

CAPITOLO 2 Sintesi del Manuale FEMA 178

2.1 INTRODUZIONE

La *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) ha promosso una serie di pubblicazioni volte a mitigare il rischio sismico degli edifici. Queste pubblicazioni sono state prodotte nell'ambito del Programma Nazionale di Riduzione del Rischio Sismico (*National Earthquake Hazard Reduction Program - NEHRP*) e riguardano sia aspetti prettamente tecnici di tipo ingegneristico o architettonico, sia implicazioni di carattere sociale e politico.

Il grande interesse per la situazione degli edifici esistenti e la specificità degli strumenti di analisi da utilizzare per la valutazione del loro stato di sicurezza, portò ad una prima versione, sviluppata dall'*Applied Technology Council*, del *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings* (ATC, 1989). In questa pubblicazione l'attenzione principale era dedicata alla messa a punto di un metodo per la valutazione degli edifici a maggiore rischio sismico. Contemporaneamente un'altra organizzazione (URS/Blume) sviluppò, sempre per la FEMA, il volume *NEHRP Handbook of techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, il cui scopo era evidentemente di affiancare alle metodologie di analisi quelle di intervento.

Successivamente la FEMA incaricò il *Building Seismic Safety Council* (BSSC), di rivedere i due volumi al fine di creare un documento di consenso fra una vasta rappresentanza di esperti del settore. La revisione dei documenti e la loro armonizzazione durò dal 1988 al 1992, anno in cui fu emesso il manuale FEMA 178 *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings* (BSSC, 1992).

Il documento, nelle intenzioni degli autori e della FEMA, era sia un punto di arrivo per la normalizzazione delle attività legate alla rivalutazione della sicurezza sismica di edifici progettati senza tener conto degli effetti del terremoto, sia un punto di partenza per future evoluzioni delle indicazioni tecniche nel settore.

In effetti, negli anni seguenti furono sviluppate una serie di altre linee guida (FEMA 310, ATC 40, FEMA 273..) che hanno ampliato il panorama dei riferimenti tecnici in questo importante settore ed hanno anche profondamente influenzato gli approcci al problema in molti altri Paesi, inclusi quelli europei.

Obiettivo dichiarato del FEMA 178 è di fornire ai tecnici impegnati nella valutazione della sicurezza sismica degli edifici, una guida sugli aspetti riguardanti il rischio per la vita umana posto da un edificio o da sue parti. Ci si attende che un edificio che rispetti le indicazioni fornite dal FEMA 178, in occasione di un terremoto, non collassi totalmente o in parte, non abbia componenti che si rompono e cadono e non si trovi nella condizione di avere le vie di accesso e fuga bloccate, così che siano impediti l'evacuazione e/o il soccorso degli occupanti.

Al fine di guidare e sensibilizzare i tecnici all'analisi degli eventi che possono condurre alle situazioni di fallimento sopra elencate, gran parte delle indicazioni fornite sono rivolte ad evidenziare quali possano essere i punti deboli (carenze) che possono causare la rottura di un componente o dell'edificio. Nella parallela pubblicazione NEHRP riguardante le tecniche di intervento si forniscono, invece, per un numero vasto di tipologie strutturali, le indicazioni sugli interventi più appropriati per rimediare alle suddette carenze.

Il FEMA 178, quindi, è organizzato essenzialmente come una procedura basata sul riconoscimento della sussistenza o assenza di caratteristiche positive, che, nel corso di passati

terremoti, si sono dimostrate efficaci ai fini della protezione della vita umana. Alcune di queste caratteristiche sono sostanzialmente qualitative e basate sul giudizio esperto (esistenza di un chiaro ed affidabile “load path” attraverso il quale le forze d’inerzia agenti sui componenti possano essere riportate fino alle fondazioni, stato di conservazione dei materiali, regolarità in pianta, ridondanza, etc.). Altre prevedono l’esecuzione di calcoli speditivi: piano debole, piano soffice, distribuzione delle masse, verifiche delle tensioni tangenziali e degli spostamenti di interpiano (*drifts*), .. . Se tutte le caratteristiche elencate in specifici questionari sono positive (vere) la procedura termina con un giudizio complessivo di assenza di carenze e quindi di capacità dell’edificio (incluse fondazioni e parti non strutturali) di assicurare la tutela della vita umana. Se alcune caratteristiche non risultano positive (false) si eseguono alcuni approfondimenti per verificare, con analisi più accurate, se effettivamente l’aspetto considerato è un punto debole. In sostanza la procedura prevede una prima valutazione, che può dare esito positivo o richiedere un approfondimento. Se anche quest’ultimo conferma la presenza di carenze occorre prevedere interventi che le rimuovano o le mitighino.

E’ interessante notare che le verifiche di tipo strutturale previste da FEMA 178 sono basate su azioni sismiche *convenzionali*, ossia ridotte rispetto a quelle effettivamente attese. L’ammontare della riduzione dipende, a sua volta, dalla presenza di alcune caratteristiche positive fondamentali: se sono tutte presenti l’azione è molto più bassa che nel caso siano tutte assenti (4 volte più bassa per i telai in c.a.). In pratica questa impostazione consentirebbe una facile applicabilità del metodo alla realtà italiana, nella quale le norme tecniche sono impostate su azioni convenzionali; nel contempo, si aumenterebbe la consapevolezza dei tecnici nei riguardi delle caratteristiche che influenzano positivamente il comportamento delle strutture ed in particolare la loro duttilità complessiva. Occorre rimarcare che la verifica ha come obiettivo la garanzia della vita umana a fronte di un’azione sismica che è quella regolamentare per i nuovi edifici, quindi l’esito positivo della stessa ha significato simile all’attestazione di adeguamento sismico secondo le norme italiane.

Come detto il FEMA 178 è stato poi migliorato dal FEMA 310 (*Handbook for the Seismic Rehabilitation of Buildings*) e dalle stesse FEMA 273.

In particolare il manuale FEMA 310 amplia la procedura di valutazione sia in termini di tipologie strutturali considerate (da 15 a 23), sia in termini di verifiche (p.es. verifiche speditive a sforzo normale) sia, soprattutto, in termini di obiettivi, che non si limitano più alla sicurezza della vita ma comprendono anche l’agibilità immediata. La descrizione dell’azione sismica, inoltre, è aggiornata al progredire delle conoscenze sulla sismicità e la complessità delle verifiche da effettuare è graduata in funzione della sismicità e della prestazione che si intende garantire (v. schema seguente).

Le FEMA 273 (*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*), che sono trattate più estesamente in seguito, costituiscono un inquadramento generale della materia e riprendono gran parte dei contenuti del FEMA 178 nel capitolo dedicato alla riabilitazione semplificata (*simplified rehabilitation*).

Table 3-2. Checklists Required for a Tier 1 Evaluation

Region of Seismicity	Level of Performance ²	Required Checklists ¹					
		Region of Low Seismicity (Sec. 3.6)	Basic Structural (Sec. 3.7)	Supplemental Structural (Sec. 3.7)	Geologic Site Hazard and Foundation (Sec. 3.8)	Basic Nonstructural (Sec. 3.9.1)	Supplemental Nonstructural (Sec. 3.9.2)
Low	LS	✓					
	IO		✓		✓	✓	
Moderate	LS		✓		✓	✓	
	IO		✓	✓	✓	✓	✓
High	LS		✓	✓	✓	✓	
	IO		✓	✓	✓	✓	✓

¹A checkmark (✓) designates that the checklist that must be completed for a Tier 1 evaluation as a function of the region of seismicity and level of performance.

²LS = Life-Safety; IO = Immediate Occupancy; defined in Section 2.3.

Schema delle verifiche da effettuare secondo il manuale FEMA 310 in funzione della sismicità e dell'obiettivo della riabilitazione.

Si è ritenuto opportuno riportare qui una sintesi del FEMA 178, sia per ragioni storiche di *primogenitura* su questo tema, sia perché è stato abbastanza sperimentato in USA. Ad esempio, esso è stato utilizzato dal Dipartimento di Stato per la ricognizione del livello di sicurezza di alcuni edifici federali. I concetti ed i metodi in esso riportati, opportunamente adattati alle norme italiane, possono rappresentare un valido ed economico strumento di analisi, sia per programmi di riduzione del rischio a grande scala, nei quali possono contribuire a formare graduatorie di rischio, sia per programmi di riqualificazione in zone a bassa sismicità. In quest'ultimo caso la procedura può fornire uno strumento di applicazione estesa e rapida per individuare, da una parte, gli edifici che non necessitano di interventi di riduzione della vulnerabilità e, dall'altra, gli edifici con maggiori carenze. Su questi ultimi, in sede di progettazione, potrebbero essere effettuati i necessari approfondimenti. La procedura, probabilmente, dovrebbe essere adattata alla realtà italiana in relazione alle specifiche caratteristiche delle tamponature in laterizio forato molto utilizzate da noi e pressoché sconosciute in USA.

2.2 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

2.2.1 Introduzione

La principale differenza tra la progettazione di un edificio da realizzare ex novo e la valutazione della sicurezza di uno esistente è nel diverso punto di vista che si adotta nei due casi.

Nel progetto, si prescrivono le caratteristiche degli edifici ed è perciò possibile fare una previsione affidabile del loro comportamento sismico; questa è effettuata generalmente con modelli elastici, anche se si è consapevoli del fatto che le sollecitazioni e le deformazioni prodotte dal sisma possano superare quelle previste dalle norme. La struttura riesce a sopportarle in maniera controllata proprio perché appositamente concepita sia nella sua organizzazione generale, sia nei dettagli costruttivi. Questo approccio è sostanzialmente

quello delle Norme Tecniche italiane, nelle quali l'azione sismica di progetto è dichiaratamente convenzionale rispetto a quella effettivamente attesa. In particolare l'uso del metodo di verifica alle tensioni ammissibili è abbastanza simile a quello che prevede l'uso del fattore di modificazione della risposta R delle norme USA (p.es. UBC e SEAOC): in sostanza un numero per il quale sono divise le forze sismiche effettivamente attese. Tale coefficiente rappresenta un compromesso tra la resistenza richiesta e la duttilità; sistemi altamente duttili hanno elevati valori del fattore di modificazione, che comporta forze di progetto più basse. Il fattore R però non rappresenta la duttilità della struttura, che è invece rappresentata dal coefficiente di amplificazione della deformazione C_d . Moltiplicando tale coefficiente per gli spostamenti elastici ottenuti sulla base delle forze sismiche di progetto, si ottengono gli spostamenti totali effettivamente attesi della struttura.

Nella valutazione di sicurezza di un edificio esistente, invece, è necessario stimare come esso risponda alle azioni sismiche effettivamente attese, rappresentate generalmente mediante spettri di risposta elastici. Acquisiscono allora importanza fondamentale la ricerca dei punti deboli della catena strutturale (*weak-links*) e l'identificazione di come gli stessi possano modificare la risposta dell'edificio. Ad esempio, una carenza nella resistenza a flessione di un pilastro può rivelarsi meno grave di una carenza di resistenza a taglio, perché quest'ultima determina un comportamento fragile e quindi l'immediata caduta di resistenza del componente. Per questo motivo nelle norme il fattore di riduzione della capacità per il progetto delle armature a taglio di un muro in cemento armato, è minore del fattore relativo al progetto delle armature a flessione.

2.2.2 Sintesi delle fasi del processo di valutazione

Il processo di valutazione è caratterizzato dai seguenti passi:

- visita in sito e reperimento dei dati relativi all'edificio;
- selezione della scheda di valutazione generale o di quella particolare relativa a determinati tipi di edifici, e successiva compilazione, incluse le verifiche rapide;
- esame del risultato della scheda ed individuazione di eventuali aspetti che necessitano di ulteriori approfondimenti;
- indagini approfondite per la migliore conoscenza degli aspetti non chiari emersi dall'esame;
- analisi strutturali (statica lineare o dinamica, qualora fosse necessaria) per verificare gli aspetti critici (non rispondenti ai requisiti) emersi dalla scheda di valutazione;
- valutazione finale;
- preparazione del rapporto di valutazione.

2.2.3 Visita in sito e reperimento dei dati

La prima fase del processo di valutazione può riassumersi nelle seguenti operazioni:

- revisione dei rapporti geotecnici esistenti;
- scelta dei parametri di sito:
 - assegnazione dei parametri che descrivono il moto sismico di base: il coefficiente della accelerazione di picco al suolo A_a , ed il coefficiente della velocità di picco A_v , ricavabili in generale dalle mappe di pericolosità fornite dalla norma;
 - determinazione della classe di sito, in funzione dei risultati della relazione geotecnica, e del relativo coefficiente S (tab.2.1);

- organizzazione di tutti i dati di progetto dell'edificio che possono essere utili per un'eventuale modellazione della struttura.
- reperimento di ulteriori dati disponibili come, ad esempio, eventuali risultanze di ispezioni post-sisma.
- organizzazione dei dati in un unico documento.

La valutazione di un edificio comporta una serie di difficoltà, molte delle quali emergono proprio in questa fase del processo, in quanto legate alla mancanza dei dati. Una difficoltà tipica è legata alla necessità di individuare i componenti strutturali, cosa che può comportare la necessità di rimuovere le finiture. Altre volte non sono disponibili i documenti originali di progetto, altre ancora, pur essendo questi disponibili, la struttura è stata modificata dopo la costruzione. In tutti i casi è indispensabile una attenta verifica dei dati disponibili e quando alcuni di essi, fondamentali, non esistono o sono inaffidabili occorre procedere alle necessarie azioni conoscitive (ad esempio uno specifico ed attento rilievo).

L'assegnazione delle caratteristiche ai materiali di costruzione è operazione molto delicata, la cui validità si ripercuote direttamente sulla bontà dei calcoli effettuati. Possono risultare necessarie prove specifiche di qualità dei materiali, distruttive o non distruttive. I risultati dei test non distruttivi vanno comunque verificati mediante prove distruttive di limitata estensione. Quando la conformazione interna di un elemento strutturale non è ben definibile, può essere utile riferirsi ai manuali e ai codici di pratica che illustrano le tecniche di realizzazione degli edifici dell'epoca e alle relative norme. E' però importante evidenziare che la valutazione dovrebbe essere basata il più possibile su fatti, anziché su assunzioni.

2.2.4 Selezione della scheda di valutazione

Dopo aver revisionato tutti i dati a disposizione è possibile identificare il tipo di struttura da valutare e il relativo procedimento da seguire, sintetizzato nella scheda di valutazione. L'individuazione del tipo di struttura è fondamentale e deve essere documentata dalla descrizione, sia a parole, sia con schizzi, del sistema resistente alle azioni orizzontali, utilizzando tutti i componenti che possono contribuire a costituire il sistema stesso.

Come già anticipato sono previste schede di due tipi: uno generale, applicabile a tutti gli edifici, ed un certo numero di schede specifiche per le tipologie strutturali più comuni.

Il procedimento generale può essere utilizzato per qualsiasi tipo di struttura, ed è concepito pertanto in modo da coprire tutti i possibili aspetti da considerare. Ovviamente, proprio perché si tratta di una procedura generale, quando la si applica occorre selezionare soltanto i quesiti appropriati al caso in esame. Il set di quesiti (*evaluation statements*) è piuttosto esteso ed è riportato nell'appendice A del FEMA 178. I quesiti sono suddivisi in schede per la valutazione dei seguenti aspetti:

- a) sistema base dell'edificio;
- b) sistema verticale resistente alle azioni sismiche; qualora fosse di tipo misto (ad esempio telaio con travi, pilastri e setti) si deve rispondere ai quesiti relativi a più sistemi strutturali;
- c) solai;
- d) connessioni strutturali;
- e) fondazioni e possibili effetti cosismici;
- f) elementi non strutturali.

Le schede e) ed f) devono essere utilizzate anche quando si adotta il procedimento specifico

Il procedimento specifico si adopera quando si è riconosciuto che la struttura appartiene ad uno dei quindici tipi previsti nell'appendice B delle FEMA 178. In tal caso gli aspetti che nella procedura generale sono oggetto delle schede da a) a d) sono già selezionati in funzione della loro applicabilità alla specifica tipologia e riassunti in una delle 15 schede specifiche. La valutazione dell'edificio va completata rispondendo ai quesiti riguardanti le fondazioni e gli elementi non strutturali, che sono quelli contenuti nelle schede e) ed f) indicate nella procedura generale.

I tipi di edificio più diffusi nella pratica costruttiva italiana che trovano un riscontro nelle schede specifiche sono essenzialmente:

- edifici a struttura intelaiata in calcestruzzo armato resistente a flessione (tipo 8);
- g) edifici a setti in calcestruzzo armato (tipo 9);
- h) edifici con strutture intelaiate in c.a. e tamponature e/o partizioni in muratura non rinforzata (tipo 10);
- i) strutture in muratura portante non armata (tipo 15).

In questa esposizione il tipo 8 viene indagato in dettaglio, con l'avvertenza che il FEMA 178 in tale schema esclude che ci sia una significativa interazione fra struttura portante in c.a. e tamponature o partizioni. In sostanza assume che tali elementi non influenzino significativamente il comportamento strutturale e che non siano in grado di arrecare pregiudizio agli occupanti. Nella realtà italiana è piuttosto comune l'uso di tamponature e partizioni realizzate con blocchi in laterizio ad alta percentuale di foratura, elementi che posseggono generalmente una significativa rigidità iniziale ma anche una resistenza in genere bassa; può perciò essere appropriato valutare queste situazioni con riferimento al tipo 8, senza però dimenticare che va considerata la possibilità che porzioni estese di tamponatura possano sconnettersi dalla struttura. Occorre infine notare che anche il tipo 10 potrebbe trovare applicazione allorché la muratura utilizzata assume un ruolo determinante nel sostenere le azioni sismiche orizzontali, circostanza che può essere determinata dalla concorrenza di fattori come la robustezza della muratura (p.es. mattoni pieni o semipieni, o forati in spessori considerevoli) e il suo inserimento nelle maglie dei telai, il basso numero di piani dell'edificio e/o la bassa sismicità.

Negli edifici più moderni non è raro trovare insieme i tipi 8 e 9, per i quali occorrerebbe compilare entrambe le schede.

2.2.5 Approfondimento delle indagini

Un primo controllo dei risultati della scheda di valutazione, può evidenziare la necessità di reperire ulteriori informazioni sull'edificio. Qualora ciò accadesse, è opportuno organizzare le indagini rispettando il seguente ordine logico delle operazioni:

- verifica dei dati esistenti;
- acquisizione degli ulteriori dati necessari (ad esempio un rilievo della struttura);
- verifica del sistema resistente alle azioni orizzontali;
- verifica globale delle condizioni dell'edificio;
- studio delle possibili anomalie strutturali presenti nell'edificio;
- realizzazioni di prove sui materiali, commisurando attentamente i costi dei test distruttivi rispetto ai costi dei lavori di ripristino.

2.2.6 Valutazione e rapporto finale

Dopo aver eseguito gli approfondimenti di indagine si hanno a disposizione tutti i dati necessari per effettuare le verifiche quantitative. Queste ultime, a motivo del maggiore spazio necessario per illustrarle, vengono trattate nel successivo paragrafo 2.3.

Il risultato finale della valutazione è costituito dalla lista delle caratteristiche positive riscontrate e dalla lista delle carenze. A queste ultime sono associate o specifiche che illustrano gli interventi da effettuare (ad esempio la necessità di disporre un vincolo fra tamponatura e struttura) o i risultati delle analisi quantitative che portano a confrontare la capacità dell'elemento C (p. es. momento massimo sopportabile da una trave) con la domanda D (p. es. il momento dovuto ai carichi verticali ed all'azione sismica). La capacità è determinata con riferimento al raggiungimento dello stato limite ultimo dell'elemento, secondo le specifiche riportate nelle norme ACI 318/89, ma sarebbe abbastanza agevole effettuare le stesse valutazioni utilizzando il metodo degli S.L.U. previsto nelle norme italiane. I rapporti D/C indicano le deficienze complessive (a fronte di tutti i carichi esaminati), mentre ha interesse evidenziare quali siano le carenze più importanti dal punto di vista sismico, anche perché l'azione sismica è convenzionale, quindi molto ridotta rispetto a quella da cui si intende proteggersi. Si calcolano quindi anche i rapporti D_E/C_E , nel quale D_E rappresenta l'aliquota sismica della domanda e $C_E = C - (D - D_E) = C - D + D_E$ rappresenta la quota di capacità che resta disponibile per assorbire l'azione sismica. Le carenze sono poi ordinate in funzione di tale rapporto. Il componente con il rapporto D_E/C_E più alto, rappresenta l'*anello debole* della catena strutturale ossia quello più vulnerabile al sisma. Se tale componente o elemento può collassare senza mettere a rischio la stabilità globale dell'edificio (se v'è dunque sufficiente ridondanza), si pone l'attenzione sul componente successivo (con il rapporto immediatamente più basso) e così via. Si riesce così ad ottenere un *percorso di vulnerabilità* che permette di simulare il comportamento della struttura sotto il sisma e contemporaneamente consente di organizzare, in termini di priorità, gli interventi di riabilitazione dell'edificio.

Nel rapporto finale, oltre ad indicare quali siano i quesiti di valutazione presi come riferimento e le eventuali analisi effettuate, vanno indicati i lavori da eseguire per garantire all'edificio la prestazione desiderata (in particolare per il FEMA 178 è la sicurezza della vita).

2.3 ANALISI STATICA LINEARE

2.3.1 Introduzione

Un aspetto da evidenziare immediatamente è che per la valutazione sismica degli edifici esistenti si utilizzano azioni sismiche di progetto inferiori a quelle previste dalla normativa per strutture di nuova realizzazione. Per le strutture esistenti si accetta dunque un danneggiamento superiore e, quindi, un grado di sicurezza inferiore. Nel FEMA 178 questa scelta è motivata dall'esigenza di garantire un bilancio costi – benefici favorevole. In sostanza si vuole contenere il costo del ripristino della struttura attraverso una riduzione degli obiettivi.

Anche nelle Norme Tecniche Italiane vigenti, relativamente agli edifici in muratura, si accetta una simile differenza. Infatti la Circolare Min. LL.PP. 10/04/97 n.65, al punto C.5.2., dice esplicitamente che il livello di sicurezza di calcolo, richiesto per gli edifici in muratura di nuova costruzione soggetti a verifica, è del 50% circa superiore a quello richiesto per gli edifici esistenti. La questione è ovviamente di fondamentale importanza dal punto di vista sociale ed economico. A volte scelte di questo tipo sono state motivate considerando che la

vita residua di un edificio esistente è inferiore alla vita attesa di un edificio nuovo; quindi per il primo si può accettare una capacità ridotta rispetto al secondo perché il minore periodo di utilizzazione consente di compensare la maggiore vulnerabilità mantenendo il rischio simile a quello di una struttura nuova. Nella realtà italiana, in cui gli edifici sono un bene estremamente durevole, queste argomentazioni non soddisfano. C'è poi da considerare che se si guarda la cosa dal punto di vista dell'utilizzatore 'temporaneo' dell'edificio, per esempio un lavoratore che trascorra periodi confrontabili in edifici a diversa vulnerabilità, argomentazioni di questo tipo non portano a giustificare l'adozione di un livello di protezione diverso fra edifici esistenti e nuovi, in quanto non è giustificato il diverso valore del rischio soggettivo. Questo potrebbe essere uno dei problemi che verranno alla luce, in Italia, a seguito dell'attuazione della Legge 626/94 sulla sicurezza dei luoghi di lavoro, nella quale è prevista l'analisi di tutti i rischi, quindi anche di quello sismico.

Restando nell'ambito del FEMA 178 occorre rilevare che la riduzione dell'azione sismica non è uniforme ma dipende dal periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio. In sostanza la forma spettrale standard viene ottenuta utilizzando fattori di amplificazione medi (e non pari a media + deviazione standard) e quindi i due rami ad accelerazione e velocità costante dello spettro sono rispettivamente pari all'85% e al 67% di quelli previsti dalle Disposizioni NEHRP. In sostanza il terremoto di progetto è caratterizzato da una probabilità di superamento maggiore di quella che è alla base dell'azione sismica per strutture nuove.

L'analisi sismica statica identifica l'azione sismica ed il comportamento dell'edificio con riferimento ad un oscillatore elastico ad un grado di libertà (oscillatore semplice), sottoposto ad un'eccitazione alla base. La domanda posta dal sisma è calcolata assumendo uno spettro di risposta convenzionale ottenuto riducendo lo spettro di risposta elastico (medio) mediante un fattore R di modificazione della risposta. Il risultato è un coefficiente sismico di progetto C_s , che per valore e per uso, oltre che per simbologia, è simile al coefficiente sismico C delle norme tecniche italiane. Per essere più precisi occorre confrontare C_s con $1.5 C$, visto che l'uso del metodo degli SLU nelle norme italiane richiede la fattorizzazione dell'azione sismica.

Il fattore R tiene conto della capacità della struttura di sopportare azioni sismiche superiori a quelle per le quali viene effettuata la verifica, grazie alla sua capacità di deformarsi in campo non lineare continuando a sostenere i carichi statici. In sostanza R cresce con la duttilità e l'adozione di R elevati comporta l'assunzione che in caso di sisma si avranno danneggiamenti più estesi, anche se rimarrà garantita la sicurezza per la vita.

Il FEMA 178 limita l'uso dell'analisi statica lineare ai casi di edifici non molto alti e sostanzialmente regolari per distribuzione della massa e per geometria. In tali casi, infatti, la distribuzione delle forze sismiche è generalmente ben riprodotta dal solo modo fondamentale di vibrazione e quindi i risultati dell'analisi sono abbastanza affidabili. Negli altri casi potrebbe diventare importante il contributo dei modi di vibrazione superiori e quindi è necessaria l'analisi dinamica lineare.

2.3.2 Le fasi dell'analisi

Lo scopo dell'analisi è quello di verificare più dettagliatamente i componenti dell'edificio che sono stati giudicati negativamente nel corso delle valutazioni speditive.

L'intero processo può essere così riassunto:

- calcolo delle masse dell'edificio in corrispondenza di ciascun livello;
- calcolo del periodo fondamentale della struttura;

- calcolo delle azioni sismiche orizzontali agenti sulla struttura;
- distribuzione delle azioni sismiche lungo l'altezza dell'edificio e calcolo dei tagli di piano e dei momenti;
- distribuzione dei tagli di piano tra gli elementi resistenti verticali in proporzione alle relative rigidità;
- analisi dei singoli componenti.

La ripartizione dei tagli di piano fra gli elementi resistenti verticali in proporzione alle relative rigidità è una procedura che porta a risultati accettabili nel caso di telai di sole travi, meglio se emergenti, e pilastri. Qualora vi fossero dei setti o vi fosse un drastico cambiamento della rigidità lungo l'altezza degli elementi resistenti verticali, la precedente ripartizione porterebbe a risultati errati.

Se sono disponibili dei documenti di progetto dell'edificio, è possibile far riferimento alle analisi già effettuate, mediante l'introduzione di un fattore di scala che metta in relazione il taglio alla base originale con quello richiesto dal FEMA 178.

2.3.3 La Domanda

Tutti i componenti della struttura devono essere in grado di resistere agli effetti del sisma e dei carichi di gravità; nell'analisi vanno considerate le due seguenti combinazioni di carico:

$$Q = 1.1 \cdot Q_D + Q_L + Q_S \pm Q_E \quad (2.1)$$

$$Q = 0.9 \cdot Q_D \pm Q_E \quad (2.2)$$

Q = effetto dei carichi combinati

Q_D = effetto dei carichi permanenti

Q_L = effetto dei sovraccarichi effettivi, pari al 25% dei carichi di progetto non ridotti ma non inferiori ai sovraccarichi realmente presenti.

Q_S = effetto del carico neve effettivo, pari al 70% del carico di progetto o a valori inferiori dove si abbiano particolari riferimenti normativi.

Q_E = effetto dei carichi sismici.

2.3.3.1 Calcolo del contributo sismico alla domanda

Il taglio alla base dovuto al sisma, nella direzione assegnata, è determinato come:

$$V = C_S \cdot W \quad (2.3)$$

C_S = coefficiente sismico di progetto

W = contributo dei permanenti e di porzioni dell'accidentale, comprendente il carico neve effettivo, il peso dei tramezzi etc..

Come già anticipato, il coefficiente sismico C_S è pari al 67% del valore dato dalle Disposizioni NEHRP :

$$C_s = 0.67 \cdot \left(\frac{1.2 \cdot A_v \cdot S}{R \cdot T^{2/3}} \right) = \frac{0.8 \cdot A_v \cdot S}{R \cdot T^{2/3}} \quad (2.4)$$

- A_v = coefficiente della velocità di picco, ottenibile dalle mappe fornite dal FEMA178.
 S = coefficiente di sito (tab.2.1). Qualora non si conosca in sufficiente dettaglio la stratigrafia del sito si può considerare S pari a 1.5.
 R = coefficiente di modificazione della risposta (tab.2.2).
 T = periodo fondamentale dell'edificio.

Tab.2.1 Valori del coefficiente di sito S in funzione dei diversi tipi di terreno

Classe	Descrizione del profilo	S
S_1	Terreno roccioso caratterizzato da una velocità di propagazione delle onde di taglio $V_s \geq 762$ m/s . Terreno con buone caratteristiche di rigidità, di profondità inferiore a 61 m., caratterizzato da depositi stabili di ghiaie, sabbie e argille consolidate	1.0
S_2	Terreno non coesivo o con presenza di argille consolidate oppure terreno tipo S_1 ma che abbia una profondità superiore a 61 m.	1.2
S_3	Depositi di argille con caratteristiche di rigidità medio-basse e sabbie, caratterizzate dalla presenza di strati argilla di rigidità medio-bassa superiori a 9 metri, con o senza intercalazioni di sabbie o di altri terreni non coesivi.	1.5
S_4	Strati di argille o limi superiori a 21 metri con $V_s \geq 122$ m/s.	2.0

Il valore del coefficiente sismico, inoltre, è limitato superiormente dall'85% del valore limite a bassi periodi fornito dalle disposizioni NEHRP :

$$C_s = 0.85 \cdot \left(\frac{2.5 \cdot A_a}{R} \right) = \frac{2.12 \cdot A_a}{R} \quad (2.5)$$

A_a = coefficiente dell'accelerazione di picco, ottenibile dalle mappe fornite dalle stesse FEMA 178.

In sostanza le due espressioni di C_s sono relative:

- la (2.4) al campo di periodi del ramo dello spettro a velocità costante (che, come avviene nelle norme italiane, ha esponente $2/3$ essendo uno spettro convenzionale),
- la (2.5) al campo di periodi del ramo dello spettro ad accelerazione costante.

Il valore del periodo T al quale avviene la transizione dall'uno all'altro ramo dipende dalla sismicità attraverso il rapporto A_v/A_a e dalle caratteristiche del sito attraverso S . T aumenta al crescere di ognuno di questi fattori. Per le zone della California a più alta sismicità $A_v = A_a = 0.4$, quindi la transizione avviene a $0.38 S$, quindi varia fra 0.38 secondi per siti rigidi e 0.76 secondi per i siti più soffici. Questi valori sono compatibili con quelli previsti dall'Eurocodice 8 o dalle Linee guida italiane per le strutture isolate alla base. Le stesse norme tecniche italiane vigenti adottano uno spettro di progetto con punto di transizione a 0.8 secondi e ramo decrescente con esponente del periodo pari a $2/3$.

A scopo di confronto si riportano nella figura 2.1 le espressioni di C_s prima commentate per una zona che potrebbe essere equivalente ad un'alta sismicità italiana, in condizioni di sito S_3 o non note e per strutture intelaiate in c.a. di tipo 'intermedio' (v. par. 2.4.3). Si nota come l'entità delle azioni dipenda fortemente sia dalle condizioni di sito (S) sia dalla risposta strutturale (R). Tale dipendenza è molto più accentuata di quanto non sia nelle Norme Tecniche attualmente vigenti in Italia.

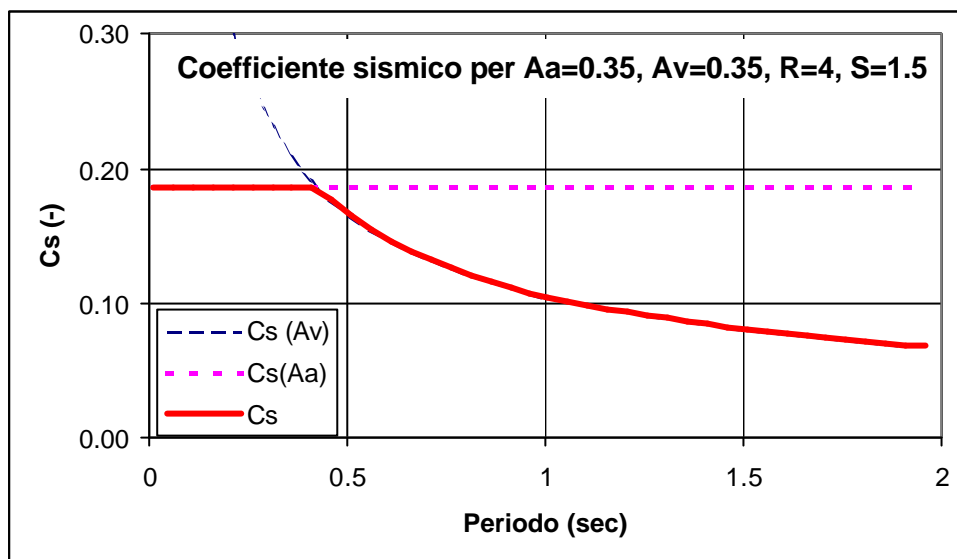


Fig.2.1 Andamento del coefficiente sismico C_s per una zona ad alta sismicità, terreno di tipo S_3 e struttura intelaiata in c.a. di tipo intermedio

Il manuale FEMA 178 distingue fra coefficiente di modificazione della risposta R e coefficiente di amplificazione degli spostamenti C_d : il primo riduce l'azione di progetto per tener conto della duttilità, il secondo amplifica gli spostamenti calcolati a partire dall'azione ridotta in modo da riprodurre l'effettivo spostamento atteso sotto il sisma. I coefficienti R e C_d prescritti dal FEMA 178 sono riportati nella tabella seguente, limitatamente alle strutture intelaiate in calcestruzzo o in acciaio.

Tab.2.2 Coefficienti di risposta in relazione al tipo di struttura

R	C_d	Tipo di struttura intelaiata
8	5.5	Telai speciali in acciaio
8	5.5	Telai speciali in cemento armato
4	3.5	Telai intermedi in cemento armato
4.5	4	Telai ordinari d'acciaio
2	2	Telai ordinari in cemento armato

2.3.4 Il periodo fondamentale della struttura

Il periodo fondamentale è ottenibile mediante uno dei seguenti metodi.

2.3.4.1 Metodo 1

Il periodo T può essere pari a T_a , periodo approssimato, calcolato mediante una delle seguenti relazioni:

- Per edifici in cui il sistema resistente alle forze orizzontali è caratterizzato da soli telai, senza la presenza di elementi più rigidi:

$$T_a = C_t \cdot \left(\frac{h}{0.308} \right)^{3/4} \quad (2.6)$$

C_t = 0.035 per strutture in acciaio, 0.030 per strutture in cemento armato;

h = altezza, espressa in metri, dell'edificio misurata dal tetto fino allo spiccato delle fondazioni;

- per edifici che hanno meno di dodici piani con una altezza d'interpiano di almeno tre metri, può essere usata la seguente relazione:

$$T_a = 0.1 \cdot N \quad (2.7)$$

N = numero di piani dell'edificio;

- Per tutti gli altri casi:

$$T_a = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{L}} \quad (2.8)$$

L = dimensione in pianta, espressa in metri, dell'edificio nella direzione di applicazione dei carichi sismici (relazione molto simile a quella presente nel DM 16/1/96).

2.3.4.2 Metodo 2

Il periodo fondamentale può essere stimato facendo riferimento alle proprietà strutturali e alle caratteristiche di deformazione degli elementi resistenti, mediante la seguente equazione:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum (w_i \cdot d_i^2)}{g \cdot \sum (F_i \cdot d_i)}} \quad (2.9)$$

I valori di F_i rappresentano le forze orizzontali, associate ai pesi w_i , distribuite secondo l'equazione 2.11. Le deformazioni elastiche d_i , sono quelle congruenti con le forze orizzontali f_i applicate. Il periodo fondamentale T , utilizzato per determinare il coefficiente sismico C_s , deve essere inferiore a $C_a T_a$, dove C_a è dato in tab.2.3

Tab.2.3 Valori di C_a

A_v	C_a
0.4	1.2
0.3	1.3
0.2	1.4
0.15	1.5
0.1	1.7
0.05	1.7

La prescrizione vuole evitare che si utilizzino periodi troppo elevati, ai quali corrispondono azioni più basse, specialmente nelle zone a più alta sismicità. La prescrizione può essere anche intesa come una limitazione della deformabilità della struttura.

2.3.5 Distribuzione verticale delle forze sismiche

La forza orizzontale F_x indotta dal sisma su ciascun piano è determinata mediante le seguenti relazioni:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2.10)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (2.11)$$

C_{vx} = fattore di distribuzione verticale.

V = taglio sismico alla base.

w_i, w_x = porzione del peso totale W dell'edificio localizzato o comunque assegnato al livello i o x .

h_i, h_x = altezza espressa in metri misurata dallo spiccatto delle fondazioni al livello i o x .

k = esponente espresso in relazione al periodo fondamentale T . Se $T \leq 0.5\text{sec.}$ si pone $k=1$ mentre se $T \geq 2.5\text{sec.}$ si considera $k=2$. Per edifici con periodo fondamentale compreso entro i suddetti limiti, il valore di k può essere determinato mediante interpolazione lineare.

Si vede che rispetto alle norme italiane, che assumono una distribuzione delle accelerazioni lineare con l'altezza, il FEMA 178 cerca di tenere conto dell'effetto dei modi superiori per strutture con periodi elevati, modificando l'esponente della distribuzione stessa. Le norme italiane, d'altra parte, non consentono l'uso dell'analisi statica per strutture con periodo fondamentale superiore ad 1.4 secondi.

2.3.6 Verifiche semplificate (*quick checks*) delle resistenze e delle rigidezze

Come già detto, il FEMA 178 prevede verifiche speditive delle rigidezze e delle resistenze, da effettuare anche se non è necessaria una analisi più approfondita della struttura. Il loro scopo è di verificare sommariamente che le deformazioni attese non producano danni eccessivi, in grado di pregiudicare la vita umana, e che la capacità resistente complessiva sia superiore alla domanda sismica.

La procedura adottata è schematizzata di seguito.

2.3.6.1 Taglio di piano

Il taglio di piano in corrispondenza di ciascun livello (diverso dal primo) può essere approssimato dalla seguente relazione:

$$V_j = \left(\frac{n+j}{n+1} \right) \cdot \left(\frac{W_j}{W} \right) \cdot 1.2V \quad (2.12)$$

V_j = taglio massimo di piano in corrispondenza del livello j .

n = numero totale dei piani.

- j = numero del livello in esame.
- W_j = peso sismico dovuto ai piani al di sopra del livello j .
- W = peso sismico complessivo dell'edificio.
- V = taglio sismico alla base (eq.2.3).

La formula è congruente con la 2.11 con $k=1$, però è introdotto il coefficiente 1.2, che aumenta le sollecitazioni dovute al sisma per tener conto delle semplificazioni introdotte in questo tipo di verifica. In sostanza il valore 1.2 è un 'coefficiente di ignoranza' che in diversi casi può rendere abbastanza cautelativa la valutazione.

2.3.6.2 Calcolo del drift

Il calcolo dello spostamento relativo fra due piani successivi è effettuato con riferimento al comportamento flessionale di un pilastro rappresentativo, tenendo in conto l'effetto della rotazione delle travi in esso concorrenti. La seguente equazione è applicabile solo ad edifici regolari, con sviluppo dei pilastri continuo su tutti i piani:

$$DR = \left(\frac{k_b + k_c}{k_b \cdot k_c} \right) \cdot \left(\frac{h}{12 \cdot E} \right) \cdot V_c \cdot C_d \quad (2.13)$$

DR = drift ratio, spostamento d'interpiano diviso l'altezza d'interpiano

k_b = I/L per la trave

k_c = I/h per il pilastro

h = altezza del piano (m)

I = momento d'inerzia (m^4)

L = lunghezza della trave

E = modulo d'elasticità (N/m^2)

V_c = taglio nel pilastro (N)

C_d = fattore di amplificazione della deformazione (tab.2.2)

Va precisato che la precedente relazione si intende riferita a sezioni in c.a. in stato di fessurazione, pertanto si adotta un momento d'inerzia ridotto (50% per le travi). Inoltre il drift calcolato deve essere confrontato con un valore limite stabilito dalle *NEHRP Recommended Provisions* del 1988. Per strutture ad utilizzazione normale (quelle per le quali in Italia il coefficiente di protezione sismica è $I = 1$) il limite vale 0.015. Per esso le FEMA 273 indicano invece valori differenziati in funzione anche della prestazione richiesta e della tipologia strutturale.

2.3.6.3 Tensioni di taglio nei pilastri in cemento armato

Nella seguente equazione si assume che tutti i pilastri dell'edificio abbiano la stessa rigidezza:

$$v_{avg} = \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \cdot \left(\frac{V_j}{A_c} \right) \quad (2.14)$$

n_c = numero totale di pilastri

n_f = numero totale di telai lungo la direzione di verifica considerata.

A_c = somma delle aree di tutti i pilastri presenti nel piano in considerazione.

V_j = taglio di piano ricavato dall'equazione 2.12.

Se la tensione media calcolata è superiore a 0.4 N/mm^2 (60 psi) allora occorre effettuare una valutazione più dettagliata, nella quale stimare anche con maggiore accuratezza la distribuzione delle forze. In caso di valutazione approfondita la tensione tangenziale deve essere confrontata con i limiti stabiliti dalle norme ACI 318 (*Building Code Requirements for Reinforced Concrete*), che consentono di tener conto della resistenza del calcestruzzo e della presenza dello sforzo normale.

Da notare che il primo fattore della formula ha lo scopo di cogliere l'incremento di taglio assorbito dai pilastri interni dei telai rispetto a quelli esterni a causa della maggiore rigidità conferita dalle travi. La formula è applicabile solo se tutti i pilastri sono connessi da travi e se le rigidità di travi e pilastri sono ragionevolmente costanti; non si applica se sono presenti solo telai ad una luce.

Come già detto la verifica non considera il contributo delle tamponature. Se si ritiene che esse abbiano un ruolo determinante nel sostenere le azioni sismiche occorre effettuare la verifica rapida del taglio nelle murature, prevista nella scheda di valutazione del tipo 10.

2.3.7 La verifica

La parte conclusiva dell'analisi è la verifica di tutti i componenti mediante la seguente relazione:

$$Q \leq C \quad (2.15)$$

Q rappresenta la domanda totale (eq. 2.1-2.2) sul componente, mentre la quantità C ne rappresenta la capacità. Nel FEMA 178 la capacità è calcolata allo stato limite ultimo secondo ACI 318-89 o NEHRP, la domanda è determinata per un'azione sismica con fattore di carico unitario. L'azione sismica è ridotta in funzione della duttilità (coefficiente R).

Qualora elementi o parti del sistema laterale resistente si comportino in maniera meno duttile del sistema globale, va modificato il termine Q_E della domanda oppure si effettuano calcoli che tengano in conto i differenti modi di collasso. Gli elementi fragili possono collassare prematuramente, a meno che non siano dotati di una resistenza che consenta loro di rimanere in campo elastico.

Gli elementi che non soddisfano la verifica vanno attentamente studiati ed eventualmente inseriti nel programma di riabilitazione, qualora risultassero essenziali per il sistema resistente alle azioni orizzontali (indispensabili alla stabilità della struttura in presenza del sisma).

E' opportuno evidenziare che il FEMA 178 prevede anche la verifica di stabilità degli elementi che non fanno parte del sistema resistente alle azioni orizzontali, ivi inclusi elementi non strutturali di tipo architettonico, impianti fissi etc. Ciascuno di tali elementi deve essere capace di resistere ad una forza orizzontale totale F_p pari a :

$$F_p = 0.67(A_v C_c W_c) \quad (2.16)$$

nella quale W_c è il peso dell'elemento o componente e C_c è un coefficiente di riduzione della forza che dipende essenzialmente dalle caratteristiche dell'elemento. Se quest'ultimo ha schema statico non ridondante (p. es parapetti a mensola o serbatoi a mensola non controventati), C_c vale 2.4, negli altri casi $C_c = 0.9$. Da notare che questa formulazione non include la dipendenza della forza dal piano a cui il componente è situato.

2.4 LA VALUTAZIONE DELLE STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.

Nel paragrafo sono analizzate le caratteristiche principali delle strutture intelaiate in cemento armato (tipo 8 dell'Appendice B del FEMA 178) e le relative liste delle carenze (*evaluation statements*) allo scopo di evidenziarne il comportamento sotto sisma.

2.4.1 Caratteristiche generali delle strutture intelaiate

Le strutture intelaiate sviluppano la loro resistenza alle forze orizzontali grazie alle relative capacità flessionali e alla continuità fra travi e pilastri. In presenza di sisma, in una struttura dotata di giuste proporzioni e di opportuni dettagli costruttivi si possono produrre cerniere plastiche, che possono assorbire parte dell'energia prodotta dal terremoto restando stabili. Esse possono in questo modo permettere alla struttura di sostenere spostamenti maggiori di quelli elastici per i quali era stata progettata.

Nelle figure successive vengono mostrate le relazioni forza-spostamento tipiche di elementi in acciaio e in cemento armato sottoposti a cicli di carico alternati. La figura 2.2a rappresenta il comportamento stabile ideale di un elemento di acciaio compatto con forma efficiente (p. es. un doppio T), che presenta un ciclo elasto-plastico perfetto. La figura 2.2b è rappresentativa del comportamento ciclico di edifici in cemento armato, nei quali si può osservare un degrado della rigidezza. L'area all'interno dei cicli rappresenta l'energia dissipata nelle regioni plastiche dell'elemento.

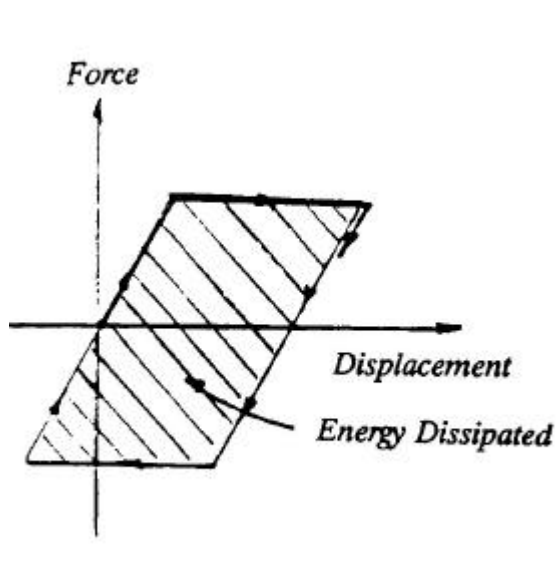


Fig.2.2a

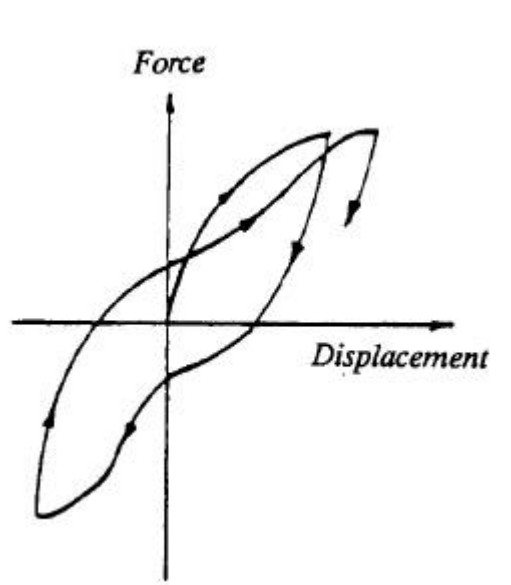


Fig.2.2b

In generale le caratteristiche che devono possedere tutte le strutture duttili sono:

- possibilità di formazione di cerniere plastiche;
- sufficiente duttilità nei nodi trave-pilastro per sostenere i cicli di carico prodotti dal sisma;
- gerarchia di resistenze, tale che la formazione delle cerniere plastiche dei pilastri sia successiva a quella delle travi (secondo il concetto travi deboli-pilastri forti).

La formazione di un sufficiente numero di cerniere plastiche in una struttura, a seguito dell'azione combinata dei carichi di gravità e delle forze sismiche, è direttamente correlata alla stabilità di un edificio. Ad esempio il caso a) della Fig. 2.3 presenta una situazione in cui si ha una formazione anticipata di cerniere plastiche nei pilastri di un dato piano; tale condizione determina una concentrazione della richiesta di duttilità in un singolo piano e può portare la struttura ad un collasso immediato. Quando invece le cerniere si formano prima nelle travi (caso b), la richiesta di duttilità è più distribuita e si ha un comportamento globale migliore.

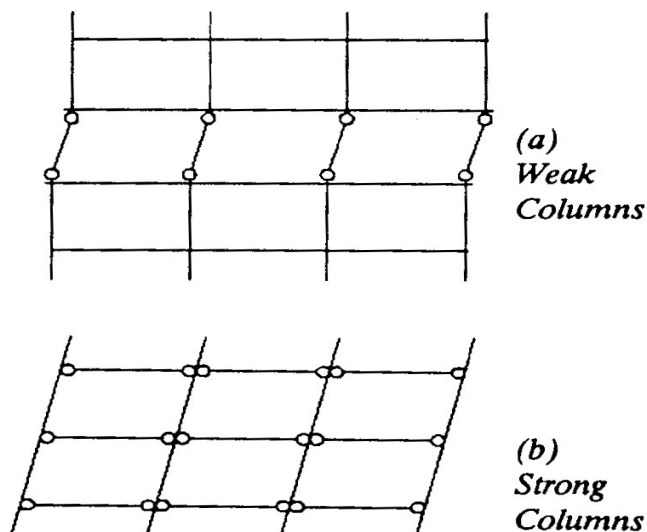


Fig.2.3 Esempi di meccanismi di collasso

2.4.2 Requisiti di duttilità delle strutture intelaiate in cemento armato

Le strutture in cemento armato intelaiate sono tipicamente più flessibili di quelle che hanno setti di taglio; questo fatto può causare spostamenti d'interpiano notevoli, i quali potrebbero generare effetti di non linearità geometrica, indicati come effetti $P-\Delta$, e un notevole danneggiamento dei componenti non strutturali (p.es. tamponature e tramezzi). Può accadere, inoltre, che un pilastro sia dimensionato in modo da poter sostenere sforzi di taglio inferiori a quelli associati alla sua capacità flessionale: quando ciò avviene, per quanto prima detto, il pilastro ha un comportamento fragile e il suo collasso anticipa quello degli altri. Tale condizione può verificarsi nelle zone a bassa sismicità e nei vecchi edifici in zone di alta sismicità. In tali situazioni il passo delle staffe nei pilastri è spesso pari alla dimensione d del pilastro, mentre le attuali norme americane prevedono un passo massimo di $d/2$.

Una situazione simile si verifica spesso negli edifici italiani costruiti negli anni 60–70 in zone a quel tempo non dichiarate sismiche; tali edifici venivano dimensionati semplicemente per i carichi verticali ed avevano staffature a passo *largo*, non infittite in prossimità dei nodi. In questa configurazione la resistenza flessionale legata alle armature longitudinali non viene mantenuta durante il terremoto a causa della rapida instabilizzazione delle armature stesse, non adeguatamente vincolate dalle staffe. Il comportamento è quindi degradante ed assimilabile a fragile. Situazioni di fragilità si verificano anche nei pilastri di piano terra quando sono presenti muri o tamponamenti robusti che lasciano libere porzioni ridotte di altezza di pilastro (tipiche le finestre a nastro di garage e cantine seminterrate); anche qui il taglio resistente associato alla capacità flessionale del pilastro, data la sua ridotta altezza di

flessione, può essere molto superiore alla resistenza a taglio. La conseguenza è che si attiva un meccanismo di rottura fragile (controllato dalla forza) anziché duttile (controllato dallo spostamento). Fenomeni simili possono riscontrarsi nelle colonne delle rampe di scale, dove i pianerottoli dimezzano le altezze delle colonne. Il comportamento fragile, infine, può essere legato a sforzi normali molto elevati.

Le principali caratteristiche che devono possedere le strutture intelaiate in cemento armato, per garantire un comportamento duttile sono dunque:

- presenza di un sufficiente numero di staffe ben ancorate nei nodi, nelle travi e nei pilastri in modo da evitare comportamenti rapidamente degradanti sotto carichi alterni;
- efficace confinamento del nucleo di calcestruzzo nelle regioni di formazione delle cerniere, mediante disposizione di un adeguato numero di staffe chiuse mediante uncini a 135 gradi (ancorati nel nucleo).
- disposizione di percentuali minime di armatura nelle regioni di formazione delle cerniere plastiche;
- previsione di opportune lunghezze di ancoraggio delle barre in zone favorevoli (calcestruzzo compresso) e protette da un adeguato numero di staffe;
- dimensionamento degli elementi e delle relative armature in base alla gerarchia delle resistenze, in modo da garantire il comportamento pilastri forti - travi deboli.

I vecchi edifici, che solitamente hanno travi molto basse, non possiedono generalmente i requisiti necessari per assicurare un comportamento duttile.

2.4.3 Identificazione del tipo di struttura

Nelle moderne strutture intelaiate in zona sismica, i nodi trave-pilastro, essendo i punti in cui si hanno le sollecitazioni sismiche maggiori, sono progettati per restare stabili anche in campo non lineare e per numerosi cicli di carico prodotti dal sisma; tali strutture sono definite *speciali*. Gli edifici che, invece, non possiedono dettagli costruttivi in grado di garantire una sufficiente duttilità e che per assorbire le azioni sismiche fanno affidamento esclusivamente alle riserve di resistenza (che derivano, ad esempio, dai coefficienti moltiplicatori dei carichi), sono definiti strutture *ordinarie*.

Tab. 2.4 Identificazione del tipo di struttura e del relativo fattore R

Dichiarazioni	$R = 8$ <i>Strutture speciali</i>	$R = 4$ <i>Strutture intermedie</i>	$R = 2$ <i>Strutture ordinarie</i>
Mancanza collassi a taglio	Vero	Vero	Falso
Pilastri forti-travi deboli	Vero	Falso	Falso
Chiusura delle staffe	Vero	Falso	Falso
Passo delle staffe nei pilastri	Vero	*	Falso
Sovrapposizione barre nei pilastri	Vero	Falso	Falso
Armatura delle travi	Vero	*	Falso
Sovrapposizione barre nelle travi	Vero	Falso	Falso
Passo delle staffe nelle travi	Vero	Vero	Falso
Ferri piegati nelle travi	Vero	Falso	Falso
Armatura nei nodi	Vero	Falso	Falso

* indica che vi sono diversi valori numerici per le strutture speciali e quelle intermedie, ma che si fa riferimento agli stessi criteri

Vengono inoltre definite strutture *intermedie*, quelle che sono progettate per assicurare un comportamento sufficientemente duttile (prevedendo ad esempio una gerarchia delle resistenze) ma con dettagli costruttivi meno accurati delle strutture speciali (sono ad esempio prive di legature che stabilizzano i ferri disposti sui lati dei pilastri).

L'esame condotto tramite i questionari speditivi è utile anche al fine di determinare il tipo di struttura in esame e l'opportuno valore di R , fattore di modificazione della risposta, da adottare nelle analisi.

Nella tabella 2.4 sono riportati gli elementi di valutazione la cui sussistenza permette di decidere quale sia il tipo di struttura (speciale, intermedia o ordinaria) ed i conseguenti coefficienti di struttura utilizzabili nelle verifiche.

2.4.4 La scheda di valutazione degli edifici intelaiati in cemento armato (tipo 8)

Nella tabella 2.5 sono riassunti gli elementi di valutazione specifici per la struttura di un edificio intelaiato in c.a. L'espressione del giudizio di conformità (Vero o Falso), per alcuni elementi, richiede lo svolgimento di valutazioni basate sulle formule riportate nella prima parte di questo capitolo (p. es. la presenza del piano debole, del piano soffice la verifica della resistenza a taglio o la verifica di drift). Per altri elementi, come la presenza di ridondanze strutturali o di irregolarità, il FEMA 178 fornisce specifiche indicazioni semplificate (ad esempio sono considerati ridondanti i telai con almeno due luci).

Come già detto, per completare la valutazione degli edifici in cemento armato devono essere compilate anche le schede relative alle fondazioni e agli elementi non strutturali riportate nell'Appendice A del FEMA 178.

Tab 2.5 La scheda di valutazione

Giudizio		Elemento di valutazione	Requisiti che la soddisfano	Procedura in caso di esito sfavorevole
V	F	Percorso dei carichi	La struttura assicura il trasferimento dei carichi dovuti al sisma dai rispettivi punti di applicazione sino alle fondazioni.	Se non esiste un percorso di carico affidabile, con tutta probabilità ciò sarà evidenziato dall'analisi di dettaglio. Il giudizio è riportato qui perché l'identificazione del percorso di carico è il punto di partenza della valutazione.
V	F	Ridondanza	La struttura rimane stabile a seguito del collasso di un singolo elemento.	--
V	F	Piano debole	Non sono presenti significative discontinuità delle resistenze degli elementi del sistema resistente (la resistenza di ogni piano non è inferiore all'80% di quella del piano superiore)	Verificare il piano debole considerando l'effetto P-delta. Se la resistenza del piano è inferiore al 65% di quella del piano superiore amplificare le forze per la verifica del piano debole nel rapporto $C_d/2 \geq 1.5$
V	F	Piano soffice	Non sono presenti significative discontinuità delle rigidezze degli elementi del sistema resistente (la rigidezza di ogni piano non è inferiore al 70% di quella del piano superiore e all'80% della media dei tre piani inferiori) .	Verificare il piano soffice considerando l'effetto P-delta. Per edifici alti più di 20 metri o 5 piani effettuare analisi dinamica.
V	F	Geometria	Non sono presenti significative irregolarità geometriche (cambiamenti nelle dimensioni orizzontali del sistema resistente alle forze orizzontali ad ogni piano inferiori al 30% rispetto ai piani adiacenti).	Verificare la struttura sulla base di una analisi dinamica per avere una migliore stima della distribuzione del taglio alla base
V	F	Massa	I cambiamenti di massa da un piano al successivo sono inferiori al 50% ad esclusione delle coperture leggere.	Verificare la struttura sulla base di una analisi dinamica per avere una migliore stima della distribuzione in verticale del taglio alla base
V	F	Irregolarità verticali	Tutti i telai hanno continuità dalle fondazioni alla copertura.	Verificare i pilastri che sopportano setti ai piani superiori amplificando le forze di ribaltamento di $C_d/2 \geq 1.5$ e tenendo conto dell'effetto P-delta. Verificare che i puntoni o i diaframmi siano in grado di trasferire il carico dall'elemento discontinuo all'elemento resistente inferiore.

Tab2.5 La scheda di valutazione (segue)

Giudizio		Elemento di valutazione	Requisiti che la soddisfano	Procedura in caso di esito sfavorevole
V	F	Torsione	Le masse sono convenientemente bilanciate con le rigidità del sistema resistente alle azioni orizzontali (distanza fra il centro delle rigidità ed il centro delle masse di ogni piano inferiore al 20% della dimensione in pianta della struttura).	Analizzare la struttura con metodi appropriati per le rigidità relative dei diaframmi e degli elementi verticali. Calcolare i drifts tenendo conto della torsione. Verificare che gli elementi portanti lo restino se soggetti ai drift. Considerare effetto P-delta ed amplificazione inelastica nella verifica delle colonne.
V	F	Edifici adiacenti	Non vi sono edifici immediatamente adiacenti che abbiano altezza inferiore alla metà di quella dell'edificio o abbiano le quote dei solai sfalsate rispetto ad esso.	Annotare che in caso di futuri interventi di miglioramento dovrà essere considerato questa carenza.
V	F	Deterioramento del calcestruzzo	Calcestruzzo e armature non sono deteriorati. Non ci sono lesioni diagonali >1mm nelle colonne che riquadrano pannelli di muratura.	Effettuare le verifiche riducendo la resistenza del calcestruzzo o dell'armatura. Ridurre di conseguenza la resistenza del muro, scoprire la causa e raccomandare azioni correttive.
V	F	Ancoraggi di post-tensione	Non vi sono tracce di corrosione in vicinanza degli ancoraggi.	Determinare causa ed estensione dell'inconveniente. Verificare con resistenze ridotte.
V	F	Interferenza delle tamponature	Le tamponature sono isolate dagli elementi strutturali.	Valutare la resistenza e rigidità di tamponature e telai. Se, come di solito avviene, la resistenza delle tamponature non è commisurata alla sua rigidità, isolare i muri dai telai, o trattare l'edificio come tipo 10.
V	F	Verifica sforzi di taglio	La struttura soddisfa la verifica speditiva nei confronti delle tensioni di taglio.	Effettuare verifica più accurata del livello e distribuzione delle sollecitazioni.
V	F	Verifica del drift	La struttura soddisfa la verifica speditiva nei confronti degli spostamenti relativi fra i piani.	Effettuare verifica più accurata considerando un modello completo strutturale del telaio.
V	F	Mancanza di collassi a taglio	La capacità flessionale dei pilastri è superiore alla capacità a sforzi di taglio.	Confrontare il taglio massimo compatibile con la resistenza flessionale (rapporto fra la somma dei momenti ultimi di estremità del pilastro e la sua altezza: $2 M_{col}/h$) con la capacità a taglio secondo ACI 318.

Tab2.5 La scheda di valutazione (segue)

Giudizio		Elemento di valutazione	Requisiti che la soddisfano	Procedura in caso di esito sfavorevole
V	F	Pilastri forti-travi deboli	La capacità flessionale dei pilastri è superiore alla rispettiva capacità delle travi (la somma dei momenti ultimii delle colonne deve essere superiore di almeno il 20% alla somma dei momenti ultimi delle travi con le relative solette: $\Sigma M_{col} > 1.2 \Sigma M_{tr}$)	-----
V	F	Elementi precompressi	Gli elementi in precompresso non fanno parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.	Verificare l'adeguatezza degli elementi precompressi. Se la capacità viene superata alle estremità degli elementi , in corrispondenza delle connessioni, usare $R = C_d = 1.5$. Se tutti i superamenti del limite elastico avvengono all'interno degli elementi usare R relativo ai telai gettati in opera.
V	F	Eccentricità dei nodi	Non vi sono eccentricità tra le travi ed i pilastri superiori al 20% della dimensione minore del pilastro.	
V	F	Passo delle staffe nei pilastri	Passo delle staffe $\leq d/4$ ovunque e in particolare $\leq 8\phi$ nelle regioni di formazione delle cerniere plastiche.	
V	F	Chiusura delle staffe	Le staffe sono chiuse all'interno del cls. con uncini a 135°	
V	F	Sovrapposizione barre pilastri	Lunghezza di sovrapposizione $\geq 35\phi$ e sono racchiuse da staffe con passo $\leq 8\phi$.	
V	F	Armatura nelle travi	Almeno due barre correnti superiormente e inferiormente. Almeno il 25% dell'armatura prevista nei nodi è mantenuta.	
V	F	Sovrapposizione barre travi	Le sovrapposizioni si hanno in mezzera della trave e non in vicinanza delle regioni di formazione delle cerniere plastiche	
V	F	Passo delle staffe nelle travi	Passo delle staffe $\leq d/2$ ovunque e in particolare $\leq 8\phi$ nelle regioni di formazione delle cerniere plastiche.	
V	F	Ferri piegati	Non sono usati ferri piegati.	

Tab2.5 La scheda di valutazione (segue)

Giudizio		Elemento di valutazione	Requisiti che la soddisfano	Procedura in caso di esito sfavorevole
V	F	Armatura nei nodi	Le staffe dei pilastri continuano nei nodi trave-pilastro.	Valutare la capacità del nodo, il massimo taglio compatibile con la resistenza a flessione del pilastro ed il massimo taglio compatibile con l'armatura a flessione delle travi . Il taglio orizzontale a metà altezza del nodo (V_j) si determina dall'equilibrio con il taglio massimo che può trasmettere il pilastro (V_e) e le forze massime che possono trasmettere le travi (trazione limite nell'armatura della trave di sinistra (T_l) + compressione limite = trazione limite nella trave di destra (T_r), $V_j = T_l + T_r - V_e$)
V	F	Soletta-pilastri	La struttura non presenta solo la soletta armata nei nodi dei pilastri ma in tutti in nodi vi sono sempre delle travi.	
V	F	Irregolarità nel piano dei solai	Presenza di irregolarità in pianta dei solai.	
V	F	Rinforzi nelle bucatore dei solai	Presenza di un rinforzo intorno la bucatore superiore al 50% delle dimensioni dell'edificio lungo le rispettive direzioni.	
V	F	Connessioni pilastri-fondazione	Le barre dei pilastri sono ancorate alle fondazioni.	

2.4.5 Approfondimenti su alcuni elementi di valutazione della scheda tipo 8

2.4.5.1 *Percorso di carico*

La struttura assicura il trasferimento dei carichi dovuti al sisma, dai rispettivi punti di applicazione sino alle fondazioni.

E' dunque necessaria la presenza di un sistema resistente alle azioni orizzontali che assicuri la continuità tra i solai e le fondazioni. Le forze d'inerzia, indotte dal sisma su tutti gli elementi, sono trasferite ai solai attraverso le connessioni strutturali; i solai distribuiscono tali forze agli elementi resistenti verticali (setti e telai), che a loro volta li trasferiscono alle fondazioni. Tale condizione è indispensabile affinché gli edifici siano in grado di sopportare le azioni sismiche.

2.4.5.2 *Ridondanza*

La struttura rimane stabile anche a seguito del collasso di un singolo elemento.

La ridondanza è un'altra caratteristica fondamentale solitamente richiesta al fine di garantire una buona prestazione sismica. E' un requisito difficile da quantificare o codificare ma, quando è presente, migliora la prestazione dell'edificio, in quanto tende a mitigare le conseguenze degli squilibri locali tra domanda e capacità. In strutture prive di ridondanza, tutti i componenti devono rimanere efficienti affinché non ne venga compromessa la stabilità; in quelle ridondanti, invece, può accadere che a seguito del cedimento di un componente, un altro ne sostenga il relativo carico.

2.4.5.3 *Piano debole*

Non sono presenti significative discontinuità delle resistenze.

Il FEMA 178 definisce piano debole quello in cui la resistenza di piano è inferiore all'80% di quella del piano superiore. La resistenza di piano è definita come la resistenza totale di tutti gli elementi che assorbono il taglio di piano lungo la direzione del sisma; è pertanto la capacità a taglio dei pilastri e dei setti. E' dunque necessario calcolare tutte le resistenze di piano e procedere al relativo confronto. La conseguenza della presenza di un piano debole, è la concentrazione della deformazione anelastica in corrispondenza di tale piano. Questa condizione è particolarmente sfavorevole se sono stati adottati alti fattori R di progetto: infatti accade che per un'azione relativamente modesta, solo una parte di struttura sia chiamata a dissipare energia.

Quando si è in presenza di un piano debole, bisogna verificare i relativi elementi resistenti includendo gli effetti $P-\Delta$ e la domanda anelastica. Per compensare la concentrazione dell'azione anelastica, quando la resistenza di un piano debole è inferiore a quella del piano superiore, le forze di progetto nel piano debole vanno amplificate di un fattore pari a $C_d/2$ e comunque non inferiore a 1.5.

La circolare Ministeriale n. 65 AA.GG. del 1997 delle Norme Italiane riporta questo stesso tipo di provvedimento (con un fattore pari ad 1.4) per i *piani pilotis*, che sono schemi strutturali potenzialmente inclini a concentrare la deformazione anelastica.

2.4.5.4 Piano soffice

Non sono presenti significative discontinuità delle rigidezze degli elementi del sistema resistente.

Si definisce piano soffice quello in cui la rigidezza di piano è inferiore al 70% di quella del piano superiore o è inferiore all'80% della rigidezza media di tre piani superiori. I classici esempi di tale carenza sono rintracciabili negli edifici commerciali con dei lati aperti a piano terra e nelle strutture con il piano terra molto alto; in genere i pilastri di tali edifici, pur avendo resistenze che coprono quelle richieste dal sisma di progetto, non posseggono rigidezze tali da avere spostamenti relativi di piano (*drift*) accettabili. Infatti la carenza del piano soffice, è rivelata da un brusco cambiamento negli spostamenti di piano (Fig.2.4).

E' dunque necessario calcolare le rigidezze di piano e verificare se in ciascun livello sono rispettati i limiti di deformabilità precedentemente specificati. Se si rintraccia la presenza di piano soffice, vanno verificati tutti gli elementi resistenti tenendo conto degli effetti non lineari P- Δ . Per strutture che hanno un numero di piani superiore a cinque o che sono alte più di 20 metri, è preferibile effettuare un'analisi dinamica.

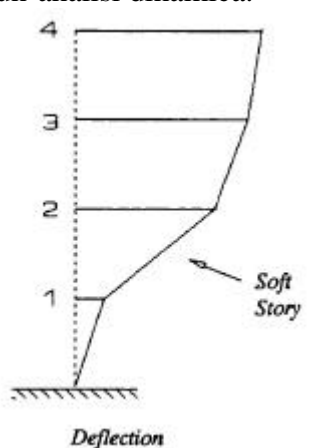


Fig.2.4 Piano soffice

2.4.5.5 Edifici adiacenti

Non vi sono edifici immediatamente adiacenti che abbiano altezza inferiore alla metà di quella dell'edificio o abbiano le quote dei solai sfalsate rispetto ad esso.

Una struttura è considerata adiacente se dista meno di 5 cm moltiplicati per il relativo numero di piani, dall'edificio per cui è richiesta la valutazione. Quando una struttura non è adeguatamente distante da quella confinante e i relativi solai sono situati ad altezze differenti, tali elementi possono dare luogo al fenomeno del *martellamento* sui pilastri ad essi vicini, causando sollecitazioni non previste. Quando un edificio è più alto di quello adiacente, quest'ultimo, interagendo con il precedente, può comportarsi come un elemento di vincolo per la parte sporgente della struttura più alta. In questa situazione l'edificio più basso riceve azioni non previste mentre l'altro si comporta come un fabbricato irregolare con forti discontinuità delle rigidezze di piano.

2.4.5.6 Geometria

Non sono presenti significative irregolarità geometriche.

Il manuale FEMA 178 definisce irregolarità geometrica una variazione nella dimensione orizzontale del sistema resistente superiore al 130%. Qualora vi sia tale carenza, è necessario verificare l'intero sistema resistente mediante un'analisi dinamica.

2.4.5.7 Torsione

Le masse sono convenientemente bilanciate con le rigidezze del sistema resistente alle azioni orizzontali.

Gli effetti torsionali vanno considerati qualora la distanza tra il centro delle rigidezze e quello delle masse relative ad un dato piano è superiore al 20% della dimensione maggiore in pianta dell'edificio. La torsione può provocare notevoli rotazioni dei solai, rischiando di mettere in crisi i relativi pilastri, in particolare quelli che non fanno parte del sistema resistente (che spesso non vengono progettati tenendo conto degli effetti torsionali).

Qualora sussista tale carenza, bisogna verificare l'intera struttura tenendo conto della risposta torsionale. Dapprima vanno calcolati i valori massimi degli spostamenti di piano, sommando agli spostamenti medi di piano, quelli addizionali dovuti alla torsione, ottenendo così i relativi drift. Infine bisogna verificare che tutti gli elementi del sistema resistente mantengano la loro capacità portante sotto i drift calcolati. Quando si verificano i pilastri, vanno inclusi gli effetti P- Δ e va tenuta in considerazione la richiesta anelastica.

2.5 VALUTAZIONE DELLE FONDAZIONI E DEL RISCHIO GEOLOGICO

Nella tabella 2.6 sono riassunti gli elementi di valutazione per le fondazioni ed il rischio geologico dell'area di sedime. Come già detto questa scheda vale per qualunque tipologia strutturale.

La scheda è divisa in tre sezioni;

1. condizioni delle fondazioni (primi due quesiti),
2. capacità delle fondazioni (quesiti da 3 a 7)
3. rischi geologici al sito (quesiti da 8 a 10).

.

Tab. 2.6 La scheda di valutazione per le fondazioni ed il rischio geologico

Giudizio		Elemento di valutazione	Requisiti che la soddisfano	Procedura
V	F	Prestazioni delle fondazioni	La struttura non mostra evidenze di movimenti eccessivi, come cedimenti o rigonfiamenti, che potrebbero condizionarne la integrità o la resistenza.	Esame visivo al piano inferiore dei muri, tramezzi, travi di fondazione ed altri elementi visibili per identificare eventuali fessure, cedimenti, perdite di allineamento.
V	F	Deterioramento	Non ci sono evidenti fenomeni di deterioramento dovuti a corrosione, attacco di solfati, rotture di materiali o altri fenomeni che possano avere conseguenze sull'integrità o la resistenza della struttura	Indagare se esistono evidenze storicamente documentate nell'area di deterioramenti in tipi di fondazione e condizioni di sito simili.
V	F	Ribaltamento	Il rapporto base / altezza dell'edificio a livello delle fondazioni e riferito al sistema resistente alle azioni orizzontali supera il valore $1.4 A_v$	Se questa condizione non è verificata effettuare valutazioni più approfondite. Per fondazioni superficiali verificare sia la capacità a flessione e taglio degli elementi strutturali rispetto alle forze di progetto, sia le tensioni verticali totali (sisma + carichi verticali) al contatto fondazione – terreno. Queste ultime non devono superare il doppio della tensione ammissibile. Per fondazioni profonde effettuare il calcolo della portata limite e paragonarla alla sollecitazione derivante dal sisma + i carichi verticali
V	F	Collegamenti fra gli elementi di fondazione	Se gli elementi di fondazione (plinti, pali o pozzi) non sono vincolati da travi, piastre o da un terreno di fondazione sufficientemente rigido e resistente esistono comunque elementi di collegamento a trazione adeguati alle sollecitazioni sismiche	Valutare il vincolo fornito dal materiale di fondazione o dai collegamenti. Per fondazioni superficiali paragonare il taglio alla base dell'edificio con la somma dell'attrito di base e della resistenza passiva sui lati verticali. Nella quantificazione della componente attritiva considerare l'effetto del sisma verticale.
V	F	Forze orizzontali su fondazioni profonde	Pali e pozzi sono in grado di trasferire le forze orizzontali al terreno.	Paragonare la domanda con la capacità orizzontale limite del suolo a contatto con i pali o pozzi. Nei pali verificare i quantitativi minimi di armatura longitudinale e trasversale sulla parte più alta del palo. Controllare l'effetto di confinamento della staffatura in presenza di rilevanti sollecitazioni flettenti.

Tab. 2.6 La scheda di valutazione per le fondazioni ed il rischio geologico (segue)

Giudizio		Elemento di valutazione	Requisiti che la soddisfano	Procedura
V	F	Edifici compensati	Gli edifici con fondazioni compensate (a piscina) hanno interrimento sufficiente.	Verificare la resistenza a forze orizzontali di fondazioni compensate considerando una pressione ammissibile aumentata del 50%
V	F	Siti in pendenza	La differenza di quota fra un lato e l'altro dell'edificio non supera metà altezza di piano.	Se la condizione non è verificata è presente una forza orizzontale permanente significativa. In questo caso tale forza va sommata al taglio sismico alla base nella verifica di stabilità allo scorrimento.
V	F	Liquefazione	Non si rileva la presenza di terreni di fondazione liquefacibili fino a circa 15 metri di profondità sotto le fondazioni (suoli incoerenti sciolti saturi che possono compromettere la prestazione dell'edificio in caso di sisma)	Suoli sciolti saturi granulari possono perdere la resistenza e causare significative deformazioni permanenti in caso di sisma. Effettuare le verifiche del potenziale di liquefazione e le conseguenze in termini di spostamenti permanenti.
V	F	Frane in pendio	Il sito su cui sorge l'edificio è sufficientemente lontano da frane potenziali indotte dal sisma o da cadute di rocce così da non essere interessato da tali fenomeni o da poter sopportare senza collassare piccoli e prevedibili movimenti ad essi conseguenti.	Il sisma potrebbe produrre frane nel terreno o cadute di rocce se le pendenze sono superiori al 6%. Siti che mostrano i segni di frane precedenti richiedono particolare attenzione. Se non si possono escludere questi fenomeni occorre valutare i possibili movimenti dovuti a rotture per frana in vicinanza, a valle ed a monte dell'edificio
V	F	Fagliazione superficiale	Non si prevedono fenomeni di rottura superficiale del suolo o spostamenti permanenti dovuti alla fagliazione.	Non si devono costruire edifici su faglie note capaci di produrre rotture superficiali. Valutare se l'edificio sorge in prossimità di fagli attive note.

2.6 VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI CHE NON FORMANO IL SISTEMA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Gli elementi non strutturali possono rappresentare fonti di rischio significative per la vita umana. Altre fonti di rischio sono rappresentate da sostanze contenute in alcuni edifici, che possono essere rilasciate per effetto del comportamento di componenti non strutturali. Infine occorre porre particolare attenzione agli elementi non strutturali che servono al corretto funzionamento delle opere strategiche (p. es. ospedali, caserme dei VVF etc..) in quanto il loro danneggiamento aumenta il rischio per la vita a causa del mancato o ridotto funzionamento di dette opere.

La scheda di valutazione degli elementi non strutturali è suddivisa nelle seguenti sezioni:

1. tramezzature,
2. controsoffitti,
3. corpi illuminanti,
4. rivestimenti,
5. parapetti, cornicioni, ornamenti in genere,
6. camini,
7. vie di fuga,
8. contenuti dell'edificio e mobilio,
9. componenti meccanici ed elettrici,
10. tubazioni,
11. sostanze pericolose,
12. ascensori.

Non si entra in dettaglio in questa scheda piuttosto articolata perché essa è stata superata da quella contenuta nelle linee guida FEMA 273. E' tuttavia opportuno osservare come sia estesa la lista degli oggetti da controllare proprio per la preoccupazione che elementi in grado di rappresentare fonti di rischio non siano stati documentati o non ne sia stata proprio valutata la prestazione sismica al momento dell'installazione. In questo senso la lista ha un valore ancora attuale e potrebbe essere utilizzata anche in Italia, una volta semplificata per escludere alcuni tipi di rifiniture o elementi da noi poco frequenti.

E' anche opportuno notare che il FEMA 178 considera come particolari fonti di rischio le partizioni realizzate in mattoni forati in zone ad alta sismicità ($A_v > 0.2$) perché sono fragili e quindi sistematicamente soggette a gravi danni in caso di forti terremoti. Come noto questo tipo di partizioni è molto diffuso in Italia, mentre si dovrebbe evitarle in zone ad alta sismicità, almeno per le opere strategiche.