

Tabella 7.4 - Definizione della larghezza efficace per il calcolo del momento plastico.

	Membratura trasversale	Larghezza efficace b_e
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : $0.10 L$ Per M^+ : $0.075 L$
Nodo/Colonna esterno	Presente e collegata alla colonna con connettori a taglio a completo ripristino e specifici dettagli di ancoraggio per le armature. Sbalzo in c.a. di bordo presente/non presente	
Nodo/Colonna esterno	Sbalzo in c.a. di bordo presente/non presente con barre di armatura ancorate a pettine	Per M^- : $0.1 L$ Per M^+ : $b/2 + 0.7 h_c/2$ o $h_c/2 + 0.7 b_c/2$
Nodo/Colonna esterno	Sistema di connessione aggiuntiva	Per M^- : 0 Per M^+ : $b_{\text{mag}}/2 \leq 0.05 L$
Nodo/Colonna esterno	Non presente o armature non ancorate	Per M^- : 0 Per M^+ : $b_c/2$ o $h_c/2$

7.6.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Le estremità delle colonne composte che fanno parte di strutture intelaiate e i tratti di colonna adiacenti ai link delle strutture con controventi eccentrici vengono definite 'regioni critiche' dell'elemento. A queste si applicano le prescrizioni relative alle armature trasversali di cui al punto 5.5.3.3. Nelle colonne poste in corrispondenza degli primi due livelli fuori terra, la lunghezza delle regioni critiche va incrementata del 50%.

La resistenza a taglio delle colonne dissipative va determinata di norma sulla sola sezione metallica.

La presenza di armatura trasversale nelle regioni dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico; di conseguenza si possono modificare i valori limite della snellezza delle flange dei profilati metallici. I valori di snellezza limite riportati in Tabella 7.1 possono essere incrementati se sono installate armature trasversali con passo adeguato, s , ed inferiore alla larghezza, c , della flangia ($s/c < 1$).

In particolare, se il rapporto s/c è inferiore a 0.5 ($s/c < 0.5$) i limiti di snellezza di Tavola 7.1 possono essere incrementati fino al 50%; se il rapporto s/c è compreso tra 0.5 ed 1.0, l'incremento si può valutare per interpolazione lineare.

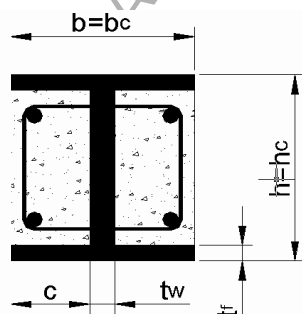
Il diametro d_{bw} delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} and f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

7.6.5 Colonne composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

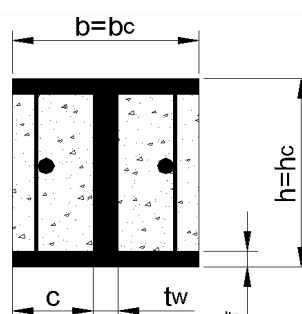
Le zone di dissipazione di energia nelle quali tale dissipazione è dovuta a meccanismi di flessione plastica della sezione composta, l'interasse delle armature trasversali, s , deve rispettare le limitazioni riportate in precedenza, al punto 7.6.4, su una lunghezza non inferiore a l_{cr} alle estremità dell'elemento e non inferiore a $2 l_{cr}$ a cavallo della sezione intermedia in corrispondenza della quale si sviluppa il meccanismo di dissipazione.

Anche nel caso delle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo, la valutazione della resistenza a taglio della membratura composta va effettuata con riferimento alla sola componente metallica.

I profilati metallici devono soddisfare i limiti di snellezza delle flange forniti in Tabella 7.1.



a) Staffe saldate all'anima



b) Barre dritte saldate alle flange

Figura 7.6 - Dettagli d'armatura trasversale nelle colonne composte parzialmente rivestite.

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Figura 7.6, può ritardare l'innesco dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tabella 7.1 per le flange possono essere incrementati se le barre longitudinali sono caratterizzate da un interasse longitudinale, s_l , minore della lunghezza netta, c , della flangia, $s_l/c < 1.0$. In particolare:

- Per $s_l/c < 0.5$, i limiti di Tabella 7.3 possono essere incrementati fino al 50%.
- Per $0.5 < s_l/c < 1.0$ si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1.5 e 1.

Le barre dritte indicate in Figura 7.6.a devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- il diametro d_{bw} delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} and f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura;
- devono essere saldate alle flange ad entrambe le estremità e la saldatura deve essere dimensionata per sopportare uno sforzo di trazione nella barra pari a quello di snervamento.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non inferiore a 40 mm.

Il progetto delle colonne composte parzialmente rivestite può essere effettuato facendo riferimento alla sola sezione in acciaio oppure alla sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Le colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo calcolate facendo riferimento alla sola componente in acciaio devono soddisfare le prescrizioni di cui alla sezione 6 e ai punti 7.5.2 e 7.5.3 concernenti le verifiche di gerarchia delle resistenze.

7.6.6 Colonne composte riempite di calcestruzzo

I profilati metallici devono rispettare i rapporti tra lo spessore, t , e la dimensione massima della sezione, d per quelle circolari e h per quelle rettangolari, riportati in Tabella 7.1.

La resistenza a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in cemento armato. In quest'ultimo caso il rivestimento in acciaio può essere utilizzato come armatura a taglio.

Negli elementi non dissipativi, la resistenza a taglio della colonna va determinata secondo procedure di provata affidabilità, ovvero facendo riferimento a quanto suggerito nel vigente Decreto Ministeriale e nelle Istruzioni CNR 10016-98.

7.7 Regole specifiche per strutture intelaiate

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Alle travi composte si deve conferire un adeguato livello di duttilità, in modo da poter garantire l'integrità delle componenti in calcestruzzo sotto azioni sismiche.

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere un'adeguata sovrarresistenza ed in tal modo consentire l'innesco dei fenomeni di plasticizzazione all'estremità delle travi.

La gerarchia delle resistenze si intende garantita se le prescrizioni riportate nel seguito sono rispettate.

7.7.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione che per le sezioni composte è riassunto al punto 7.4.1.

Nelle travi composte, la rigidezza flessionale va assunta dipendente dal regime di sollecitazione; in particolare, l'analisi strutturale va condotta suddividendo le travi in due zone, fessurata e non fessurata, caratterizzate da differente rigidezza flessionale, EI_1 in presenza di calcestruzzo soggetto a compressione, EI_2 in presenza di calcestruzzo soggetto a sforzi di trazione.

In alternativa è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave, I_{eq} , dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2.$$

La rigidezza flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(EI)_c = 0.9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s)$$

nella quale E e E_{cm} sono i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo; I_a , I_c e I_s sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature rispettivamente. Il coefficiente di riduzione r dipende in generale dal tipo di sezione trasversale, ma può essere generalmente assunto pari a 0.5.

7.7.2 Regole di dettaglio per travi e colonne

Le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità a momento negativo. Le necessarie verifiche possono essere condotte in base alla procedura riportata nel vigente Decreto Ministeriale e nelle Istruzioni CNR 10116-98.

Nelle travi in cui si assume lo sviluppo di cerniere plastiche, si deve verificare che la resistenza e la duttilità flessionali non vengano ridotte per l'interazione con le forze di compressione e/o taglio agenti sulla sezione. A tale scopo, si deve garantire la verifica delle seguenti disuguaglianze in corrispondenza delle sezioni in cui le cerniere plastiche sono attese:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.1)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (7.2)$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (7.3)$$

$$V_{Sd} = V_{Sd,G} + V_{Sd,M} \quad (7.4)$$

nelle quali:

- N_{Sd} , M_{Sd} sono lo sforzo normale e il momento flettente di progetto, desunti dall'analisi strutturale;
- $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sono le resistenze di progetto valutate in base alle Istruzioni CNR 10016-98;
- $V_{Sd,G}$ è il taglio indotto dai carichi di natura non sismica;
- $V_{Sd,M}$ è il taglio connesso all'applicazione dei due momenti plastici $M_{Rd,A}$ and $M_{Rd,B}$ con segni opposti alle estremità A e B della trave.

Le travature composte non possono essere utilizzate come elementi dissipativi.

Ai fini della verifica delle colonne, è necessario prendere in considerazione la combinazione di sforzo normale e momenti flettenti M_x and M_y più sfavorevole.

Il trasferimento degli sforzi dalle travi alle colonne deve rispettare i criteri suggeriti per le strutture progettate per soli carichi verticali.

Tutte le colonne composte devono essere progettate in modo da rispettare le seguenti disuguaglianze:

$$N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.5)$$

$$V_{Sd} / V_{pl,Rd} < 0,5 \quad (7.6)$$

Nel caso di coefficienti di struttura compresi tra 4 e 6, la sezione trasversale della colonna deve essere compatta (CNR 10016-98) e deve possedere i seguenti requisiti:

- Per colonne inflesse con doppia curvatura:

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} > 0,15$$

$$N_{Sd} / N_{pl,Rd} + 0,8 \bar{\lambda} < 1$$

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,15$$

$$\bar{\lambda} < 1,6$$

- per colonne inflesse a singola curvatura:

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} > 0,15$$

$$N_{Sd} / N_{pl,Rd} + 1,35 \bar{\lambda} < 1$$

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,15$$

$$\bar{\lambda} < 1,1$$

7.7.3 Collegamenti trave-colonna

La connessione deve essere progettata in modo che la capacità di rotazione plastica, θ_p , nella cerniera plastica non sia inferiore a 35 mrad per le strutture intelaiate ad elevata duttilità e a 25 mrad per le strutture intelaiate a bassa duttilità. I valori delle

capacità di rotazione dei collegamenti vanno di norma verificati sperimentalmente. La capacità di rotazione plastica è data dalla seguente relazione:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (7.7)$$

nella quale con riferimento alla Figura 7.7, δ è lo spostamento valutato in corrispondenza della mezzeria della trave ed L è la lunghezza della trave stessa.

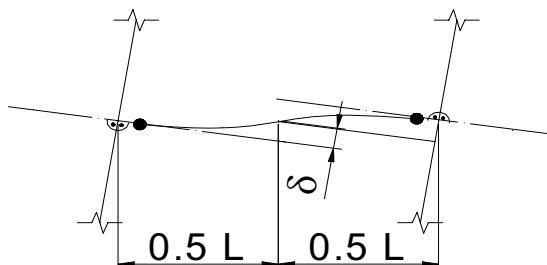


Figura 7.7 - Calcolo della capacità di rotazione plastica.

Le connessioni devono rispettare le prescrizioni di cui al punto 7.5.4 e devono essere progettate in modo da rispettare il livello di sovraresistenza (punto 7.5.3) portando in conto la resistenza flessionale plastica $M_{pl,Rd}$ e lo sforzo di taglio ($V_{G,Sd} + V_{M,Sd}$) valutato come in 7.7.2.

7.7.4 Regole specifiche per travi progettate senza considerare l'azione composta

La resistenza plastica di una sezione composta può essere valutata sulla base della sola sezione metallica se la soletta è completamente sconnessa dal telaio metallico nell'intorno della colonna; a tale scopo si può considerare un'area circolare di diametro $2b_{eff}$, essendo b_{eff} la maggiore delle larghezze efficaci delle travi collegate alla colonna considerata. Ciò comporta non solo la mancanza di connettori a taglio nella zona sopra definita, ma anche la presenza di franchi che consentano lo spostamento relativo tra la soletta e ogni parte metallica verticale.

Nelle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo è necessario portare in conto il contributo del calcestruzzo presente tra le due flange della sezione metallica.

7.8 Regole specifiche per le strutture con controventi concentrici

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati in modo da innescare la plasticizzazione nei soli controventi tesi prima della rottura delle connessioni e prima della plasticizzazione o instabilità delle colonne e delle travi.

Le colonne e le travi possono essere sia in acciaio che composte acciaio-calcestruzzo, ma i controventi possono essere solo in acciaio strutturale.

Di conseguenza si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.5.5.

7.9 Regole specifiche per le strutture con controventi eccentrici

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia è localizzata nei link e deve aver luogo per plasticizzazione a taglio dello stesso; tutte le altre membrature devono rimanere in campo elastico, così come deve essere evitata la rottura dei collegamenti.

Le colonne e le travi e i controventi possono essere sia in acciaio che composti acciaio-calcestruzzo,

Tutte le parti delle membrature e dei controventi esterni ai link a taglio devono essere mantenuti in campo elastico sotto la massima azione che può essere generata dalla plasticizzazione e dall'incrudimento in campo ciclico del link.

7.9.1 Analisi strutturale.

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.7.1.

7.9.2 I link nei telai composti.

Si applicano le definizioni riportate al punto 6.5.6.1. I link possono essere realizzati in acciaio strutturale, laddove è possibile anche composti con soletta, ma non possono essere rivestiti di calcestruzzo. Nei telai composti è possibile impiegare solo link corti o intermedi.

Ai fini della classificazione dei link e della relativa progettazione, il momento plastico del link $M_{p,l}$ va computato con riferimento alla sola componente in acciaio strutturale, trascurando il contributo della soletta..

Nel caso in cui i link vanno collegati con colonne rivestite di calcestruzzo è necessario provvedere all'installazione di piastre metalliche nella sezione terminale del link e a filo della colonna in corrispondenza delle due estremità del link stesso.

Il progetto dei collegamenti trave colonna devono soddisfare le prescrizioni riportate al punto 7.5.4, e più in generale le prescrizioni di cui al punto 6.5.6.4.

7.9.3 Membrature che non contengono link.

Le membrature che non contengono link devono soddisfare le prescrizioni di cui al punto 6.5.6.5 e 6 considerando la resistenza combinata dell'acciaio e del calcestruzzo nel caso di elementi composti, per i quali si applicano inoltre le prescrizioni di cui al punto 7.6 e alla Istruzioni CNR 10016-98. Nel caso in cui il link è adiacente a una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, è necessario predisporre un'armatura trasversale conforme al punto 7.6.4, sia al di sopra che al di sotto del link. I controventi composti soggetti a trazione vanno calcolati con riferimento alla sola sezione trasversale del componente in carpenteria metallica.

7.9 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura composta acciaio-calcestruzzo da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni.

- deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T) = 0,05$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;
- l'analisi strutturale va effettuata secondo quanto indicato in 7.4 e 7.6.3, 7.7.1;
- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 6.5.3.5.
- nelle travi composte si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.6.2 per quanto attiene al livello di connessione N/N_b , i connettori a piolo e i valori limite dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura;
- nel progetto dei collegamenti trave colonna si applicano i principi e i dettagli di armatura di cui al punto 7.5.4 e alla Figura 7.3;
- per quanto attiene alle colonne, si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.6. per le strutture a bassa duttilità; vanno altresì rispettate le indicazioni riportate ai punti 7.6.4 e 7.6.5 circa l'armatura trasversale per il confinamento del calcestruzzo.

8 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

8.1 Regole generali

8.1.1 Premessa

Gli edifici in muratura devono essere realizzati nel rispetto del D.M. 20 novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" ed eventuali successive modifiche ed integrazioni. In particolare alle predette norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Le presenti norme distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura, ordinaria ed armata, la seconda delle quali non è presa in considerazione dal D.M. citato. A tal fine si precisa che per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle norme tecniche relative agli edifici in cemento armato, come eventualmente modificate dalle presenti norme.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite".

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$.

8.1.2 Materiali

I blocchi da utilizzare per costruzioni in muratura portante dovranno rispettare i seguenti requisiti:

- la percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non sia superiore al 45% del volume totale del blocco;
- gli eventuali setti siano continui e rettilinei per tutto lo spessore del blocco;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}) non sia inferiore a 2.5 MPa, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete (f_{bhk}), calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a 1.5 MPa.

La malta di allettamento dovrà avere resistenza caratteristica non inferiore 5 MPa.

8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in muratura ordinaria o in muratura armata. Il fattore di struttura q da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto di cui al punto 3.2.5, è indicato nel seguito. Nel caso della muratura armata, il valore inferiore potrà essere applicato senza verificare quale sia il meccanismo di collasso dell'edificio, il valore superiore potrà essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze descritti ai punti 8.1.7 e 8.3.2:

- edifici in muratura ordinaria $q = 1.5$
- edifici in muratura armata $q = 2.0 - 3.0$

8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra i vari muri maestri, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 8.1, in cui t indica lo spessore della parete, h_o l'altezza di libera inflessione della parete (ai sensi del punto 2.2.1.3 del DM 20.11.87), h l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la larghezza della parete.

Tabella 8.1 – Requisiti geometrici delle pareti

	$t_{\min}$	$(h_o/t)_{\max}$	$(l/h)_{\min}$
Muratura non armata, realizzata con elementi naturali (pietra)	300 mm	10	0,5
Muratura non armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura realizzata con elementi artificiali, in zona 4	150 mm	20	0,3

8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al punto 4.5 dovranno essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

8.1.5.2 Analisi statica lineare

È applicabile nei casi previsti al punto 4.5.2.

Le rigidezze degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità, se realizzati in cemento armato, oppure con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno.

In tal caso, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di trave in muratura, che connettono pareti diverse, potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza di cui ai punti 8.1.6, 8.2.2 e 8.3.2 vengano effettuate anche su tali elementi. In tal caso l'analisi verrà effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio alla base delle diverse pareti risultante dall'analisi lineare potrà essere modificata, a condizione di garantire l'equilibrio globale e di non ridurre di più del 25 % né di incrementare di più del 33 % l'azione in alcuna parete.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al punto 4.5.3. Quanto indicato per modellazione e possibilità di ridistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Nel caso in cui si utilizzino due modelli piani separati, le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

8.1.5.4 Analisi statica non lineare

La modellazione della struttura verrà effettuata secondo quanto indicato nel caso di analisi statica lineare.

I maschi murari potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza di snervamento equivalente e spostamenti di snervamento e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali e dovrà garantire l'equilibrio rotazionale degli elementi di intersezione tra muri e fasce, che potranno essere considerati infinitamente rigidi.

Il risultato consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale dell'edificio a due terzi della sua altezza totale, in ordinata la forza orizzontale totale applicata.

La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (punti 2.1, 2.2, 4.11) verrà valutata sulla curva globale così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al punto di massima forza e quello per il quale il primo maschio murario raggiunge lo spostamento ultimo;
- stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione delle forze pari al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il punto 4.5.5.

8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al punto 8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per gli edifici che rientrino nella definizione di edificio semplice (punto 8.1.10).

Nel caso di analisi non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo dell'edificio a due terzi della sua altezza e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro elastico di spostamento in corrispondenza del periodo di vibrazione calcolato utilizzando la rigidezza secante allo spostamento ultimo. La domanda di spostamento sarà pertanto ottenuta dalla seguente relazione (si vedano le espressioni 3.2 e 3.5):

$$\Delta_d = S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \quad (8.1)$$

dove: Δ_d rappresenta la domanda di spostamento,

$S_{De}(T_s)$ rappresenta lo spostamento spettrale calcolato secondo la relazione 3.5 in corrispondenza della rigidezza secante allo spostamento ultimo,

T_s rappresenta il periodo calcolato in funzione della medesima rigidezza secante.

Nell'applicare le relazioni 3.2 il coefficiente η potrà essere assunto pari a 0.8.

8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.5$.

Quando si applichino i principi di gerarchia delle resistenze è consentito l'utilizzo di $q = 3$ (punto 8.1.3).

8.1.8 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato.

Dovranno essere continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

8.1.9 Edifici semplici

Si definiscono "edifici semplici" quelli che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle definite al punto 4.3 per gli edifici regolari. Per gli edifici semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

- Le pareti portanti dell'edificio siano pressoché simmetriche in pianta in due direzioni tra loro ortogonali e siano continue dalle fondazioni alla sommità dell'edificio. In ciascuna delle due direzioni siano previste almeno due pareti di larghezza non inferiore al 30% della larghezza dell'edificio nella medesima direzione. La distanza tra queste due pareti sia non inferiore al 75 % della larghezza dell'edificio nella direzione ortogonale. Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.
- Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m.
- Il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano terreno non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani dell'edificio e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 8.2 – Area delle pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per edifici semplici

Zona sismica		1	2	3	4
Tipo di struttura	Numero di piani				
Muratura ordinaria	1	5 %	4 %	3 %	2 %
	2	6 %	5 %	4 %	3 %
	3		6 %	5 %	4 %
Muratura armata	1	4 %	3 %	2 %	2 %
	2	5 %	4 %	3 %	2 %
	3	6 %	5 %	4 %	3 %
	4	7 %	6 %	5 %	4 %

È implicitamente inteso che il numero di piani dell'edificio non può essere superiore a 3 per edifici in muratura ordinaria ed a 4 per edifici in muratura armata.

8.2. Edifici in muratura ordinaria

8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al punto 8.1.4, gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione per la verifica del generico piano, esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

8.2.2 Verifiche di sicurezza

8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_f = (D^2 t p / 2 H_0) (1 - p / 0.85 f_d) \quad (8.2)$$

dove: V_f è la forza orizzontale corrispondente al collasso per flessione,

D è la larghezza della parete,

t è lo spessore della parete,

p è la sollecitazione verticale media ($p = P / D t$, con P forza verticale agente),

H_0 è la distanza tra la sezione da verificare e la sezione con momento flettente nullo,

$f_d = f_{mk} / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

8.2.2.2 Taglio

La verifica a taglio di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = D' t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.3)$$

dove: D' è la larghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.97, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel DM citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/D't$).

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $0.065 f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione dei blocchi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 Mpa.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello.

8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della sollecitazione pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

8.2.3 Particolari costruttivi

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm^2 , le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 7 m.

In corrispondenza di incroci tra pareti portanti sono prescritte, su entrambi i lati, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave in cemento armato o in acciaio efficacemente ammorsato alla muratura.

8.3. Edifici in muratura armata

8.3.1 Criteri di progetto

Ciascuna parete muraria realizzata in muratura armata costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture.

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al punto 8.1.5.2.

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

8.3.2 Verifiche di sicurezza

8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse potrà essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0.8x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0.85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0.0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0.01$ per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 1.2% dell'altezza del pannello.

8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio (V_t) sarà calcolata come somma dei contributi della muratura ($V_{t,M}$) e dell'armatura ($V_{t,S}$), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (8.4)$$

$$V_{t,M} = D' t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.5)$$

dove: D' è la larghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.87, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel DM citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/D't$).

$$V_{t,s} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (8.6)$$

dove: d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,
 A_{sw} è l'area dell'armatura perpendicolare alla direzione della forza applicata per ciascun livello,
 f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio,
 s è la distanza tra i livelli di armatura.

Dovrà essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0.3 f_d t d \quad (8.7)$$

dove: t è lo spessore della parete
 f_d è la resistenza a compressione di progetto nella direzione dell'azione agente, quindi in generale per una parete sollecitata da forze orizzontali, nella direzione parallela ai letti di malta.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.6% dell'altezza del pannello.

8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

8.3.3 Particolari costruttivi

Quanto indicato al punto 8.2.3 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni ed ulteriori prescrizioni.

Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 9 m.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, non potrà avere interasse superiore a 600 mm. Non potranno essere usate barre di diametro inferiore a 5 mm. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 0.5%.

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi. Armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm² dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti e comunque ad interasse non superiore a 4 m. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

8.4. Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in muratura da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni.

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T) = 0,10$ per strutture in muratura non armata e $S_d(T) = 0,06$ per strutture in muratura armata. Le relative verifiche di sicurezza possono essere effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.
- Gli edifici in muratura ordinaria devono rispettare quanto prescritto al punto 8.2.3
- Gli edifici in muratura armata devono rispettare quanto prescritto al punto 8.3.3.

9 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

Le norme relative agli edifici con struttura in legno verranno prodotte successivamente alla emanazione delle corrispondenti norme relative alle combinazioni di carico non sismiche.

10 EDIFICI ISOLATI

10.1 Scopo

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto degli edifici con isolamento sismico, nei quali un sistema d'isolamento sismico è posto al disotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali dell'edificio, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- limitando la massima forza orizzontale trasmessa;
- dissipando una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa alla costruzione.

Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione.

10.2 Definizioni e simboli

Centro di rigidezza equivalente: Centro delle rigidezze equivalenti dei dispositivi che costituiscono il sistema di isolamento e della sottostruttura. Il contributo di quest'ultima è generalmente trascurabile negli edifici.

Ciclo bilineare teorico: Ciclo di comportamento meccanico forza-spostamento, definito convenzionalmente per identificare le principali caratteristiche meccaniche di un dispositivo a comportamento non lineare, mediante i valori di rigidezza di due rami definiti dai seguenti parametri:

d_{el} = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a $d_2/20$;

F_{el} = Forza corrispondente a d_{el} , nel ramo di carico iniziale sperimentale.

d_1 = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ e (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;

F_1 = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ e (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;

d_2 = Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Coefficiente viscoso equivalente. Coefficiente viscoso ξ che dissipa la stessa quantità di energia meccanica del sistema d'isolamento durante un ciclo di ampiezza assegnata, tipicamente pari a quella di progetto.

Dispositivi d'isolamento: Componenti del sistema d'isolamento, ciascuno dei quali fornisce una singola o una combinazione delle seguenti funzioni:

- di sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- di dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- di ricentraggio del sistema;
- di vincolo laterale, con adeguata rigidezza elastica, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Elementi base: elementi e/o meccanismi facenti parte di dispositivi di isolamento, che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico.

Energia dissipata: Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento quando ad esso siano imposte deformazioni orizzontali.

Interfaccia d'isolamento: Superficie di separazione nella quale è attivo il sistema d'isolamento, interposto fra la sovrastruttura isolata e la sottostruttura soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno.

Isolatore: Dispositivo di isolamento che svolge la funzione di sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza e/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).

Periodo equivalente: Periodo naturale d'oscillazione orizzontale della costruzione assimilata ad un oscillatore a un grado di libertà, con la massa della sovrastruttura e la rigidezza uguale alla rigidezza equivalente del sistema d'isolamento, per uno spostamento di ampiezza uguale allo spostamento di progetto.

Rigidezza equivalente: Rigidezza secante di un dispositivo d'isolamento o di un sistema d'isolamento, valutata su un ciclo forza-spostamento con spostamento massimo assegnato, tipicamente pari a quello di progetto.

Sistema d'isolamento: Sistema formato da un insieme di dispositivi d'isolamento, disposti nell'interfaccia d'isolamento, al di sotto della sovrastruttura, determinandone l'isolamento sismico. Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

SLD: Sigla che indica lo Stato Limite di Danno di progetto.

SLU: Sigla che indica uno Stato Limite Ultimo di progetto.

Sottostruttura: parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia di isolamento. Essa include le fondazioni e la sua deformabilità orizzontale è in genere trascurabile.

Sovrastruttura: parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia di isolamento, e che risulta, perciò, isolata.

Spostamento di progetto del sistema d'isolamento in una direzione principale: massimo spostamento relativo orizzontale in corrispondenza del centro di rigidità equivalente tra l'estradosso della sottostruttura e l'intradosso della sovrastruttura, prodotto dall'azione sismica di progetto.

Spostamento di progetto totale di un dispositivo d'isolamento in una direzione principale: massimo spostamento orizzontale in corrispondenza del dispositivo, ottenuto dalla combinazione dello spostamento di progetto del sistema di isolamento e quello aggiuntivo determinato dalla torsione intorno all'asse verticale.

$a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$: Dimensione equivalente, usata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore rettangolare di dimensioni b_x , b_y e rotazioni α_x , α_y ;

$a^2 = 3 \alpha D^2 / 4$: Dimensione equivalente, utilizzata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore circolare;

A : Area della superficie del singolo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A' : Area della superficie comune alla singola piastra d'acciaio e allo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A_r : Area ridotta efficace dell'isolatore, valutata come $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x - 0,3d_{Ex}) (b_y - d_{Ey})]$, per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y , $A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$ per isolatori circolari di diametro D ;

b_x, b_y : Dimensioni in pianta, secondo x ed y, della singola piastra di acciaio di un isolatore elastomerico rettangolare ;

b_{min} = min (b_x, b_y)

d : Spostamento massimo raggiunto dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico ;

d₁ : Spostamento corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare ;

d₂ : Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

d_{dc} : Spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLU;

d_{Ex}, d_{Ey}: Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) di un isolatore, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x e y;

d_{rftx}, d_{rfty}: Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$d_E = \text{Max} \{ [(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0,3d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2} \} = d_2$

D : Diametro della singola piastra di acciaio negli isolatori circolari o dimensione in pianta, misurata parallelamente all'azione orizzontale agente, della singola piastra di acciaio;

E_b : Modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta ;

E_c : Modulo di compressibilità assiale valutato come $E_c = (1/(6GS_1^2) + 4/(3E_b))^{-1}$;

F : Forza massima raggiunta dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico ;

F₁ : Forza corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare ;

F₂ : Forza corrispondente allo spostamento massimo di progetto allo SLU in un dispositivo d'isolamento;

G : Modulo di taglio, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti $0,27t_e$ e $0,58t_e$;

G_{din} : Modulo dinamico equivalente a taglio, valutato come $G_{din} = F_{te}/(Ad)$ in corrispondenza di uno spostamento $d = t_e$;

K_e = $F/d = G_{din} A/t_e$ = Rigidezza equivalente di un dispositivo d'isolamento in un singolo ciclo di carico ;

K_{esi} = $\sum_j (K_{ej})$: Rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento;

K₁ = F_1/d_1 : Rigidezza elastica (del primo ramo) del ciclo bilineare teorico di un dispositivo di isolamento a comportamento non lineare;

K₂ = F_2/d_2 : Rigidezza post-elastica (del secondo ramo) del ciclo teorico di un dispositivo di isolamento non lineare;

L : Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero di un isolatore elastomerico maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ;

M : Massa totale della sovrastruttura;

m_j : Massa del piano j-esimo della sovrastruttura;

S₁ = A'/L : Fattore di forma primario di un isolatore elastomerico;

$S_2 = D/t_e$: Fattore di forma secondario di un isolatore elastomerico, nella direzione in esame;
 $S_{2min} = b_{min}/t_e$: Fattore di forma secondario minimo di un isolatore elastomerico rettangolare;
 t_i : Spessore del singolo strato di elastomero;
 t_e : Somma dello spessore dei singoli strati di elastomero valutata maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4;
 t_1, t_2 : Spessore dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra considerata;
 t_s : Spessore della piastra generica ;
 T : Periodo generico;
 T_{br} : primo periodo proprio della struttura a base fissa;
 T_{is} : primo periodo proprio della struttura isolata ;
 V : Carico verticale di progetto agente sull'isolatore in presenza di sisma ;
 V_{max} : Valore massimo di progetto di V ;
 V_{min} : Valore minimo di progetto di V ;
 W_d : Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento in un ciclo completo di carico;
 α_x, α_y : Rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente attorno alle direzioni x ed y ;
 $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$;
 γ : Deformazione di taglio generica;
 $\gamma_c = 1,5V/(S_1 G_{din} A_r)$: la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione assiale;
 $\gamma_s = d_E/t_e$: Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;
 $\gamma_\alpha = a^2/2t_i t_e$: Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla rotazione angolare;
 $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$: Deformazione totale di taglio ;
 $\xi_c = W_d / (2\pi F d) = W_d / (2\pi K_e d^2)$: coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in un singolo ciclo di carico di un dispositivo d'isolamento.
 $\xi_{esi} = \sum_j (W_{dj}) / (2\pi K_{esi} d^2)$: coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento

10.3 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

Gli edifici con isolamento sismico debbono soddisfare i requisiti generali di sicurezza e i criteri di verifica riportati nel capitolo 2 di queste norme. In particolare valgono integralmente le prescrizioni riguardanti la sicurezza nei confronti della stabilità (SLU), della limitazione dei danni (SLD), i terreni di fondazione.

Il soddisfacimento è assicurato dal rispetto delle condizioni espresse in 2.3, salvo condizioni particolari specifiche degli edifici con isolamento sismico, per i quali vale, in aggiunta o in sostituzione, quanto contenuto nei successivi paragrafi.

La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura potrà essere progettata con riferimento alle prescrizioni relative alle strutture con bassa duttilità (DC"B").

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema di isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel punto 10.8 e negli allegati 10.A, 10.B. Per i dispositivi costituenti il sistema di isolamento valgono, inoltre, le condizioni seguenti:

- I dispositivi saranno accompagnati da una relazione che illustri il comportamento meccanico sia di insieme che dei singoli componenti, così da minimizzare la possibilità del verificarsi di comportamenti non previsti.
- La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni orizzontali (sisma, vento, ecc.), sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene che ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, sarà basata su un modello strutturale sufficientemente realistico (ove necessario non lineare, dipendente dallo sforzo assiale, ecc.) e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità e spostamento. Eventuali modifiche di tale comportamento, sia in fase di costruzione che di messa in opera e nella successiva vita utile del dispositivo, possono essere ammesse solo con adeguate giustificazioni e verifiche, incluso il controllo che non siano state introdotte sfavorevoli sovraresistenze e sovrarigidità rispetto alle richieste di progetto.

- Nell'ambito del progetto si dovrà redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione del dispositivo, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto indicheranno i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, saranno indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti intorno alla struttura isolata dovranno non subire danni e rimanere funzionanti per i valori di spostamento corrispondenti allo SLD. Quelle del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione dovranno essere progettati per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata corrispondenti allo SLU, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema di isolamento.

10.4 Caratteristiche e criteri di accettazione dei dispositivi

Ai fini delle presenti disposizioni, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si distinguono in isolatori e dispositivi ausiliari.

Gli isolatori sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità 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).

Tra gli isolatori si individuano:

- isolatori in materiale elastomerico ed acciaio,
- isolatori a scorrimento.

I dispositivi ausiliari svolgono fondamentalmente la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici), rispetto alle azioni orizzontali. Tra di essi si distinguono

- dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare.

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 la 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.

I dispositivi di isolamento possono essere basati su materiali e meccanismi diversi, dai quali dipendono le loro proprietà meccaniche. Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi e degli isolatori che lo costituiscono.

Tutte le parti strutturali dei dispositivi, non direttamente impegnate nella funzione di isolamento, devono essere capaci di sopportare le massime sollecitazioni di progetto rimanendo in campo elastico, con un adeguato coefficiente di sicurezza.

L'idoneità all'impiego deve essere accertata mediante le prove sui materiali e sui dispositivi descritte nell'allegato 10.B eseguite e certificate da laboratori ufficiali, ai sensi dell'art. 20 della legge 1086/71, dotati delle necessarie attrezzature e della specifica competenza ed operanti in regime di qualità.

10.4.1 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi.

Le piastre di acciaio saranno conformi alla **CNR 10018** o equivalente con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Si definiscono due fattori di forma:

- S₁**, fattore di forma primario, rapporto tra la superficie **A'** comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera **L** del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia **S₁ = A'/L**;
- S₂**, fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta **D** della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale **t_e** degli strati di elastomero (**t_e** è ottenuto come somma dello spessore dei singoli strati, maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4) ossia **S₂ = D/t_e**.

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza - spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidezza equivalente **K_e**, il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

La rigidezza equivalente **K_e**, relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza **F** corrispondente allo spostamento massimo **d** raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento (**K_e = F/d**) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio **G_{din}** per **A/t_e**.

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico **W_d** e $2\pi Fd$, ossia $\xi_e = W_d/(2\pi Fd)$.

Le caratteristiche meccaniche (**K_e** e ξ_e) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto **d₂**, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento dell'elastomero, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;
- le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 15% del valore di progetto.
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$;

Gli isolatori elastomerici devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a 1,2 **d₂**. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (**K_e** e ξ_e), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|K_{e(i)} - K_{e(3)}|/K_{e(3)} < 0,15$ e $|\xi_{e(i)} - \xi_{e(3)}|/\xi_{e(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.4.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-PTFE) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla norma EN 1337-2

Gli isolatori a scorrimento dovranno avere un coefficiente d'attrito compreso tra 0 e 3 % e l'attrito valutato in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto **d₂**, dovrà avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze rispetto al valore di progetto non potranno superare un valore massimo del $\pm 50\%$ ed un valore medio del $\pm 15\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento non dovranno superare il 15% del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per condizioni estreme dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, dovranno variare di non più del $\pm 20\%$;
- le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 30% del valore di progetto.
- le variazioni dovute alla velocità (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$;

Gli isolatori a scorrimento devono inoltre essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito (f), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|f_{(1)} - f_{(3)}|/f_{(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Inoltre gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,5 d_2$.

10.4.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento non lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno essenzialmente dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidezza, ma con forza sempre crescente, al crescere del carico, i cui diagrammi forza-spostamento sono sostanzialmente indipendenti dalla velocità di percorrenza e possono essere schematizzati come nella figura 10.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico. Ove necessario tali elementi potranno essere sottoposti singolarmente a prove sperimentali di qualificazione e accettazione.

I dispositivi di isolamento non lineari sono individuati dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle bilineari, definite dalle coordinate (F_1, d_1) , corrispondenti al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e dalle coordinate (F_2, d_2) corrispondenti al valore di progetto allo SLU dello spostamento.

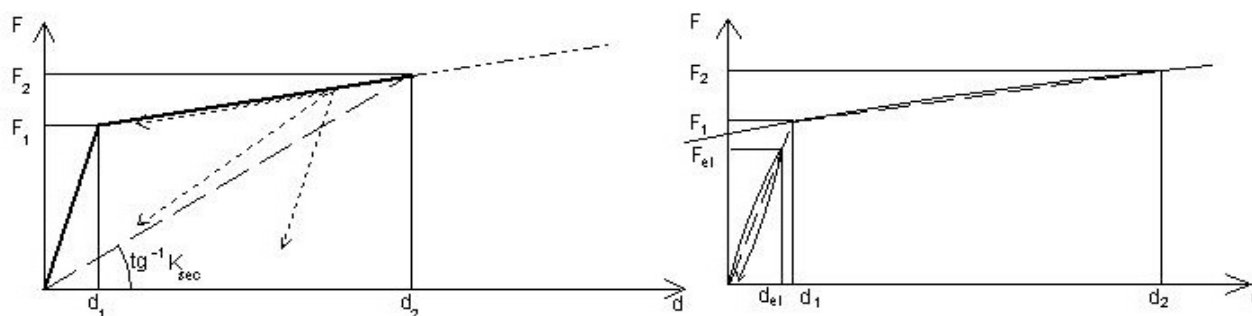


Figura 10.1 Diagrammi forza – spostamento per dispositivi non lineari

Il ciclo bilineare teorico è definito dai seguenti parametri:

d_{el} = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a $d_2/20$;

F_{el} = Forza corrispondente a d_{el} , nel ramo di carico iniziale sperimentale.

d_1 = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ e (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;

F_1 = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ e (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;

d_2 = Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidità elastiche e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come: $K_1 = F_1/d_1$; $K_2 = F_2/d_2$.

Il ciclo teorico che eventualmente si assume per l'esecuzione delle analisi non lineari per la progettazione della struttura, completato dei rami di scarico e ricarico coerenti con il comportamento reale, dovrà essere tale che l'energia dissipata in un ciclo non differisca di più del 10% dall'energia dissipata nel terzo ciclo di carico della prova sperimentale.

Le curve caratteristiche dei dispositivi non lineari, valutate nel terzo ciclo di carico e in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , potranno accusare, nell'ambito della singola fornitura e rispetto al valore di progetto, variazioni che non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$.

Le curve caratteristiche nel terzo ciclo di carico, valutate in termini di forza, in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , e di rigidezza K_2 , dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$;

I dispositivi a comportamento non lineare devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a 1,2 d_2 . I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostrano sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , non variano di più del 15%, in termini di forza e di rigidezza K_2 , rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$, $|K_{2(i)} - K_{2(3)}| / K_{2(3)} < 0,15$ avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice 3 le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.4.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso

I dispositivi ausiliari a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a v^a , e pertanto non contribuiscono alla rigidezza del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento è riportata in figura 10.2. La forma del ciclo è ellittica per $\alpha=1$. Il valore massimo della forza viene sempre raggiunto in corrispondenza dello spostamento nullo.

Il loro comportamento è caratterizzato dalla massima forza sviluppata F_{max} e dall'energia dissipata E_d in un ciclo, per una prefissata ampiezza e frequenza, ossia dalle costanti C e α . L'identificazione di tali parametri ai fini della modellazione meccanica del sistema d'isolamento dovrà essere fatta con riferimento ai valori di forza massima ed energia dissipata durante il terzo ciclo di carico, dovendo essere non superiore al 10% la differenza tra il valore teorico e il valore sperimentale delle due grandezze dette.

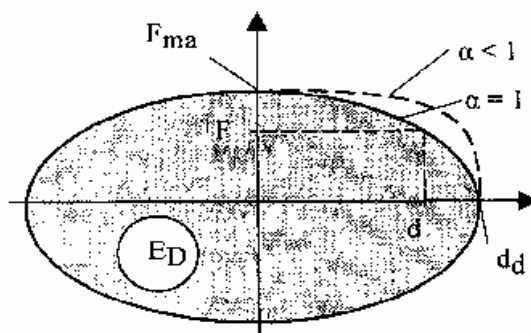


Figura 10.2 – Dispositivi a comportamento viscoso

Le caratteristiche meccaniche (F_{max} e E_d) dei dispositivi reali, valutate per velocità di applicazione delle deformazioni pari a quelle di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;

- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;

I dispositivi a comportamento viscoso devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si intendono favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate nel terzo ciclo di carico e in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , non variano di più del 15%, in termini di forza massima e di energia dissipata, rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$, $|E_{d(i)} - E_{d(3)}| / E_{d(3)} < 0,15$ avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice 3 le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.4.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile rispetto alle azioni verticali. Il loro comportamento è definito tramite la rigidità equivalente K_e e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

Le caratteristiche meccaniche (K_e e ξ_e) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 , e per una frequenza di applicazione del carico pari a quella di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$;

I dispositivi a comportamento visco-elastico devono inoltre essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (K_e e ξ_e), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|K_{e(i)} - K_{e(3)}| / K_{e(3)} < 0,15$ e $|\xi_{e(i)} - \xi_{e(3)}| / \xi_{e(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.5 Indicazioni progettuali

10.5.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

- L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.
- Ove necessario, gli isolatori dovranno essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.
- I materiali utilizzati nel progetto e nella costruzione dei dispositivi dovranno essere conformi alle corrispondenti norme in vigore.
- 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. Tali effetti andranno debitamente

messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente

10.5.2 Controllo di movimenti indesiderati

- Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento debbono essere, per quanto possibili, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti perimetralmente e siano in numero staticamente ridondante.
- Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi.
- Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale dovranno essere scelti in modo tale che il carico verticale V di progetto agente sul singolo isolatore, sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere sempre di compressione o, al più, nullo.

10.5.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

- Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la struttura in elevazione devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, nonché dotate di rigidità adeguata anche in direzione ortogonale al loro piano, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali;
- La condizione precedente si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono direttamente fissati ad entrambi i diaframmi, oppure attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di $1/40$ dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi dovranno essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

10.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti

- Adeguato spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.
- Le eventuali connessioni, strutturali e non, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, gli spostamenti relativi previsti dal calcolo. Particolare attenzione, a tale proposito, deve essere posta negli impianti.
- Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

10.6 Azione Sismica

Ai fini della progettazione l'azione sismica è fondamentalmente definita, in termini di intensità, ovvero accelerazione massima del terreno, forme spettrali, durata degli accelerogrammi, nel capitolo 3 delle presenti norme, salvo quanto prescritto in modo specifico per la progettazione di edifici con isolamento sismico in questo capitolo.

10.6.1 Spettri di progetto

In generale gli spettri elastici definiti al punto 3.2.3. verranno adottati come spettri di progetto, assumendo $T_D=2,5$ s. Le ordinate spettrali per $T>4$ s saranno assunte pari all'ordinata corrispondente a $T=4$ s.

In alternativa all'impiego delle forme standard dello spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3. associate al valore di a_g fornito nel par. 3.2.1. per le diverse zone sismiche, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato, caratterizzati dalle probabilità di superamento richieste per ciascuno dei due stati limite, ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame. Le ordinate di tali

spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non potranno essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro elastico standard applicabile, in relazione al profilo di suolo.

10.6.2 Impiego di accelerogrammi

L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle prescrizioni del punto 3.2.7. e dalle seguenti.

La parte pseudostazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

La coerenza con lo spettro di riferimento va verificata con le seguenti regole, che sostituiscono quelle riportate in 3.2.7. Nel campo $0,8T_{br} \div 1,2T_i$, ove T_{br} rappresenta la stima inferiore del primo periodo proprio della struttura a base fissa e T_i rappresenta la stima superiore del periodo fondamentale equivalente della struttura isolata, la media delle ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento. Comunque, nel campo di periodi compreso tra 0,15 sec. e 4,00 sec., la stessa media non deve risultare inferiore all'80% delle ordinate spettrali di riferimento.

10.7 Modellazione e analisi strutturale

10.7.1 Proprietà del sistema di isolamento

Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, saranno le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse dovranno tener conto, ove pertinente, dell'influenza di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura,
- velocità di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto,
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente,
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto,
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento)

Si dovranno, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi. In generale i valori massimi degli spostamenti del sistema d'isolamento si otterranno attribuendo i valori minimi alle caratteristiche di rigidità, smorzamento, attrito, mentre i valori massimi delle deformazioni e tensioni nella struttura si otterranno attribuendo a tali caratteristiche i valori massimi.

Nella progettazione degli edifici in categoria d'importanza III, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) non differiscano di più del 20% dal valor medio.

10.7.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura verranno modellate sempre come sistemi a comportamento elastico lineare. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

Se viene utilizzato un modello lineare, si dovrà adottare la rigidità secante riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidità totale equivalente del sistema di isolamento, K_{esi} , sarà pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento dovrà essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ_{esi} , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nel range delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale range, il rapporto di smorzamento del modello completo dovrà essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidezza e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, dovrà applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni:

- la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un range del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel range di variabilità di progetto;
- l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} è almeno pari all' 1,25% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema di isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

10.7.3 Metodi di 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

10.7.4 Analisi statica lineare

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:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{M / K_{esi}} \quad (10.1)$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la costruzione isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al punto 4.3.
- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani.
- La maggiore dimensione in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente punto 10.7.2
- Il periodo equivalente T_{is} della costruzione isolata ha un valore compreso fra $4 \cdot T_{bf}$ e 3.0 s, in cui T_{bf} è il periodo della costruzione assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata.
- La rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v è almeno 800 volte più grande della rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento K_{esi} .
- Il periodo in direzione verticale T_v , calcolato come $T_v = 2\pi \sqrt{M / K_v}$, è inferiore a 0,1 s
- Nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali.
- In ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e \cdot (T_{is} \cdot \xi_{esi})}{K_{esi, \min}} \quad (10.2)$$

In cui $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e $K_{esi,min}$ è la rigidità equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in 10.7.1.

Le forze orizzontali da applicare a ciascun piano della sovrastruttura debbono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esiff}) \quad (10.3)$$

in cui m_j è la massa del piano j-esimo.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori δ_{xi} e δ_{yi} , per le azioni in direzione x e y:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}^2}{r_y^2} y_i \quad \delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}^2}{r_x^2} x_i \quad (10.4)$$

in cui:

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidità;

$e_{tot,x,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x, y;

$r_{x,y}$ è il raggio torsionale del sistema di isolamento, dato dalla seguente espressione:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} \quad r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.5)$$

K_{xi} e K_{yi} sono le rigidità equivalenti del dispositivo i-esimo nella direzione x e y rispettivamente.

Gli effetti torsionali sulla sovrastruttura, ai fini della verifica degli elementi strutturali, saranno valutati come specificato in 4.5.2.

10.7.5 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al punto 10.7.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale.

L'analisi modale con spettro di risposta dovrà essere svolta secondo quanto specificato in 4.5.3, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considereranno in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in 4.6. La componente verticale dovrà essere messa in conto nei casi previsti in 4.6 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Per l'applicazione del metodo dello spettro di risposta, lo spettro elastico definito in 3.2.3 va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo si può adottare un solo accelerogramma, purché esso rispetti le condizioni di coerenza con lo spettro di partenza specificate, al punto 3.2.7. La messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ , quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

10.7.6 Analisi dinamica non lineare

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, come stabilito in 10.7.2.

Le analisi dovranno essere svolte nel rispetto delle prescrizioni riportate in 4.5.5.

Nel caso in cui sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari specificate al punto 10.7.4, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale, considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula del par. 10.7.4, in sostituzione di $S_e(T_{eff}, \square_{eff})$. Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 10.7.4, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

10.8 Verifiche

10.8.1 Stato limite di danno (SLD)

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLU, di cui al punto 10.8.2.

La verifica allo SLD della sovrastruttura verrà svolta controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati nel punto 4.10.2.

I dispositivi del sistema di isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle usuali condizioni di servizio e per il terremoto di progetto allo SLU. In caso di sistemi a comportamento fortemente non lineare, gli eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione. Il primo requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo SLU. Il secondo requisito si ritiene normalmente soddisfatto quando lo spostamento corrispondente all'azzeramento della forza nel ramo di scarico del ciclo di massima ampiezza forza-spostamento del sistema di isolamento è non maggiore di 10 mm. Si adotteranno valori inferiori al limite detto quando particolari esigenze funzionali dell'edificio lo richiedano.

Qualora il sistema di isolamento sia realizzato mediante isolatori elastomerici, con o senza inserti in materiale dissipativo (ad es. piombo), il livello di protezione richiesto è da ritenersi conseguito se sono soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLU, di cui al successivo punto 10.8.2.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

10.8.2 Stato limite ultimo (SLU)

Lo SLU della sottostruttura e della sovrastruttura dovranno essere verificati con i valori di $\square_M$ utilizzati per gli edifici non isolati.

Gli elementi strutturali della sottostruttura dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze e i momenti trasmessi dal sistema d'isolamento e dalle forze d'inerzia direttamente applicate ad essa, assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno a_g .

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi dal fattore $q = 1,15 \cdot \square_u / \square_1$, in cui il rapporto $\square_u / \square_1$ è specificato in 5.3.2, combinati con le altre azioni secondo le regole del punto 3.3.

I giunti tra strutture contigue devono essere dimensionati secondo quanto previsto al punto 4.11.1.5. Lo spostamento massimo di un eventuale costruzione contigua esistente potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza solo se la costruzione non è isolata.

I tubi per la fornitura del gas o che trasportano altri fluidi pericolosi, al passaggio dal terreno o da altre costruzioni all'edificio in esame, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

Negli edifici di categoria d'importanza I, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni.

I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente probabilità di arrivo inferiori a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando quest'ultimo del 20%. Nel caso di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, è sufficiente maggiorare del 20% lo spostamento ottenuto con il terremoto di progetto. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, occorre ripetere le analisi per l'azione sismica maggiorata.

Per tutti gli isolatori deve essere, in generale, soddisfatta la condizione: $V \geq 0$ (assenza di trazione). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$ in condizioni sismiche, occorrerà dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore è in grado di sostenere tale condizione oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione.

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

Gli isolatori elastomerici debbono soddisfare le verifiche riportate nell'allegato 10.A.

Le modalità di effettuazione delle prove sperimentali sui dispositivi, atte a verificare la rispondenza dei dispositivi alle ipotesi progettuali e alle condizioni da rispettare agli stati limite sono riportate nell'allegato 10.B

10.9 Aspetti costruttivi, manutenzione, sostituibilità

Il progetto dei dispositivi di qualsiasi tipo comprende la redazione di un piano di qualità, che prevede, fra l'altro, la descrizione delle loro modalità di installazione durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici e degli interventi di manutenzione durante la vita di progetto della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto e che, comunque, non deve risultare minore di 60 anni.

Ai fini della durabilità sono rilevanti le differenti proprietà di invecchiamento degli elastomeri (gomme) e dei polimeri termoplastici (teflon), l'azione degradante esercitata dall'ossigeno atmosferico sulle superfici degli elementi di acciaio, le caratteristiche fisiche e chimiche degli adesivi, utilizzati per incollare le lamiere di acciaio alla gomma, e quelle dei polimeri organici del silicio a catena lineare (oli e grassi siliconici), utilizzati nei dispositivi viscosi.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la preregolazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture di c.a. deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura ovvero altre disposizioni costruttive equivalenti (per es. mensole corte che aggettano dalla base della sovrastruttura e che appoggiano su due martinetti ai lati dell'isolatore).

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento, che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

10.10 Collaudo

Il collaudo statico deve essere effettuato in corso d'opera; al riguardo si segnala che di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto.

Il collaudatore deve avere specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di struttura 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 prescrizioni di minima di seguito riportate :

- con riferimento a quanto indicato nei precedenti par. 3.5 e 3.6 devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore, 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 ;

Il collaudatore, nell'ambito dei suoi poteri discrezionali, potrà estendere i propri accertamenti, ove ne ravvisi la necessità. In tale senso il collaudatore potrà disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

11 EDIFICI ESISTENTI

11.1 Generalità

Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione.
- Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili.

Tali edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati o di altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti.

Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all'affidabilità dell'informazione disponibile.

È fatto obbligo eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento, in accordo con le presenti norme, qualora ne sia verificata la necessità, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare o ampliare l'edificio (s'intende per ampliamento la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso; in tal caso non sussiste obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2)
- b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;
- c) effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;
- d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.

Le sopraelevazioni nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani sono ammissibili solamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione dell'altezza, senza il rispetto delle norme di cui al punto 4.2, qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

Qualora si intenda effettuare interventi di tipo strutturale su singoli elementi di fabbrica oppure interventi di miglioramento, intendendo con essi l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti a far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, è consentito procedere senza dar luogo alle analisi e verifiche di cui al presente capitolo, a condizione che si dimostri che l'insieme delle opere previste è comunque tale da far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

È consentito alle Regioni, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive del proprio territorio, consentire un miglioramento controllato della vulnerabilità, riducendo i livelli di protezione sismica e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i tre stati limite sotto definiti.

Per gli edifici di speciale importanza artistica, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, è consentito derogare da quanto prescritto nelle presenti norme, in quanto incompatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale. In tal caso peraltro, è richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

11.2 Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto contenuta nelle presenti norme.

Le norme forniscono gli strumenti per la valutazione di singoli edifici ed i risultati non sono estendibili a edifici diversi pur appartenenti alla stessa tipologia.

Gli stessi metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni valgono per la valutazione degli edifici esistenti, salvo quanto diversamente indicato nel seguito.

Nell'effettuare la valutazione si terrà conto dell'esperienza derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici se disponibile.

11.2.1 Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti con struttura in cemento armato richiede la considerazione di uno stato limite aggiuntivo rispetto a quelli definiti al punto 2.1 e 2.2, in quanto essi di regola non soddisfano né i principi di gerarchia delle resistenze né posseggono adeguata duttilità.

I requisiti di sicurezza definiti nel presente capitolo fanno pertanto riferimento allo stato di danneggiamento della struttura definito in questa norma mediante i seguenti tre Stati Limite (SL):

SL di Collasso (CO): la struttura è fortemente danneggiata, con ridotte caratteristiche di resistenza e rigidezza residue, appena in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte degli elementi non strutturali sono distrutti. L'edificio presenta un fuori piombo significativo e non sarebbe in grado di subire senza collasso ulteriori, anche modeste, accelerazioni al suolo;

SL di Danno Severo (DS): la struttura presenta danni importanti, con significative riduzioni di resistenza e rigidezza. Gli elementi non strutturali sono danneggiati ma senza espulsione di tramezzi e tamponature. Data la presenza di deformazioni residue la riparazione dell'edificio risulta in genere economicamente non conveniente;

SL di Danno Limitato (DL): i danni alla struttura sono di modesta entità senza significative escursioni in campo plastico. Resistenza e rigidezza degli elementi portanti non sono compromesse e non sono necessarie riparazioni. Gli elementi non strutturali presentano fessurazioni diffuse suscettibili di riparazioni di modesto impegno economico.

Gli SL di DS e di DL corrispondono agli stati limite SLU e SLD definiti per gli edifici di nuova costruzione. Lo SL di CO corrisponde ad un azione di progetto più elevata, caratterizzata da una più bassa probabilità di superamento.

11.2.2 Criteri di verifica

Ai fini delle verifiche di sicurezza gli elementi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili".

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformabilità.

La verifica degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Nel seguito con il termine "capacità" si indicherà indifferentemente il limite di deformabilità o la resistenza del generico elemento o meccanismo, a seconda che questo sia duttile o fragile.

SL di CO

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Nel caso di elementi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in 11.2.6.

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi duttili e di resistenze ultime per gli elementi fragili.

SL di DS

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Nel caso di elementi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in 11.2.6.

Le capacità sono definite in termini di "deformazioni di danno" per gli elementi duttili e di resistenze frattili inferiori per gli elementi fragili.

SL di DL

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Sia per gli elementi duttili che per quelli fragili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale.

Le capacità sono riferite alla resistenza a snervamento per gli elementi duttili e ad un limite elastico frattile inferiore per gli elementi fragili.

La capacità degli elementi non strutturali (tamponature) è quella corrispondente ad una loro fessurazione diffusa per effetto degli spostamenti interpiano.

11.2.3 Dati necessari per la valutazione

11.2.3.1 Generalità

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- Documenti di progetto;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale;
- Prove in-situ e in laboratorio.

11.2.3.2 Dati richiesti

In generale saranno acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- Identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3. Quanto sopra sarà ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- Identificazione delle strutture di fondazione;
- Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1;
- Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- Informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, collegamenti tra le pareti in muratura, collegamenti tra orizzontamenti e pareti murarie, etc.);
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione q , se applicabile;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza, secondo il punto 2.5;
- Rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza da adoperare come indicato per ciascun materiale di costruzione.

11.2.3.3 Livelli di conoscenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza vengono definiti i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: *geometria*, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, *dettagli strutturali*, quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti, *materiali*, proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, i valori caratteristici da adottare per le proprietà dei materiali e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza. Le procedure per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a. e acciaio e nel punto 11.5 per gli edifici in muratura.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e coefficienti parziali di sicurezza è illustrata nella tabella seguente. La definizione dei termini "visivo", "completo", "limitato", "estensivo", "esaustivo", "aumentato" e "diminuito" contenuti nella tabella è fornita nel seguito.

Tabella 11.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	γ_m
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	Aumentati
LC2		Disegni costruttivi incompleti + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto + <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	Invariati
LC3		Disegni costruttivi completi + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali + <i>limitate</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	Diminuiti

LC1: Conoscenza limitata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e devono venire ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. E' richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni da costruttivi né da certificati di prova. Si adotteranno valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali saranno aumentati secondo le indicazioni contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie costruttive.

LC2: Conoscenza adeguata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso è richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali sono quelli previsti dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione.

LC3: Conoscenza accurata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esauritiva verifica in-situ oppure noti dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è comunque richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da esauritive verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali saranno ridotti rispetto a quelli previsti dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione secondo le indicazioni contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie costruttive.

Geometria (carpenterie)

Disegni originali di carpenteria: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

Disegni costruttivi o esecutivi: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In aggiunta essi contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.

Rilievo visivo: serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo descritto al punto seguente.

Rilievo completo: serve a produrre disegni completi di carpenteria nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

Dettagli costruttivi

Progetto simulato: serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. Deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Verifiche in-situ limitate: servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

Verifiche in-situ estese: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

Verifiche in-situ esaustive: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

Proprietà dei materiali

Calcestruzzo: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.

Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima.

Unioni di elementi in acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima.

Metodi di prova non distruttivi: non possono essere impiegati in sostituzione di quelli sopra descritti.

Verifiche in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova. Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

Verifiche in-situ estese: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova. Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

Verifiche in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

Tabella 11.3a – Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 11.3b – Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

	Rilievo (dei collegamenti)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

11.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente.

Tabella 11.4 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

Livello di conoscenza	Conglomerato	Acciaio da c.a. o da carpenteria metallica
LC1	$1.25\gamma_c$	$1.15\gamma_s$
LC2	γ_c	γ_s
LC3	$0.80\gamma_c$	$0.85\gamma_s$

11.2.5 Valutazione della sicurezza

11.2.5.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

11.2.5.2 Azione sismica

Per gli SL di DS e DL l'azione sismica da adottare per la valutazione è quella definita nel capitolo 3. Le accelerazioni di ancoraggio dello spettro elastico per lo SL di CO si ottengono moltiplicando per 1,5 i valori indicati per lo SL di DS.

11.2.5.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

11.2.5.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le limitazioni indicate nella Tabella 1 e con le seguenti precisazioni.

Analisi statica lineare

Le condizioni di applicabilità di questo metodo sono indicate al punto 4.5.2. Queste ultime vanno integrate con le seguenti indicazioni aggiuntive:

- Indicando con $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente C_i dell' i -esimo elemento primario della struttura, e con $\rho_{\max}$ e $\rho_{\min}$ rispettivamente i valori massimo e minimo di ρ considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ non supera il valore 2;
- Il valore di $\rho_{\max}$ non supera i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali;
- La capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i , quest'ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il loro ρ_i è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il loro ρ_i è minore di 1.

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.2 salvo il fatto che lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al punto 3.2.3.

Analisi dinamica modale

Tale metodo di analisi è applicabile alle medesime condizioni di cui al punto precedente, con le modalità indicate al punto 4.5.3 salvo il fatto che lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al punto 3.2.3.

Analisi statica non lineare

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.4.

Analisi dinamica non lineare

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.5.

11.2.5.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6

11.2.6 Verifiche di sicurezza

11.2.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)

Le verifiche sono di tipo distinto per elementi/meccanismi di tipo duttile oppure fragile. La classificazione degli elementi/meccanismi in duttili e fragili è contenuta nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Gli elementi/meccanismi di tipo duttile sono da considerare implicitamente verificati, a ragione del fatto che il massimo rapporto tra effetto dell'azione e corrispondente capacità non supera i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Le sollecitazioni di verifica per gli elementi/meccanismi di tipo fragile possono essere ottenute in due modi:

- se tali elementi sono collegati a elementi duttili che soddisfano la condizione $\rho_i < 1$, le sollecitazioni di verifica sono quelle derivanti dall'analisi;
- se tali elementi sono collegati a elementi duttili per i quali $\rho_i \geq 1$, le sollecitazioni di verifica si ottengono dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili, moltiplicate per un fattore γ_{Rd} i cui valori sono dati nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Le resistenze di verifica sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti γ_m modificati come indicato nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

11.2.6.2 Analisi non lineare (statica o dinamica)

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

Gli elementi/meccanismi duttili devono avere una capacità deformativa non inferiore a quella ottenuta dall'analisi. Espressioni per la valutazione di tale capacità sono contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Per gli elementi/meccanismi fragili le resistenze di verifica sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti γ_m modificati come indicato nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

11.2.7 Edifici in zona 4

Gli edifici esistenti in zona 4 possono essere verificati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", considerando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), secondo la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9). L'ordinata spettrale $S_d(T_1)$ dovrà essere assunta pari ai seguenti valori:

- per edifici con struttura in cemento armato, in acciaio e composta acciaio – calcestruzzo
 $S_d(T_1) = 0,05$
- per edifici in muratura non armata
 $S_d(T_1) = 0,10$
- per edifici in muratura armata
 $S_d(T_1) = 0,6$

Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo, applicando i coefficienti parziali di sicurezza di cui al punto 11.2.4, per edifici con struttura in cemento armato o acciaio ed al punto 11.5.3 per edifici con struttura in muratura.

11.3 Edifici in cemento armato

11.3.1 Criteri per la scelta dell'intervento

11.3.1.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.

11.3.1.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie...
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli"...
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale o totale.

11.3.1.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

11.3.2 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

11.3.3 Modelli di capacità per la valutazione

11.3.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo ("rotazione rispetto alla corda") a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

SL di CO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come ad esempio riportato in allegato 11.A.

SL di DS

La rotazione relativa a tale SL, θ_{SD} , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u .

SL di DL

La rotazione rispetto alla corda allo snervamento, θ_y , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad (11.1)$$

nella quale i primi due termini tengono conto del contributo flessionale e di taglio, rispettivamente, e il terzo dello scorrimento delle barre all'ancoraggio. Nell'espressione precedente, d e d' sono le distanze dal lembo compresso delle armature tese e compresse, rispettivamente.

11.3.3.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio V_R si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

11.3.3.3 Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al punto 5.4.3.1. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:

per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (11.2)$$

per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c \quad (11.3)$$

Dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_n indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, A_g indica la sezione orizzontale del nodo.

11.3.4 Modelli di capacità per il rinforzo

11.3.4.1 Incamiciatura in c.a.

Camicie in c.a. possono essere applicate a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio: } \tilde{V}_R = 0.9V_R \quad (11.4)$$

$$\text{resistenza a flessione: } \tilde{M}_y = 0.9M_y \quad (11.5)$$

$$\text{deformabilità allo snervamento: } \tilde{\theta}_y = 0.9\theta_y \quad (11.6)$$

$$\text{deformabilità ultima: } \tilde{\theta}_u = \theta_u \quad (11.7)$$

11.3.4.2 Incamiciatura in acciaio

Camicie in acciaio possono essere applicate a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Le camicie in acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni e interasse adeguati, oppure avvolti in nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari possono essere fissati con resine epossidiche o semplicemente resi aderenti al calcestruzzo esistente. Le bande possono essere preriscaldate prima della saldatura e i nastri presollecitati, in modo da fornire successivamente una pressione di confinamento.

Aumento della resistenza a taglio

Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva offerta dalla camicia vale:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j b}{s} f_{yw} \frac{1}{\cos \alpha} \quad (11.8)$$

nella quale t_j, b, s sono rispettivamente spessore, larghezza e interasse delle bande ($b/s = 1$ nel caso di camicie continue).

Azione di confinamento

L'effetto di confinamento di una camicia in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento al percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del conglomerato confinato possono essere impiegate le espressioni contenute al punto 3.1.9 dell'Eurocodice 2. Alternativamente si possono usare le espressioni seguenti:

- per la resistenza del conglomerato confinato:

$$f_{cc} = f_{cd} \left[1 + 3.7 \left(\frac{0.5 \alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cd}} \right)^{0.87} \right] \quad (11.9)$$

nella quale $\rho_s \cdot f_{yw}$ sono rispettivamente la percentuale geometrica e resistenza a snervamento dell'acciaio della camicia, ed α è il "fattore di efficienza" dato dal rapporto tra l'area di conglomerato confinato e l'area complessiva della sezione.

- per la deformazione ultima del conglomerato confinato:

$$\varepsilon_{cc} = 0.004 + 0.6 \varepsilon_{su} \rho_s \frac{f_{yw}}{f_{cc}} \quad (11.10)$$

Miglioramento della giunzioni per aderenza

Le camicie in acciaio possono fornire un'efficace azione di serraggio nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

- la camicia si prolunghi per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- nella zona di sovrapposizione la camicia è mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni devono venire disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

11.3.4.3 Placcatura e fasciatura in materiali fibrorinforzati (FRP)

L'uso del FRP nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri e pareti mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con FRP con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con FRP con fibre continue disposte lungo il perimetro;

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le procedure e le formule riportate nell'allegato 11.B.

11.4 Edifici in acciaio*11.4.1 Criteri per la scelta dell'intervento**11.4.1.1 Indicazioni generali*

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;

- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale e dei collegamenti;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la stabilità locale e flessione – torsionale degli elementi e globale della struttura.

11.4.1.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- incremento della resistenza dei collegamenti;
- introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso;
- miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative e nei collegamenti trave-colonna;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, controventi in acciaio, pareti in c.a., ...
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli"...
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale o totale.

11.4.1.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

11.4.2 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

11.4.3 Modelli di capacità per la valutazione

11.4.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo ("rotazione rispetto alla corda") a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

SL di DS

La rotazione rispetto alla corda relativa a tale SL, θ_{SD} , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u ; quest'ultima può essere calcolata con metodi di comprovata validità, come ad esempio quelli riportati in allegato 11.B.

SL di DL

Per il controllo di tale Stato Limite, la rotazione rispetto alla corda allo snervamento, θ_y , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \frac{M_{e,Rd} L_V}{2EI} \quad (11.1)$$

dove i simboli sono definiti nell'Allegato 11.C.

11.4.3.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio V_R si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

11.4.3.3 Collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

11.5 Edifici in muratura

11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

Si applica quanto prescritto al capitolo 2 per gli edifici di nuova costruzione.

11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

11.5.2.1 Geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola da operazioni di rilievo. Si distinguono:

Rilievo sommario: comprende il rilievo dei principali elementi strutturali resistenti a taglio, piano per piano, ed una stima a campione dell'andamento e della rigidezza dei solai.

Rilievo completo: comprende il rilievo completo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, il rilievo dell'andamento di tutti i solai, una valutazione accurata della loro rigidezza ed una valutazione dei carichi di gravità gravanti su ogni elemento di parete. L'effettiva rigidezza dei solai dovrà essere verificata sperimentalmente per campione.

11.5.2.2 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti ortogonali
- b) qualità del collegamento tra solai e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano
- c) esistenza di architravi dotate di resistenza flessionale al di sopra delle aperture
- d) presenza di elementi strutturali spingenti e di eventuali elementi atti ad eliminare la spinta
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.

Si distinguono:

Verifiche in-situ limitate: sono basate unicamente su rilievi di tipo visivo e possono essere effettuate per campione.

Verifiche in-situ estese ed adeguate: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, di regola, a scrostature di intonaco, messa a nudo delle caratteristiche di immorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti a) e b) potrà essere effettuato per campione. L'efficacia degli eventuali elementi atti ad eliminare la spinta dovrà essere verificato sperimentalmente. L'esame degli elementi di cui ai punti c), d) ed e) dovrà estendersi in modo sistematico all'intero edificio.

11.5.2.3 Proprietà dei materiali

La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio su elementi prelevati dalle strutture dell'edificio. Le prove possono in generale comprendere l'utilizzo di martinetti piatti in combinazione con prove di resistenza a taglio dei letti di malta, prove di compressione diagonali su pannelli e prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti.

Verifiche in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione. Sono basate su esami visivi della tessitura della muratura e degli elementi (blocchi e malta) di cui è costituita. Deve essere effettuato almeno un esame per ogni tipo di muratura presente e per ogni piano dell'edificio. Non sono richieste prove sperimentali.

Verifiche in-situ estese: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. È richiesta almeno una prova su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive di cui al punto precedente.

Verifiche in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Sono richieste almeno tre prove su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive.

11.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente. Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ adeguate ed esaustive. Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ estese.

Tabella 11.6 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

Livello di conoscenza	Coefficiente
LC1	$1.5\gamma_m$
LC2	γ_m
LC3	$0.70\gamma_m$

11.5.4 Valutazione della sicurezza

11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

11.5.4.2 Azione sismica

Si applicano le prescrizioni di cui al capitolo 3.

11.5.4.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

11.5.4.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le precisazioni e restrizioni indicate al punto 8.1.5.

11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6

11.5.5 Verifiche di sicurezza

Si applica quanto prescritto ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria.

11.5.6 Criteri per la scelta dell'intervento

11.5.6.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- Nel caso in cui siano state evidenziate inadeguatezze in uno o più dei dettagli di cui al punto 11.5.2.2 è necessario intervenire specificamente. In particolare, architravi non resistenti a flessione, spinte orizzontali, collegamenti inadeguati tra solai e pareti, elementi a forte vulnerabilità, vanno in ogni caso eliminati. Collegamenti inadeguati tra pareti ortogonali possono essere mantenuti, a condizione che vengano tenuti opportunamente in conto nel calcolo.
- Nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione.
- Una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi.
- La trasformazione di solai flessibili in solai rigidi comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rilevarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura.
- Sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la capacità deformativa di singoli elementi.
- È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.

11.5.6.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- Rinforzo, sostituzione o ricostruzione di parte degli elementi.
- Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, nuovi setti murari, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti, ...
- Modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli", irrigidimento di solai, ...
- Introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto.
- Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di tamponature non portanti.
- Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base.
- Riduzione delle masse.
- Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio.
- Demolizione parziale o totale.

11.5.6.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

11.5.7 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;

- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale con i metodi ammessi al punto 11.5.4 considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, ovvero, per gli elementi di nuova costruzione, in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

11.5.8 Modelli di capacità per la valutazione

11.5.8.1 Pareti murarie

Si utilizzano i modelli descritti al punto 8.2.2, con i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla tabella 1.6.

Nel caso di analisi non lineare, lo spostamento ultimo di ciascun pannello potrà essere assunto pari a quanto indicato per collasso in presso flessione (punto 8.2.2.1) solo se la resistenza a collasso per taglio del pannello è superiore rispetto a quella per presso flessione di almeno il 30 % .

11.5.8.2 Solai

La rigidità e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni dovrà essere valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato ai punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2.

11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati, dovranno essere giustificati dal progettista. I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo 11. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura senza ricorrere a verifiche sperimentali comporterà l'utilizzo di fattori parziali di sicurezza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

11.5.9 Edifici semplici

È consentito applicare le norme semplificate di cui al punto 8.1.9 quando, oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, risulti verificato quanto segue.

- a) Le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate
- b) I solai siano ben collegati alle pareti, per mezzo di tasselli e/o di cordoli di piano
- c) Tutte le aperture siano dotate di architravi dotate di resistenza flessionale
- d) Tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali
- e) Tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati
- f) Tutti i solai possano essere considerati infinitamente rigidi e resistenti (punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2).

ALLEGATO 10.A – VERIFICA ALLO SLU DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI

Avendo indicato con:

- $\gamma_c = 1,5V/(S_1 G_{din} A_r)$ la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione, dove:
 E_c modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come $E_c = (1/(6GS_1^2) + 4/(3E_b))^{-1}$;
 G modulo di taglio statico dell'elastomero;
 E_b modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;
 V sforzo normale massimo sull'isolatore, derivato dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (vedi punto 3.3.);
 S_1 fattore di forma primario, definito al punto 3.6.1.;
 A_r area ridotta efficace dell'isolatore, calcolata come:
 $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x - 0,3d_{Ex}) (b_y - d_{Ey})]$, per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y ,
 $A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$ per isolatori circolari di diametro D ;
 d_{Ex}, d_{Ey} spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y
 d_{rftx}, d_{rfty} : spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;
 $d_E = \text{Max} \{ [(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0,3d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2} \}$
- $\gamma_s = d_E/t_e$ la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;
- $\gamma_\alpha = a^2/2t_e$ la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare dove:
 $a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$ nel caso di un isolatore rettangolare, essendo α_x ed α_y le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y , $a^2 = 3 \alpha D^2/4$ nel caso di un isolatore circolare, essendo $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$.
- $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$ deformazione di taglio totale di progetto
- $V_{cr} = G A_r S_1 b_{min}/t_e$ dove;
 $b_{min} = \text{min}(b_x, b_y)$ per isolatori rettangolari e $b_{min} = D$ per isolatori circolari.

Gli isolatori in elastomero ed acciaio debbono soddisfare alle verifiche di seguito elencate

Tensione negli inserti in acciaio

La tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio

$$\sigma_s = 1,3 V (t_1 + t_2) / (A_r t_s),$$

dove t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra e t_s è il suo spessore ($t_s \geq 2$ mm), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk} .

Deformazione di taglio massima degli isolatori

Deve risultare soddisfatte le condizioni:

$$\gamma_t \leq 5,$$

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1,5 \leq 2,$$

dove γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.

Instabilità

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2,5.

ALLEGATO 10.B – MODALITÀ DI PROVA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

10.B.1. Isolatori in materiale elastomerico ed acciaio

Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalla CNR 10018, con le seguenti variazioni ed aggiunte:

- le prove di invecchiamento vanno effettuate per 21 giorni a 70°C; la variazione del modulo **G** deve essere contenuta entro il 10% del valore iniziale;
- il modulo **G** deve essere determinato anche per una deformazione tangenziale pari a $\pm 100\%$.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, fattore di forma primario **S₁** uguale, fattore di forma secondario **S₂** uguale o maggiore) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, vengono effettuate alla temperatura di $23^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$, a non meno di due giorni di distanza dalla vulcanizzazione, così da avere una temperatura uniforme sull'intero dispositivo (i giorni salgono a quattro per dispositivi di dimensioni maggiori di 700 mm), e sono le seguenti:

- determinazione statica della rigidità a compressione tra il 30% e il 100% del carico verticale **V** di progetto in presenza di sisma, somma dei carichi verticali dovuti a permanenti ed accidentali moltiplicati per opportuni coefficienti ed alle eventuali azioni concomitanti (forze orizzontali, spostamenti e rotazioni);
- determinazione statica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, del modulo statico di taglio **G**, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti $0,27t_e$ e $0,58t_e$;
- determinazione dinamica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, del modulo dinamico di taglio **G_{din}** e dello smorzamento **ξ** mediante prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5 Hz ed in corrispondenza del 3° ciclo, valutando **G_{din} = F_{te}/(Ad)** come modulo secante in corrispondenza di **d/t_e=1**, con l'obbligo per **G_{din}** di ricadere nell'intervallo $0,35 \div 1,40$ MPa;
- determinazione delle curve **G-γ** e **ξ-γ** mediante le prove dinamiche cicliche precedentemente descritte e per i seguenti valori di **γ**: 0,05, 0,3, 0,5, 0,7, 1,0, 2,0, effettuando almeno 5 cicli per ciascuna ampiezza;
- determinazione delle caratteristiche di creep mediante prove di compressione sotto carico costante e pari a **V**, della durata di almeno 7 giorni (la deformazione verticale per creep deve essere inferiore al 20% della deformazione statica sotto il carico **V**);
- determinazione delle variazioni di rigidità verticale ed orizzontale, quest'ultima sia statica che dinamica, conseguenti ad un invecchiamento artificiale ottenuto mantenendo i dispositivi di prova per 21 giorni a 70°C, (i valori di **G** dopo l'invecchiamento non devono superare di 1,15 volte i valori di **G** prima dell'invecchiamento);
- valutazione della stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio, effettuata accertandosi che il dispositivo rimanga stabile se assoggettato ad uno spostamento orizzontale pari ad $1,8 t_e$ in presenza di un carico verticale pari sia ad $1,5 V_{\max}$ che a $0,5 V_{\min}$ (indicando con **V_{max}** e **V_{min}** rispettivamente i valori massimo e minimo di **V**);
- Valutazione della capacità di sostenere, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso almeno pari a $1,2 d_2$;
- valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, effettuata sottoponendo l'isolatore, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, a una deformazione **γ** $\geq 2,5$ senza che si verifichino danni.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 4 dispositivi, due per le prove senza invecchiamento e due per le prove con invecchiamento.

Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il $\pm 10\%$, sono le seguenti:

- misura della geometria esterna che dovrà rispettare le tolleranze prescritte dalla CNR 10018, con l'unica deroga dei dispositivi di altezza superiore a 100 mm per i quali la tolleranza sulle altezze è compresa tra 0 e 6mm;
- determinazione statica della rigidità verticale tra il 30% e il 100% del carico V ;
- determinazione statica del modulo G con le modalità specificate per le prove di qualificazione;
- valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, con le modalità specificate per le prove di qualificazione, ma adottando per la deformazione γ il valore corrispondente allo spostamento d_2 .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

10.B.2. Isolatori a scorrimento

Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sulle superfici di scorrimento sono quelle previste dalla EN 1337-2.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, vengono effettuate alla temperatura di $23^\circ\text{C} \pm 3^\circ\text{C}$, sono le seguenti:

- determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale V di esercizio, a $V_{\max}$ e a $V_{\min}$;
- determinazione dinamica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale V di esercizio, a $V_{\max}$ e a $V_{\min}$, e per tre valori della velocità (frequenza), pari a quella di progetto e alla stessa variata del $\pm 30\%$;

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, le prove andranno ripetute con la presenza di tali parti supplementari.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi.

Nel caso in cui le prove vengano effettuate su dispositivi in scala, i certificati di prova dovranno essere accompagnati da una relazione del produttore o del progettista che dimostri l'equivalenza dei risultati a quelli ottenibili su un dispositivo non in scala.

Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione.

- Verifica delle tolleranze dimensionali delle superfici di scorrimento come previste dalla EN 1337-2
- determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale V di esercizio, e ai valori di progetto sotto azioni sismiche $V_{\max}$ e $V_{\min}$.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, su almeno un dispositivo completo di tali parti supplementari verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm 1,2d_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

10.B.3. Dispositivi a comportamento non lineare e lineare

Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare la tensione e l'allungamento al limite elastico, la tensione e l'allungamento a rottura del materiale costituente gli elementi base del

dispositivo. Esse sono finalizzate ad individuare i valori medi e quelli caratteristici delle quantità suddette e la prevedibile costanza di comportamento del materiale considerato e debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alla variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova "preliminare", condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a $\pm 0,1 d_2$, $\pm 0,3 d_2$, $\pm 0,5 d_2$, $\pm d_2$,
- prova "quasi statica", condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1,2 d_2$;
- prova "dinamica", condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1,2 d_2$, applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm d_2$.

La "prova dinamica" può essere sostituita da una replica della prova statica, qualora il materiale degli elementi base sia acciaio, o altro materiale il cui comportamento ciclico non dipenda dalla velocità di deformazione, in un range del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto. Tale proprietà dovrà, eventualmente, essere verificata attraverso apposite prove sui materiali o sugli elementi base.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi.

Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il $\pm 10\%$, sono le seguenti:

- misura della geometria esterna, con tolleranza di $\pm 10\%$ sugli spessori e $\pm 5\%$ sulle lunghezze;
- prova ciclica condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a $\pm d_2/20$, volte a determinare il valore della rigidità teorica iniziale K_1 .
- Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4. Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm 1,2 d_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

10.B.4. Dispositivi a comportamento viscoso

Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare le caratteristiche di viscosità del fluido. Esse debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alla variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova “preliminare”, condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale non inferiore a $\pm 0,1 d_2$, $\pm 0,3 d_2$, $\pm 0,5 d_2$, $\pm d_2$, per almeno 5 diversi valori della velocità di spostamento, in un range $\pm 50\%$ intorno al valore di progetto;
- prova “dinamica”, condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1,2 d_2$, applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm d_2$.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi.

Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il $\pm 10\%$, sono le seguenti:

- misura della geometria esterna, con tolleranza di $\pm 10\%$ sugli spessori e $\pm 5\%$ sulle lunghezze;
- prova “dinamica”, condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm d_2$, applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm d_2$.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

ALLEGATO 11.A – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante le seguenti formule:

$$\theta_u = a_{st}(1 - 0.38a_{cyc})(1 + \frac{a_{sl}}{1.7})(1 - 0.37a_{wall}) \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.425} 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.45^{100 \rho_d}) \quad (11.A.1)$$

dove a_{st} vale 0.016 per acciai laminati a caldo o trattati termicamente, o 0.0105 per acciaio laminato a freddo, a_{cyc} vale 0 per deformazione monotona e 1 per deformazione ciclica con almeno un ciclo alla deformazione ultima, a_{sl} vale 1 in presenza di scorrimento delle armature longitudinali al di là della sezione terminale, 0 altrimenti, a_{wall} vale 1 nel caso pareti, e 0 per travi e pilastri, v è lo sforzo assiale normalizzato, ω e ω' percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione, rispettivamente, (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione), $\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ la percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe), ρ_d la percentuale di armatura inclinate in ciascuna direzione, α un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c} \right) \quad (11.A.2)$$

(b_c e h_c dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

In alternativa per la valutazione di θ_u si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad (11.A.3)$$

nella quale θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definite in (11.1), ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando la deformazione ultima del conglomerato ε_{cu} , ϕ_y è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} , L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0.08 L_v + \frac{1}{60} \alpha_{sl} d_b f_y \quad (11.A.4)$$

dove α_{sl} vale 1 in presenza di scorrimento delle armature longitudinali al di là della sezione terminale, 0 altrimenti, d_b è il diametro delle barre longitudinali.

ALLEGATO 11.B – PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN C.A. RINFORZATI CON FIBRE

Resistenza a taglio

La resistenza a taglio di elementi fragili può venire migliorata mediante applicazione di fasce in FRP. Queste possono essere usate per fasciare completamente l'elemento (nel caso di pilastri), possono essere semplicemente incollate sui fianchi oppure, in configurazioni a U, incollate sui fianchi e sul fondo.

La resistenza a taglio si valuta come somma di tre contributi, del conglomerato, dell'acciaio e del FRP:

$$V_R = V_c + V_w + V_f \quad (11.B.1)$$

dove V_c, V_w sono i contributi del conglomerato e dell'acciaio calcolati in accordo all'Eurocodice 2.

Il contributo del FRP è dato, nel caso di sezioni rettangolari da:

$$V_f = 0.8db_w\rho_fE_f\varepsilon_{f,e}(1 + \cot\beta)\sin\beta \quad (11.B.2)$$

dove β è l'angolo formato tra l'asse dell'elemento e la direzione principale delle fibre, $\rho_f = 2t_f \sin\beta / b_w$ è la percentuale di FRP (essendo t_f lo spessore delle fibre), $\varepsilon_{f,e} \leq 0.006$ è la deformazione efficace definita come:

- Per fasciature chiuse o efficacemente ancorate in zone compresse con fibre di carbonio (CFRP):

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad (11.B.3)$$

- Per camicie aperte, ad U o a fasce singole, con fibre di carbonio (CFRP):

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0.65 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.56} ; 0.17 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \right] \quad (11.B.4)$$

- Per fasciature chiuse o efficacemente ancorate in zone compresse con fibre di aramidio (AFRP):

$$\varepsilon_{f,e} = 0.048 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad (11.B.5)$$

dove ε_{fu} è la deformazione ultima del FRP. Nelle formule su indicate f_c e E_f devono essere espressi in MPa e GPa, rispettivamente.

Il contributo del FRP è dato, nel caso di sezioni circolari da:

$$V_f = 0.5 A_c \rho_f E_f \varepsilon_{f,e} \quad (11.B.6)$$

nella quale $\varepsilon_{f,e} = 0.004$.

Azione di confinamento

L'azione di confinamento si realizza mediante fasciatura chiusa da applicare nelle zone di potenziale plasticizzazione.

La pressione di confinamento da applicare è funzione del rapporto $I_\theta = \mu_{\theta,tar} / \mu_{\theta,ava}$, tra la duttilità in curvatura desiderata $\mu_{\theta,tar}$ e quella disponibile $\mu_{\theta,ava}$, e può essere valutata mediante:

$$f_l = 0.4 I_0^2 \frac{f_{cd} \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{fu}^{1.5}} \quad (11.B.7)$$

La pressione di confinamento ottenibile è data dalle espressioni seguenti:

- Per sezioni circolari e fasciatura continua:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{fu}$$

dove la percentuale geometrica di FRP è legata allo spessore della camicia dall'espressione $t_f = \rho_f d / 4$, dove d è il diametro della sezione;

- Per sezioni rettangolari con gli angoli smussati:

$$f'_l = k_s f_l$$

dove $k_s = 2 R_c / D$ e $f_l = 2 E_f \varepsilon_{fu} t_f / D$, dove D è la dimensione lineare maggiore della sezione;

- Nel caso di fasciatura a banda con interasse s_f :

$$f'_l = k_g f_l$$

dove $k_g = (1 - s_f / 2d)^2 / (1 - \rho_s)$, dove ρ_s percentuale geometrica di armatura longitudinale dell'elemento.

Miglioramento delle giunzioni per aderenza

Lo scorrimento delle giunzioni per aderenza nei pilastri può venire eliminato con l'applicazione di una pressione laterale f_l mediante fasciatura in FRP.

Per sezioni circolari di diametro D lo spessore richiesto può essere valutato mediante:

$$t_f = \frac{D(f_l - \sigma_{sw})}{2E_f \cdot 0.001} \quad (11.B.8)$$

dove σ_{sw} è la tensione circonferenziale nelle staffe alla deformazione di 0.001, o la pressione di iniezione della malta tra FRP e pilastro, se presente, mentre f_l è la tensione di serraggio nella zona di sovrapposizione di lunghezza L_s , data da:

$$f_l = \frac{A_s f_{yd}}{\left[\frac{p}{2n} + 2(d_b + c) \right] L_s} \quad (11.B.9)$$

dove p è il perimetro della sezione all'interno dell'armatura longitudinale, n il numero di barre giuntate lungo p , e c lo spessore del copriferro.

Per sezioni rettangolari si possono utilizzare le espressioni precedenti sostituendo D con b_w , e riducendo l'efficacia dell'incamiciatura in FRP attraverso il fattore k_s definito precedentemente.

ALLEGATO 11.C – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero mediante il metodo che segue.

Innanzitutto si rileva che la capacità di rotazione plastica delle travi e dei pilastri dipende dai rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione trasversale, dall'entità dello sforzo normale e dal gradiente di tensione longitudinale nel tratto di estremità dell'elemento strutturale in cui è attesa la formazione di una cerniera plastica. La possibilità di un elemento strutturale di sviluppare completamente o solo parzialmente la capacità di deformazione plastica che esso possiede dipende dal grado di sovrarresistenza dei collegamenti tra zone non dissipative e zone dissipative. A tal proposito si distinguono tre casi:

- collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità;
- collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità;
- collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. Tale condizione risulta soddisfatta quando:

$$M_{j,Rd} \geq sM_{e,Rd} \quad (11.C.1)$$

dove:

- $M_{j,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto del collegamento;
- $M_{e,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto dell'elemento strutturale collegato valutata considerando la eventuale interazione con lo sforzo normale;
- s è il grado di sovrarresistenza che l'elemento strutturale è in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento fino alla instabilità della flangia compressa. Tale grado di sovrarresistenza s può essere valutato con le formule 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5.

In tali collegamenti la plasticizzazione impegna esclusivamente l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato, ma non tale da consentire il completo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. In tal caso, risulta:

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < sM_{e,Rd} \quad (11.C.2)$$

In tali collegamenti la eventuale plasticizzazione impegna sia il collegamento che l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

Si definiscono collegamenti a parziale ripristino di resistenza, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale. In tal caso, risulta:

$$M_{j,Rd} < M_{e,Rd} \quad (11.C.3)$$

In questo caso, la plasticizzazione interessa esclusivamente il collegamento.

Valutazione delle rotazioni ultime

La rotazione in condizioni ultime di una cerniera plastica può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$\theta_u = R\theta_y = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI} \quad (11.C.4)$$

dove I è il momento d'inerzia dell'elemento strutturale collegato ed R è la capacità rotazionale.

La capacità rotazionale dell'elemento strutturale collegato dipende dalla sovrarresistenza che il collegamento è in grado di sviluppare. Nel caso di collegamenti a completo ripristino di resistenza, tale sovrarresistenza è data da:

$$s^* = \min\{s, M_{j,Rd} / M_{e,Rd}\}$$

- quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa ancora in campo elastico, $\rho \geq \frac{s^* - 1}{2}$, risulta:

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[(1 - 2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1 \quad (11.C.5)$$

- quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa in campo plastico, $\rho < \frac{s^* - 1}{2}$, risulta:

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ [1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1)] + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1 \quad (11.C.6)$$

ρ rappresenta il rapporto fra sforzo normale di progetto e sforzo normale plastico, definito nel capitolo 6. Nel caso in cui risulti $s^* \leq 1$ si assume, in via cautelativa, $R = 0$.

In particolare, tale assunzione riguarda il caso dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza. In questo caso, in assenza di procedure teoriche per la valutazione della capacità rotazionale dei collegamenti, si ritiene lecito assumere un valore non nullo della stessa a condizione che esso sia provato a mezzo di idonee prove sperimentali.

Ai fini della applicazione delle relazioni suddette, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, le proprietà inelastiche del materiale possono essere valutate in accordo con la tabella seguente:

	Fe360	Fe430	Fe510
$\varepsilon_h / \varepsilon_y$	12.30	11.00	9.80
E / E_h	37.50	42.80	48.20
E / E_r	19.25	21.90	24.60