondità considerata prima dell'evento sismico. La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata,  $\tau_{max}$ , che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione,  $CRR$ , può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito. La

- redistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un numero elevato di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni, e implica perciò una campagna di indagine specifica, da definire caso per caso.

#### **C7.11.3.2**

#### **C7.11.3.3**

#### **C7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE**

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

Le NTC, innanzitutto, fissano i casi in cui è possibile omettere la verifica a liquefazione. E' sufficiente che si verifichi almeno una delle quattro condizioni indicate nel §7.11.3.4.2 affinché si possa omettere l'esecuzione di tale verifica.

*Se la condizione relativa alla severità della azione sismica non è soddisfatta (e cioè se le accelerazioni massime attese al piano campagna in campo libero sono superiori a 0,1g), le NTC prescrivono degli approfondimenti delle indagini geotecniche finalizzati a verificare il manifestarsi o meno delle altre tre condizioni.*

Nei metodi di analisi avanzata si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche.

Le metodologie di carattere semi-empirico permettono sia verifiche di tipo puntuale, sia verifiche di tipo globale.

Nelle analisi puntuali, la sicurezza alla liquefazione è valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione,  $CRR = \tau_f / \sigma'_{v0}$ , e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica,  $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$ , in cui con  $\sigma'_{v0}$  si intende la tensione efficace verticale agente alla profondità considerata prima dell'evento sismico. La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata,  $\tau_{max}$ , che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione,  $CRR$ , può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito. La

verifica è effettuata utilizzando abachi di letteratura che riportano, in ordinata, la sollecitazione ciclica  $CSR$  e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito (ad esempio da prove penetrometriche statiche o dinamiche o da misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ ). Negli abachi, una curva separa gli stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

Nelle verifiche globali, si valutano preliminarmente i profili della sollecitazione e della resistenza ciclica,  $CSR$  e  $CRR$ , e si valuta, per l'intervallo di profondità in esame, il potenziale di liquefazione,  $I_L$ , funzione dell'area racchiusa tra i due profili. La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica deve essere eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

#### **C7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII**

Il comportamento dei pendii durante un evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

I metodi per l'analisi di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere suddivisi in tre categorie principali, in ordine di complessità crescente:

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- metodi di analisi dinamica avanzata

Per i pendii naturali le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni e delle azioni. In altre parole, tutti i coefficienti parziali sono assunti unitari.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di

verifica è effettuata utilizzando abachi di letteratura che riportano, in ordinata, la sollecitazione ciclica  $CSR$  e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito (ad esempio da prove penetrometriche statiche o dinamiche o da misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ ). Negli abachi, una curva separa gli stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

Nelle verifiche globali, si valutano preliminarmente i profili della sollecitazione e della resistenza ciclica,  $CSR$  e  $CRR$ , e si valuta, per l'intervallo di profondità in esame, il potenziale di liquefazione,  $I_L$ , funzione dell'area racchiusa tra i due profili. La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica deve essere eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

#### **C7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII**

Il comportamento dei pendii durante un evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

I metodi per l'analisi di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere suddivisi in tre categorie principali, in ordine di complessità crescente:

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- metodi di analisi dinamica avanzata

Per i pendii naturali le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni e delle azioni. In altre parole, tutti i coefficienti parziali sono assunti unitari.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di

sicurezza,  $F_S$ , definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) ( $F_S = \tau_s / \tau_m$ ).

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

In terreni saturi e per valori di  $a_{max} > 0.15g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma, si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali,  $\Delta u$ , per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata,  $\delta_{cur}$ , per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente in frana, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi delle strisce. Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido,  $a_{gr}$ , può essere moltiplicato per un coefficiente  $S$  che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica,  $S_S$  e dell'amplificazione topografica  $S_T$ . In alternativa, la variabilità spaziale dell'azione sismica può essere introdotta valutando un coefficiente sismico orizzontale equivalente,  $k_{heq}$  mediante un'analisi della risposta sismica locale.

Nelle verifiche pseudostatiche allo **SLV** dei pendii si utilizzano i coefficienti  $\beta_s$  dell'accelerazione massima attesa al sito riportati in Tabella 7.11.I delle **NTC**. Tali coefficienti derivano da valutazioni sulla duttilità del meccanismo di rottura per scorrimento dei pendii di terra. Nel caso dei pendii di roccia, soprattutto per i meccanismi di rottura per crollo e per ribaltamento, decisamente più fragili di quello per scorrimento, si dovrebbero utilizzare valori di  $\beta_s$  più elevati, al limite unitari.

La norma non fissa esplicitamente i valori di  $\beta_s$  per le verifiche allo **SLD**. Per queste verifiche il coefficiente  $\beta_s$  potrebbe essere unitario, nel caso in cui non si accettassero spostamenti residui, o compreso tra 1 e quello fissato per le verifiche allo **SLV**, in funzione dello spostamento massimo ritenuto accettabile per lo stato limite **SLD** in cinematismi di rottura per scorrimento. Per la valutazione di  $\beta_s$  per questo stato limite si può fare riferimento alla Fig. 7.11.3 delle **NTC**. Per la definizione dello spostamento

sicurezza,  $F_S$ , definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) ( $F_S = \tau_s / \tau_m$ ).

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

In terreni saturi e per valori di  $a_{max} > 0.15g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma, si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali,  $\Delta u$ , per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata,  $\delta_{cur}$ , per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente in frana, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi delle strisce. Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido,  $a_{gr}$ , può essere moltiplicato per un coefficiente  $S$  che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica,  $S_S$  e dell'amplificazione topografica  $S_T$ . In alternativa, la variabilità spaziale dell'azione sismica può essere introdotta valutando un coefficiente sismico orizzontale equivalente,  $k_{heq}$  mediante un'analisi della risposta sismica locale.

Nelle verifiche pseudostatiche allo **SLV** dei pendii si utilizzano i coefficienti  $\beta_s$  dell'accelerazione massima attesa al sito riportati in Tabella 7.11.I delle **NTC**. Tali coefficienti derivano da valutazioni sulla duttilità del meccanismo di rottura per scorrimento dei pendii di terra. Nel caso dei pendii di roccia, soprattutto per i meccanismi di rottura per crollo e per ribaltamento, decisamente più fragili di quello per scorrimento, si dovrebbero utilizzare valori di  $\beta_s$  più elevati, al limite unitari.

La norma non fissa esplicitamente i valori di  $\beta_s$  per le verifiche allo **SLD**. Per queste verifiche il coefficiente  $\beta_s$  potrebbe essere unitario, nel caso in cui non si accettassero spostamenti residui, o compreso tra 1 e quello fissato per le verifiche allo **SLV**, in funzione dello spostamento massimo ritenuto accettabile per lo stato limite **SLD** in cinematismi di rottura per scorrimento. Per la valutazione di  $\beta_s$  per questo stato limite si può fare riferimento alla Fig. 7.11.3 delle **NTC**. Per la definizione dello spostamento

ammissibile si può fare riferimento alle indicazioni riportate di seguito, nell'illustrazione del metodo degli spostamenti

I metodi degli spostamenti consentono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es., un accelerogramma), e la risposta del pendio all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo la doppia integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e terreno stabile.

Gli spostamenti indotti dal sisma possono essere confrontati sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una condizione di Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una perdita di funzionalità (SLD).

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

La sensibilità del metodo degli spostamenti alle caratteristiche dell'accelerogramma ( $a_{max}$  forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale. È opportuno in ogni caso confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

In aggiunta ai metodi pseudostatici e ai metodi degli spostamenti, la valutazione del comportamento dei pendii in presenza di sisma possono essere valutate anche con metodi di analisi dinamica avanzata. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica implementate in codici di calcolo.

Le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, non potendo, allo stato attuale delle conoscenze, considerarsi sostitutive dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti. Anche nel caso in cui si conducano analisi dinamiche avanzate è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al § 3.2.3.6.

ammissibile si può fare riferimento alle indicazioni riportate di seguito, nell'illustrazione del metodo degli spostamenti

I metodi degli spostamenti consentono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es., un accelerogramma), e la risposta del pendio all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo la doppia integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e terreno stabile.

Gli spostamenti indotti dal sisma possono essere confrontati sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una condizione di Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una perdita di funzionalità (SLD).

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

La sensibilità del metodo degli spostamenti alle caratteristiche dell'accelerogramma ( $a_{max}$  forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale. È opportuno in ogni caso confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

In aggiunta ai metodi pseudostatici e ai metodi degli spostamenti, la valutazione del comportamento dei pendii in presenza di sisma possono essere valutate anche con metodi di analisi dinamica avanzata. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica implementate in codici di calcolo.

Le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, non potendo, allo stato attuale delle conoscenze, considerarsi sostitutive dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti. Anche nel caso in cui si conducano analisi dinamiche avanzate è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al § 3.2.3.6.

**C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**

Per le verifiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si possono utilizzare gli stessi metodi descritti al § 7.11.3.5 e § C7.11.3.5 per i pendii naturali: metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Come specificato in generale al § 7.11.1 delle **NTC**, le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale  $\gamma_R$  pari a 1.20.

Nelle verifiche con metodi pseudostatici effettuate con riferimento a cinematismi di rottura per scorrimento nei terreni, si utilizzano i coefficienti  $\beta_s$  di riduzione della massima accelerazione attesa al sito riportati nel §7.11.4 delle **NTC**. Valori più elevati di tali coefficienti (al massimo unitari), per le verifiche allo **SLD**, possono essere utilizzati in presenza di elementi particolarmente sensibili agli spostamenti in prossimità del fronte di scavo o del rilevato. Inoltre, valori più elevati di  $\beta_s$  si devono utilizzare nel caso di fronti di scavo in ammassi rocciosi, soprattutto nel caso di meccanismi di rottura fragili (ad es., ribaltamento).

Si applicano ai fronti di scavo e ai rilevati le considerazioni già esposte per i pendii naturali, relative alla scelta dei parametri di resistenza, alla necessità di valutare la riduzione della resistenza al taglio indotta dall'azione sismica, e di tenere conto degli effetti dei fenomeni di risposta sismica locale.

Anche quando la verifica viene eseguita con il metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni del fronte di scavo possono in questo caso essere riferite ad una condizione di stato limite di salvaguardia della Vita (**SLV**) o di danno (**SLD**), in dipendenza del valore di soglia fissato per lo spostamento ammissibile (vedi § 7.11.3.5). Anche nel caso dei fronti di scavo o dei rilevati è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al §3.2.3.6.

**C7.11.5 FONDAZIONI****C7.11.5.1 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE-STRUTTURA**

Le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione rappresentano la soluzione del problema dell'interazione terreno-fondazione-struttura, che può essere studiato con diversi livelli di complessità, in relazione all'importanza dell'opera e alla pericolosità sismica del sito.

Al fine delle verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno e per il dimensionamento strutturale delle fondazioni, il valore delle azioni trasmesse alle fondazioni deve essere scelto secondo quanto prescritto al § 7.2.5. tenendo conto dei

**C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**

Per le verifiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si possono utilizzare gli stessi metodi descritti al § 7.11.3.5 e § C7.11.3.5 per i pendii naturali: metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Come specificato in generale al § 7.11.1 delle **NTC**, le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale  $\gamma_R$  pari a 1.20.

Nelle verifiche con metodi pseudostatici effettuate con riferimento a cinematismi di rottura per scorrimento nei terreni, si utilizzano i coefficienti  $\beta_s$  di riduzione della massima accelerazione attesa al sito riportati nel §7.11.4 delle **NTC**. Valori più elevati di tali coefficienti (al massimo unitari), per le verifiche allo **SLD**, possono essere utilizzati in presenza di elementi particolarmente sensibili agli spostamenti in prossimità del fronte di scavo o del rilevato. Inoltre, valori più elevati di  $\beta_s$  si devono utilizzare nel caso di fronti di scavo in ammassi rocciosi, soprattutto nel caso di meccanismi di rottura fragili (ad es., ribaltamento).

Si applicano ai fronti di scavo e ai rilevati le considerazioni già esposte per i pendii naturali, relative alla scelta dei parametri di resistenza, alla necessità di valutare la riduzione della resistenza al taglio indotta dall'azione sismica, e di tenere conto degli effetti dei fenomeni di risposta sismica locale.

Anche quando la verifica viene eseguita con il metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni del fronte di scavo possono in questo caso essere riferite ad una condizione di stato limite di salvaguardia della Vita (**SLV**) o di danno (**SLD**), in dipendenza del valore di soglia fissato per lo spostamento ammissibile ([si veda § 7.11.3.5](#)). Anche nel caso dei fronti di scavo o dei rilevati è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al §3.2.3.6.

**C7.11.5 FONDAZIONI****C7.11.5.1 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE-STRUTTURA**

Le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione rappresentano la soluzione del problema dell'interazione terreno-fondazione-struttura, che può essere studiato con diversi livelli di complessità, in relazione all'importanza dell'opera e alla pericolosità sismica del sito.

Al fine delle verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno e per il dimensionamento strutturale delle fondazioni, il valore delle azioni trasmesse alle fondazioni deve essere scelto secondo quanto prescritto al § 7.2.5. tenendo conto dei

criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica di cui al § 7.2.6 .

Nei metodi di analisi avanzata, il modello numerico include la struttura in elevazione, la fondazione e il sottosuolo; si considera l'interazione dinamica terreno-fondazione considerando la natura polifase dei terreni, tenendo conto del comportamento non lineare e isteretico degli elementi strutturali e dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. Tale approccio presuppone di per sé lo svolgimento di analisi dinamiche in campo non lineare.

Nei metodi di complessità intermedia (ad esempio, metodo delle sottostrutture), l'analisi viene eseguita in due fasi. Nella prima viene definita l'azione sismica alla base della struttura, mediante un'analisi non lineare o lineare equivalente di risposta sismica locale nella condizione di campo libero. Si può tenere conto della modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica fondazione-terreno. Nella seconda fase si applica il moto sismico così ottenuto alla struttura la cui fondazione è generalmente modellata con vincoli visco-elastici caratterizzati da opportune funzioni di impedenza dinamica. Nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza della rigidità e dello smorzamento dei terreni dal livello deformativo e dalla frequenza di eccitazione.

Nei metodi semplificati, l'analisi della struttura viene svolta in modo completamente disaccoppiato da quello della fondazione. In questo caso le sollecitazioni nella struttura discendono dall'analisi della struttura stessa a vincoli fissi. L'adozione di tale approccio deve essere adeguatamente giustificata mediante la comparazione con metodi di analisi, anche semplificati, in cui si tiene conto della deformabilità della fondazione. Anche in questo caso l'azione sismica può essere valutata con analisi di risposta sismica-locale lineare o lineare equivalente.

Qualora le verifiche nella struttura in elevazione siano condotte utilizzando le sollecitazioni derivanti da analisi effettuate con spettri di progetto applicati su strutture schematizzate come elastiche, e non da analisi non lineari, le azioni di progetto da considerare applicate sulle strutture di fondazione nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLV e, eventualmente, SLC) delle fondazioni devono tenere conto di quanto previsto al § 7.5.delle NTC.

L'analisi sismica delle fondazioni con il metodo degli spostamenti o con metodi dinamici avanzati si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente (cedimento, traslazione orizzontale e/o rotazione). La verifica consiste nel confronto tra lo spostamento calcolato e quello limite scelto dal progettista per l'opera in esame, in funzione dello stato limite considerato.

#### **C7.11.5.2**

criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica di cui al § 7.2.6 .

Nei metodi di analisi avanzata, il modello numerico include la struttura in elevazione, la fondazione e il sottosuolo; si considera l'interazione dinamica terreno-fondazione considerando la natura polifase dei terreni, tenendo conto del comportamento non lineare e isteretico degli elementi strutturali e dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. Tale approccio presuppone di per sé lo svolgimento di analisi dinamiche in campo non lineare.

Nei metodi di complessità intermedia (ad esempio, metodo delle sottostrutture), l'analisi viene eseguita in due fasi. Nella prima viene definita l'azione sismica alla base della struttura, mediante un'analisi non lineare o lineare equivalente di risposta sismica locale nella condizione di campo libero. Si può tenere conto della modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica fondazione-terreno. Nella seconda fase si applica il moto sismico così ottenuto alla struttura la cui fondazione è generalmente modellata con vincoli visco-elastici caratterizzati da opportune funzioni di impedenza dinamica. Nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza della rigidità e dello smorzamento dei terreni dal livello deformativo e dalla frequenza di eccitazione.

Anche in questo caso l'azione sismica può essere valutata con analisi di risposta sismica-locale lineare o lineare equivalente.

Qualora le verifiche nella struttura in elevazione siano condotte utilizzando le sollecitazioni derivanti da analisi effettuate con spettri di progetto applicati su strutture schematizzate come elastiche, e non da analisi non lineari, le azioni di progetto da considerare applicate sulle strutture di fondazione nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLV e, eventualmente, SLC) delle fondazioni devono tenere conto di quanto previsto al § 7.5.delle NTC.

L'analisi sismica delle fondazioni con il metodo degli spostamenti o con metodi dinamici avanzati si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente (cedimento, traslazione orizzontale e/o rotazione). La verifica consiste nel confronto tra lo spostamento calcolato e quello limite scelto dal progettista per l'opera in esame, in funzione dello stato limite considerato.

#### **C7.11.5.2**

**C7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)***C7.11.5.3.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI*

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come specificato al § 7.11.1. Si utilizzano invece i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella Tabella 7.11.II per i diversi meccanismi considerati.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e dei momenti flettenti sulla fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nella valutazione delle azioni di progetto agenti sulle fondazioni, nelle verifiche **SLV**, si deve tenere conto anche di quanto previsto al §7.2.5.

Le verifiche a scorrimento e a ribaltamento si eseguono utilizzando gli usuali metodi già previsti per le verifiche sotto azioni statiche.

Nelle verifiche a carico limite, le **NTC** consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente  $\gamma_R$  a carico limite pari a 2.3.

Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le **NTC** consentono di utilizzare un coefficiente  $\gamma_R$  a carico limite più basso e pari a 1.8. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudostatico  $K_{iv}$ , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno. La scelta del valore di  $K_{iv}$  è nella responsabilità del progettista e dovrebbe tenere conto del livello di spostamenti permanenti che si ritiene di accettare in occasione dell'evento sismico, considerando anche che le azioni inerziali sulla struttura in elevazione e quelle sul volume di terreno sottostante la fondazione potrebbero non essere sincrone.

L'analisi sismica delle fondazioni (sia **SLV** sia **SLD**) con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, che si genera quando l'accelerazione massima al sito è superiore o uguale all'accelerazione critica del sistema. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli

**C7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)***C7.11.5.3.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI*

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come specificato al § 7.11.1. Si utilizzano invece i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella Tabella 7.11.II per i diversi meccanismi considerati.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e dei momenti flettenti sulla fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nella valutazione delle azioni di progetto agenti sulle fondazioni, nelle verifiche **SLV**, si deve tenere conto anche di quanto previsto al §7.2.5.

Le verifiche a scorrimento e a ribaltamento si eseguono utilizzando gli usuali metodi già previsti per le verifiche sotto azioni statiche.

Nelle verifiche a carico limite, le **NTC** consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente  $\gamma_R$  a carico limite pari a 2.3.

Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le **NTC** consentono di utilizzare un coefficiente  $\gamma_R$  a carico limite più basso e pari a 1.8. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico  $K_{iv}$ , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno. La scelta del valore di  $K_{iv}$  è nella responsabilità del progettista e dovrebbe tenere conto del livello di spostamenti permanenti che si ritiene di accettare in occasione dell'evento sismico, considerando anche che le azioni inerziali sulla struttura in elevazione e quelle sul volume di terreno sottostante la fondazione potrebbero non essere sincrone.

L'analisi sismica delle fondazioni (sia **SLV** sia **SLD**) con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, che si genera quando l'accelerazione massima al sito è superiore o uguale all'accelerazione critica del sistema. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli

spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6 delle NTC.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni superficiali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, anche per le verifiche SLD, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab. 7.11.II. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo SLV, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico SLD può superare quello SLV e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo SLV.

#### *C7.11.5.3.2 FONDAZIONI SU PALI*

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni su pali si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, come specificato al § 7.11.1 delle NTC. Si utilizzano invece i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella Tabella 6.4.II e 6.4.VI, rispettivamente, per i carichi assiali e trasversali.

#### **Gruppi di pali**

La resistenza per carico limite verticale del complesso pali-terreno deve essere valutata tenendo conto dell'eccentricità del carico verticale e degli effetti di gruppo. Ci si deve riferire alla rottura per carico limite verticale ed eccentrico della palificata nel suo complesso. Anche nella verifica a carico limite orizzontale ci si deve riferire alla rottura della palificata nel suo complesso, tenendo conto degli effetti di gruppo.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi nei confronti della rottura strutturale dei pali, con le limitazioni alle condizioni previste dalle NTC circa le caratteristiche del sottosuolo in cui sono ammassati i pali, si deve tenere conto anche degli effetti flessionali prodotti dall'interazione cinematica palo-terreno, tenendo conto dei livelli di deformazione nel sottosuolo prodotti dal passaggio delle onde sismiche.

#### **Fondazioni miste**

Se la capacità portante della fondazione diretta è sufficiente, ai pali può essere affidata la sola funzione di controllo e regolazione del cedimento. In tale circostanza, per fare in modo che i pali possano svolgere correttamente tale funzione, occorre evitare la rottura di uno degli elementi strutturali (pali e struttura di collegamento).

Se la capacità portante della fondazione diretta è invece insufficiente, è possibile tenere conto del contributo dei pali nell'analisi dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali.

spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6 delle NTC.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni superficiali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, anche per le verifiche SLD, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab. 7.11.II. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo SLV, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico SLD può superare quello SLV e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo SLV.

#### *C7.11.5.3.2 FONDAZIONI SU PALI*

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni su pali si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, come specificato al § 7.11.1 delle NTC. Si utilizzano invece i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella Tabella 6.4.II e 6.4.VI, rispettivamente, per i carichi assiali e trasversali.

#### **Gruppi di pali**

La resistenza per carico limite verticale del complesso pali-terreno deve essere valutata tenendo conto dell'eccentricità del carico verticale e degli effetti di gruppo. Ci si deve riferire alla rottura per carico limite verticale ed eccentrico della palificata nel suo complesso. Anche nella verifica a carico limite orizzontale ci si deve riferire alla rottura della palificata nel suo complesso, tenendo conto degli effetti di gruppo.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi nei confronti della rottura strutturale dei pali, con le limitazioni alle condizioni previste dalle NTC circa le caratteristiche del sottosuolo in cui sono ammassati i pali, si deve tenere conto anche degli effetti flessionali prodotti dall'interazione cinematica palo-terreno, tenendo conto dei livelli di deformazione nel sottosuolo prodotti dal passaggio delle onde sismiche.

#### **Fondazioni miste**

Se la capacità portante della fondazione diretta è sufficiente, ai pali può essere affidata la sola funzione di controllo e regolazione del cedimento. In tale circostanza, per fare in modo che i pali possano svolgere correttamente tale funzione, occorre evitare la rottura di uno degli elementi strutturali (pali e struttura di collegamento).

Se la capacità portante della fondazione diretta è invece insufficiente, è possibile tenere conto del contributo dei pali nell'analisi dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali.

La resistenza della fondazione nei riguardi dei carichi assiali, a meno di formulazioni alternative di comprovata validità, può essere espressa come somma delle resistenze della struttura di collegamento e dei pali, tenendo conto in entrambi i casi dell'eccentricità del carico verticale applicato.

Per la resistenza della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale, occorre in primo luogo eseguire un'analisi di interazione pali-struttura di collegamento-terreno, al fine di pervenire alle aliquote di ripartizione fra platea e pali sia dei carichi assiali sia dei carichi trasversali. A questo punto la verifica viene effettuata per le due componenti della fondazione mista, secondo le prescrizioni di cui ai §§ 7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2. Se invece l'interazione fra la struttura di collegamento e i pali viene giudicata non significativa, o si omette la relativa analisi, il carico orizzontale deve essere affidato integralmente ai pali, e le verifiche della palificata nei confronti dei carichi trasversali vanno effettuate con le prescrizioni di cui al § 7.11.5.3.2.

L'integrità strutturale della fondazione mista (e dunque dei suoi componenti) deve essere preservata sia se l'aggiunta dei pali serve ad evitare una rottura per carico limite sia se l'aggiunta dei pali serve a ridurre il cedimento delle fondazioni. In ambedue le circostanze, l'azione orizzontale di progetto da applicare alla palificata può essere individuata con lo stesso criterio considerato per la verifica della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni su pali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, per le verifiche SLD, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab.6.4.II e 6.4.VI rispettivamente per carichi assiali e trasversali. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo SLV, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico SLD può superare quello SLV e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo SLV.

### **C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO**

#### **C7.11.6.1**

#### **C7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO**

L'analisi dei muri di sostegno in presenza dell'azione sismica si esegue utilizzando sempre valori unitari dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come prescritto al § 7.11.1. Per le sole verifiche SLV, si utilizzano i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella Tab. 7.11.III.

Nel caso in cui la verifica si conduca con approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente funzione dell'accelerazione massima

La resistenza della fondazione nei riguardi dei carichi assiali, a meno di formulazioni alternative di comprovata validità, può essere espressa come somma delle resistenze della struttura di collegamento e dei pali, tenendo conto in entrambi i casi dell'eccentricità del carico verticale applicato.

Per la resistenza della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale, occorre in primo luogo eseguire un'analisi di interazione pali-struttura di collegamento-terreno, al fine di pervenire alle aliquote di ripartizione fra platea e pali sia dei carichi assiali sia dei carichi trasversali. A questo punto la verifica viene effettuata per le due componenti della fondazione mista, secondo le prescrizioni di cui ai §§ 7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2. Se invece l'interazione fra la struttura di collegamento e i pali viene giudicata non significativa, o si omette la relativa analisi, il carico orizzontale deve essere affidato integralmente ai pali, e le verifiche della palificata nei confronti dei carichi trasversali vanno effettuate con le prescrizioni di cui al § 7.11.5.3.2.

L'integrità strutturale della fondazione mista (e dunque dei suoi componenti) deve essere preservata sia se l'aggiunta dei pali serve ad evitare una rottura per carico limite sia se l'aggiunta dei pali serve a ridurre il cedimento delle fondazioni. In ambedue le circostanze, l'azione orizzontale di progetto da applicare alla palificata può essere individuata con lo stesso criterio considerato per la verifica della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni su pali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, per le verifiche SLD, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab.6.4.II e 6.4.VI rispettivamente per carichi assiali e trasversali. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo SLV, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico SLD può superare quello SLV e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo SLV.

### **C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO**

#### **C7.11.6.1**

#### **C7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO**

L'analisi dei muri di sostegno in presenza dell'azione sismica si esegue utilizzando sempre valori unitari dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come prescritto al § 7.11.1. Per le sole verifiche SLV, si utilizzano i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella Tab. 7.11.III.

Nel caso in cui la verifica si conduca con approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente funzione dell'accelerazione massima

attesa al sito e di un fattore di riduzione dell'accelerazione massima,  $\beta_m$ , che assume i valori specificati al § 7.11.6.2.1, differenziati per verifiche **SLV** e **SLD**. L'impiego di un fattore  $\beta_m < 1$  implica che il muro di sostegno in occasione del sisma possa subire spostamenti permanenti lungo la sua base e che questi spostamenti siano quindi liberi di verificarsi e compatibili con la sicurezza delle strutture che interagiscono con l'opera stessa. Nel caso in cui ciò non fosse possibile, si devono assumere valori di  $\beta_m$  più elevati, derivanti dal diagramma di Fig. 7.11.3 delle **NTC**, fino ad assumere un valore  $\beta_m$  unitario per i muri nei quali la traslazione è impedita. Per garantire la sicurezza nei confronti del ribaltamento (meccanismo fragile), la norma impone che la verifica nei confronti di tale meccanismo sia effettuata facendo riferimento ad un valore di  $\beta_m$  incrementato del 50% rispetto a quello utilizzato nelle verifiche a scorrimento. Ovviamente, il coefficiente  $\beta_m$  utilizzato nelle verifiche a ribaltamento ha un limite superiore pari a 1.00.

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze, sarebbe opportuno che le verifiche geotecniche, diverse da quella a scorrimento, e quelle strutturali siano condotte con riferimento alla minore tra l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e l'accelerazione sismica pseudostatica critica, che produce lo scorrimento in fondazione. L'analisi sismica dei muri di sostegno con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, eventualmente anche nullo. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6. delle **NTC**. La verifica allo scorrimento con il metodo degli spostamenti sostituisce la sola verifica allo scorrimento pseudostatica. Vanno ovviamente condotte comunque le altre verifiche geotecniche e strutturali, tenendo conto delle indicazioni riportate in precedenza.

Il progetto dei muri di sostegno sotto azioni sismiche devono essere improntato per favorire lo sviluppo di meccanismi di rottura duttili (scorrimento) rispetto ad altri meccanismi considerati più fragili, primo tra tutti il ribaltamento.

#### **C7.11.6.3 PARATIE**

L'analisi sismica delle paratie si esegue verificando la sicurezza dell'opera, nei confronti di stati limite di tipo strutturale o geotecnico, in presenza di azioni sismiche. Come prescritto al §7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre a monte e a valle della paratia per effetto dell'accelerazione sismica.

L'accelerazione sismica fa variare infatti la spinta delle terre e determina una maggiore mobilitazione delle resistenze del terreno con accumulo di spostamenti permanenti. Tali

attesa al sito e di un fattore di riduzione dell'accelerazione massima,  $\beta_m$ , che assume i valori specificati al § 7.11.6.2.1, differenziati per verifiche **SLV** e **SLD**. L'impiego di un fattore  $\beta_m < 1$  implica che il muro di sostegno in occasione del sisma possa subire spostamenti permanenti lungo la sua base e che questi spostamenti siano quindi liberi di verificarsi e compatibili con la sicurezza delle strutture che interagiscono con l'opera stessa. Nel caso in cui ciò non fosse possibile, si devono assumere valori di  $\beta_m$  più elevati, derivanti dal diagramma di Fig. 7.11.3 delle **NTC**, fino ad assumere un valore  $\beta_m$  unitario per i muri nei quali la traslazione è impedita. Per garantire la sicurezza nei confronti del ribaltamento (meccanismo fragile), la norma impone che la verifica nei confronti di tale meccanismo sia effettuata facendo riferimento ad un valore di  $\beta_m$  incrementato del 50% rispetto a quello utilizzato nelle verifiche a scorrimento. Ovviamente, il coefficiente  $\beta_m$  utilizzato nelle verifiche a ribaltamento ha un limite superiore pari a 1.00.

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze, sarebbe opportuno che le verifiche geotecniche, diverse da quella a scorrimento, e quelle strutturali siano condotte con riferimento alla minore tra l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e l'accelerazione sismica pseudo-statica critica, che produce lo scorrimento in fondazione. L'analisi sismica dei muri di sostegno con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, eventualmente anche nullo. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6. delle **NTC**. La verifica allo scorrimento con il metodo degli spostamenti sostituisce la sola verifica allo scorrimento pseudo-statica. Vanno ovviamente condotte comunque le altre verifiche geotecniche e strutturali, tenendo conto delle indicazioni riportate in precedenza.

Il progetto dei muri di sostegno sotto azioni sismiche devono essere improntato per favorire lo sviluppo di meccanismi di rottura duttili (scorrimento) rispetto ad altri meccanismi considerati più fragili, primo tra tutti il ribaltamento.

#### **C7.11.6.3 PARATIE**

L'analisi sismica delle paratie si esegue verificando la sicurezza dell'opera, nei confronti di stati limite di tipo strutturale o geotecnico, in presenza di azioni sismiche. Come prescritto al §7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre a monte e a valle della paratia per effetto dell'accelerazione sismica.

L'accelerazione sismica fa variare infatti la spinta delle terre e determina una maggiore mobilitazione delle resistenze del terreno con accumulo di spostamenti permanenti. Tali

spostamenti consentono una dissipazione di energia progressivamente crescente all'aumentare del volume di terreno coinvolto nel processo di deformazione; la dissipazione diviene massima con l'innesco di un meccanismo di rottura generale nel terreno. Il valore dell'accelerazione sismica in grado di innescare il primo cinematismo è detta accelerazione critica del sistema.

Per tener conto degli effetti dissipativi, nei metodi pseudo-statici si considera il valore dell'accelerazione orizzontale equivalente  $a_h$ , valutato secondo la Formula 7.11.9 in funzione del coefficiente di spostamento  $\beta$  che tiene conto della capacità del sistema (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico.

Il coefficiente  $\beta$  è minore di 1 solo se l'accelerazione massima attesa al sito risulta maggiore dell'accelerazione critica del sistema. Con  $\beta < 1$ , a seguito del sisma, la paratia subirà quindi spostamenti di tipo permanente.

L'entità degli spostamenti permanenti può essere valutata in modo semplificato attraverso il diagramma di Figura 7.11.3 che assimila gli effetti permanenti prodotti dal sisma a quelli calcolati sul blocco rigido di Newmark con riferimento a numerosi accelerogrammi italiani. A tal fine, il valore di  $\beta$  può essere assunto pari al rapporto fra accelerazione critica del sistema e accelerazione massima attesa.

Qualora l'accelerazione massima non fosse sufficiente a produrre un meccanismo di rottura generale nel terreno, allora deve essere  $\beta = 1$ . Conseguentemente, l'accelerazione equivalente coincide con quella massima, a meno del fattore  $\alpha$  di deformabilità, che va considerato solo come riduttore della spinta attiva.

La verifica delle paratie può essere condotta anche con metodi dinamici avanzati, tenendo conto del comportamento non lineare, non elastico e isteretico dei terreni interessati dall'opera. L'uso di tali modelli richiede necessariamente un'adeguata campagna di indagini in sito e in laboratorio che consenta la caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni in un ampio campo di deformazioni, oltre a strumenti di calcolo adeguati. Inoltre, poiché – sia per le verifiche **SLV** sia per quelle **SLD** – la verifica consiste nella valutazione degli effetti del sisma in termini di spostamenti e di variazioni del regime di sollecitazione dell'opera, la verifica va condotta confrontando gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

spostamenti consentono una dissipazione di energia progressivamente crescente all'aumentare del volume di terreno coinvolto nel processo di deformazione; la dissipazione diviene massima con l'innesco di un meccanismo di rottura generale nel terreno. Il valore dell'accelerazione sismica in grado di innescare il primo cinematismo è detta accelerazione critica del sistema.

Per tener conto degli effetti dissipativi, nei metodi pseudo-statici si considera il valore dell'accelerazione orizzontale equivalente  $a_h$ , valutato secondo la Formula 7.11.9 in funzione del coefficiente di spostamento  $\beta$  che tiene conto della capacità del sistema (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico.

Il coefficiente  $\beta$  è minore di 1 solo se l'accelerazione massima attesa al sito risulta maggiore dell'accelerazione critica del sistema. Con  $\beta < 1$ , a seguito del sisma, la paratia subirà quindi spostamenti di tipo permanente.

L'entità degli spostamenti permanenti può essere valutata in modo semplificato attraverso il diagramma di Figura 7.11.3 che assimila gli effetti permanenti prodotti dal sisma a quelli calcolati sul blocco rigido di Newmark con riferimento a numerosi accelerogrammi italiani. A tal fine, il valore di  $\beta$  può essere assunto pari al rapporto fra accelerazione critica del sistema e accelerazione massima attesa.

Qualora l'accelerazione massima non fosse sufficiente a produrre un meccanismo di rottura generale nel terreno, allora deve essere  $\beta = 1$ . Conseguentemente, l'accelerazione equivalente coincide con quella massima, a meno del fattore  $\alpha$  di deformabilità, che va considerato solo come riduttore della spinta attiva.

La verifica delle paratie può essere condotta anche con metodi dinamici avanzati, tenendo conto del comportamento non lineare, non elastico e isteretico dei terreni interessati dall'opera. L'uso di tali modelli richiede necessariamente un'adeguata campagna di indagini in sito e in laboratorio che consenta la caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni in un ampio campo di deformazioni, oltre a strumenti di calcolo adeguati. Inoltre, poiché – sia per le verifiche **SLV** sia per quelle **SLD** – la verifica consiste nella valutazione degli effetti del sisma in termini di spostamenti e di variazioni del regime di sollecitazione dell'opera, la verifica va condotta confrontando gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.