



**CIAS CENTRO INTERNAZIONALE DI
AGGIORNAMENTO SPERIMENTALE-SCIENTIFICO**



DICAAR

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE
E AMBIENTALE E ARCHITETTURA**

ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA SULLE STRUTTURE ESISTENTI

**PHD, ING. DANIEL MELONI
ING. FABIO GILLONE**

DURABILITÀ DELLE COSTRUZIONI LE INDAGINI IN SITO E TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO

venerdì 8 aprile 2016

Ordine Ingegneri di Cagliari, Via Tasso 25, 09128 Cagliari

Introduzione

La vulnerabilità è uno dei parametri utilizzati nella quantificazione del rischio sismico e secondo la definizione fornita dalla Protezione Civile essa rappresenta “la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità”. Per definirla è quindi necessario precisare l’intensità di un evento sismico (per esempio tramite il Periodo di Ritorno TR) e il livello di danneggiamento (Stato Limite).

Nel territorio italiano la Valutazione della Vulnerabilità Sismica degli edifici esistenti è un argomento di particolare interesse, vista la presenza di un vasto patrimonio edilizio e monumentale posto in essere, in genere, senza alcun riguardo ai principi della progettazione sismica. La Regione Sardegna, complice la pericolosità sismica molto bassa che contraddistingue il territorio regionale, è ancor di più caratterizzata da un patrimonio costruito, anche recente, non progettato secondo criteri antisismici. A questo si aggiungono ulteriori problematiche quali: fatiscenza, abusivismo, fattori di degrado, sfavorevoli condizioni geomorfologiche, scarsa manutenzione, ecc. In questo scenario, dunque, la valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti è un tema di grande interesse, specialmente in riferimento a tipologie quali edifici pubblici, monumenti, opere infrastrutturali, ecc. A questo scenario si aggiunge il fatto che l’OPCM 3274 nel 2003 introdusse l’obbligo della Valutazione di Sicurezza su edifici e opere considerate di significativa rilevanza. Tale obbligo non è decaduto anche dopo la pubblicazione delle successive Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Min. Infrastrutture e Trasporti del 14 gennaio 2008 (nel seguito DM2008 o NTC2008).

Alla luce dell’impostazione della normativa vigente, l’Analisi di Vulnerabilità Sismica (AVS) può considerarsi come parte del più generale processo di Valutazione della Sicurezza (VS) degli edifici esistenti, con riferimento a tutti gli scenari di carico significativi, e come tale soggiace alle prescrizioni e all’approccio metodologico previsti nel Cap.8 delle NTC2008.

Dopo un breve riepilogo normativo, in questo lavoro verranno individuate e descritte le metodologie di comprovata validità maggiormente utilizzate per giungere ad una quantificazione della vulnerabilità. La diversità tra i vari metodi è generalmente legata al livello di dettaglio che si intende raggiungere in funzione della necessità di interventi successivi e delle finalità della valutazione stessa. Verranno inoltre forniti alcuni spunti operativi sull’analisi di edifici esistenti in cemento armato.

1. Quadro normativo

Inizialmente nata come attività che contraddistingue il dopo terremoto, con lo scopo di valutare il danno subito dagli edifici e stabilirne l'agibilità post-sismica, l'AVS ha poi assunto una valenza più ampia e una finalità di natura preventiva. Come ausilio ai sopralluoghi post-sisma, il primo strumento che viene tipicamente utilizzato è costituito da schede "sintetiche" che permettono di rilevare il danno in modo omogeneo sulle costruzioni colpite consentendo una immediata informatizzazione e quindi un trattamento statistico e informativo dei dati raccolti.

L'obbligo della valutazione di sicurezza, anche sismica, di costruzioni esistenti è previsto per la prima volta dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" e successivi aggiornamenti (O.P.C.M. n°3316/03 e O.P.C.M. n°3431/05¹). All'Art. 2 comma 3 dell'OPCM infatti è affermato quanto segue: "*È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di **interesse strategico** e delle **opere infrastrutturali** la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le **finalità di protezione civile**, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un **eventuale collasso**.[...]*". L'intento principale è quello di monitorare e garantire il mantenimento delle funzionalità di particolari strutture durante e dopo l'evento sismico.

La "*Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*" del 12 ottobre 2007, era invece il risultato dell'intesa istituzionale tra il Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici e il Dipartimento della Protezione Civile, in ottemperanza al Decreto Interministeriale del 23/05/2005, finalizzato all'elaborazione delle Linee Guida per l'applicazione al patrimonio culturale della normativa tecnica di cui all'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 e aveva come intento quello di specificare un percorso di conoscenza, valutazione della sicurezza sismica e progetto degli eventuali interventi, analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma adattato alle esigenze e particolarità del patrimonio culturale, nello spirito dell'art. 29 del Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio. Solo nel 26/02/2011 è stata pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n.47 - Supplemento ordinario n.54, la DPCM del 9 febbraio 2011: "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 2008*". La direttiva fornisce indicazioni per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato, con riferimento al D.M. 2008 e alla relativa Circolare n°617 del 02/02/2009, contenente "*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*" (in seguito Circolare). Il documento richiama, con solo riferimento alle opere in muratura, i metodi che possono essere adottati per garantire la conservazione in condizioni di sicurezza del patrimonio culturale nei riguardi dell'azione sismica, tramite la stima della **vulnerabilità** e la **valutazione del rischio** del patrimonio culturale, nonché per la progettazione degli interventi di miglioramento sismico.

¹ O.P.C.M. n°3316/03: "*Correzioni e modifiche all'ordinanza 3274*"; O.P.C.M. n°3431/05: "*Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»*"

Più recente il significativo documento elaborato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche: *“Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti”*, pubblicato nell’ottobre 2013 dalla Commissione di Studio per la Predisposizione e l’Analisi di Norme Tecniche relative alle Costruzioni del CNR. Tale documento, in corso di approvazione, propone un nuovo approccio di tipo probabilistico per la valutazione della sicurezza sismica strutturale. Il motivo per cui viene introdotta una metodologia probabilistica, risiede nel fatto che l’attuale sistema normativo fonda il giudizio di sicurezza dell’edificio esistente sulla determinazione di un rapporto tra l’intensità sismica che produce lo stato limite considerato e la corrispondente intensità di verifica, in modo che le verifiche sono soddisfatte laddove tale rapporto sia uguale o superiore a uno. Tuttavia, come viene indicato nel documento *“Il limite del procedimento descritto è quello che al suo termine l’effettivo livello di protezione della struttura, misurato in termini di probabilità di superamento di ogni stato limite considerato, non è conosciuto. Di fatto, l’unico elemento caratterizzato in probabilità è l’azione sismica di verifica, mentre in realtà, nel problema della valutazione, ossia nella determinazione della probabilità di superamento, entrano molte altre fonti di incertezza che non sono esplicitamente modellate.”* Le fonti di incertezza citate, possono riassumersi in:

- difficoltà nella formulazione univoca degli stati limite ultimi relativi a stati di danno globale e diffuso;
- incompleta e imprecisa conoscenza dell’organismo esistente che costringe ad introdurre ipotesi arbitrarie sull’organismo strutturale analizzato;
- differenze riscontrate nei risultati ottenuti con impiego di differenti metodi di analisi e differenti strumenti di calcolo;
- le capacità ultime dei componenti strutturali progettati senza alcun adempimento antisismico sono frutto di notevoli approssimazioni, specialmente con riferimento al comportamento in prossimità del collasso; inoltre i modelli di capacità sono caratterizzati da dispersione notevole.

Le “Istruzioni” hanno pertanto come obiettivo quello di introdurre un metodo che tenga conto delle incertezze a valle dell’azione sismica di verifica, in termini di probabilità di superamento dello stato limite.

2. Modalità di analisi

L'analisi di vulnerabilità, comprende almeno due fasi distinte, ovvero:

- il censimento del costruito esistente, effettuato in maniera più o meno approfondita a seconda degli scopi del caso (Livello di Conoscenza);
- la valutazione degli effetti che un terremoto di una data intensità può produrre sulla costruzione, conseguita attraverso metodi di diversa natura, che spaziano dalla elaborazione statistica dei danni post-sisma dedotti da tipologie analoghe di edifici, alla stima analitica della capacità degli edifici, realizzata attraverso opportuni modelli matematici e confrontata con la richiesta sismica.

La prima fase può essere condotta secondo le indicazioni di cui al Cap.8 delle NTC2008. Quanto ai metodi di analisi, è invece possibile operare diverse classificazioni.

Una prima suddivisione distingue i metodi quantitativi da quelli qualitativi. I **metodi quantitativi** sono i più comuni e forniscono il risultato (danno) in forma numerica (probabilistica o deterministica); quelli **qualitativi** descrivono la vulnerabilità attraverso un giudizio espresso in termini di “bassa”, “media”, “alta” e simili. Come parte della VS, le NTC2008 richiederebbero che l'AVS implichi un processo “quantitativo”.

È inoltre possibile inquadrare i metodi di AVS, in diretti, indiretti e convenzionali. I **metodi diretti** determinano in un solo passo il risultato, inteso come previsione del danno sismico; i **metodi indiretti** prevedono di determinare un indice di vulnerabilità e successivamente stabiliscono una relazione tra danno ed evento sismico. Infine i **metodi convenzionali** puntano a fornire soltanto un indice cui non associano una previsione di danno come i metodi indiretti; questi possono essere utilizzati solo al fine di confrontare differenti strutture ubicate in aree caratterizzate dalla medesima sismicità.

È di maggiore interesse pratico eseguire una classificazione legata alle diverse possibilità di analisi della struttura. Si distinguono i metodi meccanici, i metodi empirici e i metodi basati sul giudizio di esperti. I **metodi meccanici** riassumono i diversi approcci meccanico-analitici in cui si procede ad un'analisi in genere non lineare, della struttura. Il danno viene associato al raggiungimento di uno stato limite identificato dal raggiungimento di una rotazione/spostamento limite, mentre l'azione sismica viene espressa in termini di accelerazioni spettrali, come ad esempio la PGA (*Peak Ground Acceleration*). Questo approccio è quello comunemente applicato nel calcolo della vulnerabilità di singoli organismi strutturali di cui si abbia un Livello di Conoscenza adeguato.

I **metodi empirici** utilizzano un approccio basato sull'analisi statistica dei danni provocati dai terremoti documentati. L'accuratezza dei metodi empirici è funzione della disponibilità dei dati, talvolta insufficienti soprattutto per quanto riguarda gli edifici in c.a.. A differenza dei metodi meccanici, applicabili in maniera dettagliata al singolo edificio, i metodi empirici mirano ad una sintesi tipologica, valutando la vulnerabilità di interi aggregati urbani e basandosi sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali (p.e. tipologia costruttiva, anno di costruzione, altezza, etc.), cui è associabile una matrice di probabilità di danno o una curva di vulnerabilità.

Infine, i metodi basati sul **giudizio degli esperti** attribuiscono ad ogni edificio una valutazione numerica che identifica l'indice di vulnerabilità, espresso in funzione di indicatori che verificano l'idoneità dell'edificio a sopportare i terremoti (ad esempio l'efficienza dei collegamenti, la resistenza dei materiali, la regolarità morfologica). In un secondo tempo ad ogni valore dell'indice di vulnerabilità si associa una curva di vulnerabilità o una matrice di probabilità di danno. Il

problema di questi ultimi due metodi è che non fondandosi su un approccio analitico considerano il comportamento delle diverse tipologie di edifici sulla base dell'esperienza e della conoscenza e quindi pervengono ad un risultato comunque qualitativo.

2.1. Schede di vulnerabilità

Una prima tipologia di scheda sintetica per la valutazione della vulnerabilità degli edifici colpiti dal sisma è stata sviluppata nell'ambito delle attività del GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - GNDT 1994, Corsanego e Petrini 1994), non con l'obiettivo di una valutazione di agibilità del manufatto, quanto per favorire l'esecuzione di un rilievo conoscitivo dello stato di danneggiamento. Nei successivi anni 1996-1997 il GNDT ed il Servizio Sismico Nazionale (SSN) avviarono un gruppo di lavoro congiunto per definire una tipologia di scheda sintetica che mirasse stavolta anche alle indicazioni per interventi limitati e speditivi di messa in sicurezza, nonché alla valutazione dell'agibilità post-sismica per gli edifici ordinari. Quest'ultima fu adottata dal Dipartimento della Protezione Civile nella sua preliminare versione durante le operazioni susseguenti il terremoto del 26 settembre 1997 in Umbria e Marche. La scheda venne aggiornata nel giugno 1998, supportata da brevi e preliminari istruzioni per la compilazione e quindi inserita nel Manuale per la gestione tecnica dei COM (Centri Operativi Misti), con approvazione nel novembre dello stesso anno da parte della Commissione Nazionale per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi. Ancora utilizzata negli anni seguenti in occasione di successivi eventi sismici (Pollino, Patti, Frignano, Monti Tiburtini), la scheda ha poi subito alcuni cambiamenti fino alla versione definitiva del novembre 2000 redatta dall'AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica), con il relativo manuale per la compilazione.

Il Dipartimento della Protezione Civile, con circolare n. 31471 del 21 aprile 2010 ha indicato la necessità di effettuare almeno un censimento di tutte le opere che devono essere sottoposte a verifica attraverso la compilazione della scheda *livello 0* e di programmare contestualmente, con prospettive temporali realistiche, il completamento delle verifiche di tutte le opere strategiche e rilevanti attraverso la compilazione della scheda di *livello 1 e 2* (riportata in Allegato). Quest'ultima prevede una dettagliata analisi delle costruzioni indagate, attraverso indicazioni circostanziate come i livelli di accelerazione al suolo per diversi SSL e i valori di alcuni **indicatori di rischio** determinabili solo a seguito di specifiche analisi numeriche condotte sul singolo edificio. Come parametro di sintesi, è possibile individuare un indicatore di rischio, ottenuto come rapporto fra le accelerazioni al suolo corrispondenti al raggiungimento dei vari Stati Limite ultimi e di esercizio (SLC, SLV, SLD e SLO) e le accelerazioni di progetto attese. Viene però utilizzato anche un altro indicatore di rischio, ottenuto con il rapporto fra i periodi di ritorno degli eventi sopra citati, in quanto nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le NTC2008 i rapporti tra le accelerazioni al suolo PGA, introdotti dall'OPCM 3274/03, non sono sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista la maggiore articolazione della definizione delle stesse. Tuttavia, il confronto in termini di accelerazioni continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio ancora largamente invocata. Per tali ragioni viene introdotto un parametro "a" (= 0.41) che eleva il rapporto fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda, riconducendo il risultato ottenuto ad una scala di rischio simile alla precedente.

Gli indicatori di rischio oltre a sintetizzare un'utile indicazione per stabilire urgenza e priorità d'intervento, nel caso di finanziamento delle verifiche o degli interventi ex OPCM 3362 e 3376,

sono utilizzati per determinare l'importo del contributo attribuibile all'edificio per il quale è stata condotta l'analisi. Pertanto, la compilazione della scheda "livelli 1 e 2" ha come fine ultimo quello di eseguire una "Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento" di cui necessita la costruzione analizzata al fine di raggiungere lo SL che ne assicuri la sicurezza strutturale. L'indice di rischio ottenuto con il rapporto tra le PGA qui utilizzato è del tutto analogo al coefficiente CVS definito nel successivo paragrafo, individuato dai consulenti del Politecnico di Bari e utilizzato per una classificazione della vulnerabilità sismica dell'edificio.

Le schede in oggetto vengono redatte e utilizzate nel rispetto di quanto imposto dal Dip. della Protezione Civile, ma al fine di eseguire il solo studio della vulnerabilità sismica è possibile fare ricorso alle similari e altrettanto esaustive schede di vulnerabilità di 1° e 2° livello sviluppate nell'ambito delle attività del GNDT, punto di partenza delle schede adoperate dal DPC. La "scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (muratura o c.a.)" (Corsanego e Petrini 1994 - GNDT 1994), viene generalmente considerata una scheda di supporto per l'ispezione post-sisma poiché consente di trarre indicazioni sul danneggiamento degli edifici e sui fattori di vulnerabilità legati alla tipologia costruttiva, sebbene non sufficienti a trarre indicazioni di agibilità o di provvedimenti d'emergenza sui manufatti. In realtà questa scheda pare redatta con lo scopo prevalente di censire sul territorio estese popolazioni di edifici e ricavarne statistiche di esposizione e di rischio sismico.

Un ulteriore approccio è quello della "scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza sismica AeDES", che si prefigge di rilevare le caratteristiche tipologiche del danno e dell'agibilità degli edifici ordinari nella fase del dopo terremoto, riferendosi alle sole tipologie costruttive ordinarie (escludendo cioè tipologie specifiche come capannoni industriali, edilizia sportiva, teatri, chiese, etc.), col vantaggio di rendere speditivi il rilievo, una prima catalogazione del patrimonio edilizio ed il giudizio di agibilità.

Infine, le schede di 2° livello GNDT (Benedetti e Petrini 1984, GNDT 1994) individuano informazioni tipologiche e costruttive su ogni singolo edificio, permettendo di giungere alla quantificazione dell'Indice di Vulnerabilità "Iv" ($0 < Iv < 1$). Nella compilazione di tale scheda viene richiesta la preventiva compilazione di quella di 1° livello. La scheda di 2° livello definisce una popolazione di parametri, 11 nel caso di edifici in muratura e 4 per gli edifici in c.a., cui sono associati a loro volta un indice di qualità dell'informazione ed una classe di appartenenza, corrispondenti ad un punteggio ed un peso (vedi Tabella 2.1.I). La massima vulnerabilità conseguibile, nelle ipotesi più sfavorevoli, è pari a 393,75 ($Iv = 1$) mentre la minima è 0 ($Iv = 0$). Nell'ambito di ciascun parametro che caratterizza la vulnerabilità, le situazioni reali vengono raggruppate in quattro classi. La prima (classe A) raccoglie quelle situazioni che si possono considerare aderenti ai requisiti richiesti dalla normativa sismica; nella altre classi (B, C, e D) sono raccolte situazioni via via più vulnerabili. I punteggi relativi ai diversi parametri vengono moltiplicati per opportuni pesi e quindi sommati al fine di ottenere un valore complessivo di vulnerabilità, tenendo conto della diversa importanza che i vari parametri assumono ai fini del comportamento sismico della struttura.

Nella tabella che segue sono riportati i punteggi attribuiti ai singoli parametri a seconda delle classi A, B, C, D, stabiliti per il calcolo della vulnerabilità della scheda classica GNDT. Tale precisazione è motivata dal fatto che talvolta, a discrezione del tecnico incaricato, è possibile variare i pesi e personalizzare l'influenza dei parametri per la definizione dell'indice di vulnerabilità.

Si precisa che con l'utilizzo di questo approccio non si ottengono le informazioni necessarie all'impiego di metodi di calcolo approssimati necessari per definire la resistenza sismica.

PARAM	A	B	C	D	PESO
1	0	5	20	45	1
2	0	5	25	45	0,25
3	0	5	25	45	1,5
4	0	5	25	45	0,75
5	0	5	15	45	1
6	0	5	25	45	0,5
7	0	5	25	45	0,5
8	0	5	25	45	0,25
9	0	15	25	45	0,5
10	0	0	25	45	0,25
11	0	5	25	45	1

Tabella 1. Punteggi riferiti ai parametri per le diverse classi e relativi pesi (edifici in muratura).

2.2. Coefficiente di vulnerabilità sismica (CVS)

Nel Documento: “Linee guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. o in muratura” redatto da M. Mezzina, F. Porco, D. Raffaele, G. Uva, del novembre 2010, si introduce il coefficiente di vulnerabilità sismica CVS, utile per una classificazione della vulnerabilità sismica degli edifici. Esso a sua volta fa riferimento a differenti parametri definiti in funzione dell'analisi a cui è sottoposta la struttura.

In generale è possibile definire il CVS come il rapporto fra l'accelerazione di ancoraggio del sisma di progetto che sancisce il raggiungimento della condizione ultima nell'elemento j (duttile o fragile) che per primo raggiunge lo SLV e l'accelerazione di ancoraggio del sisma di progetto associato alle caratteristiche del sito ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento:

$$CVS = \frac{PGA_{Cap}^{SLV}}{PGA_{Dom}^{SLV}}$$

Per gli edifici in c.a. PGA^{SLV} è l'accelerazione di ancoraggio associata alla forma spettrale di domanda SLV che provoca per prima uno dei seguenti eventi su un elemento della struttura:

- collasso a taglio;
- collasso di un nodo;
- rotazione ultima rispetto alla corda;
- capacità limite in fondazione.
- Mentre per gli edifici in muratura ordinaria sarà preso in conto il primo tra i seguenti eventi a carico del singolo pannello murario della struttura:
- deformazione ultima nel piano per flessione o taglio;
- resistenza ultima fuori del piano;
- deformazione ultima fuori del piano;
- capacità limite in fondazione.

Eseguendo un'Analisi Lineare, il rapporto che definisce il CVS equivarrà al rapporto fra l'effetto ultimo S_{uj} e l'effetto di calcolo S_{dj} in corrispondenza dell'elemento j che per primo raggiunge lo

SLV secondo i meccanismi indicati. In sostanza questo coefficiente è assunto come il minimo coefficiente di sicurezza associato all'elemento che per primo raggiunge convenzionalmente lo SLV secondo le modalità di verifica stabilite dalla norma (NTC2008). Nel caso venga eseguita un'Analisi Statica Non Lineare (Pushover) il CVS è definito dal rapporto fra l'accelerazione di ancoraggio dello spettro associato al raggiungimento dello spostamento ultimo del sistema SDOF (sistema a un grado di libertà) equivalente e l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di progetto associato alle caratteristiche del sito ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento. Ipotizzando che questi siano caratterizzati dalla stessa forma spettrale, a parità di periodo fondamentale, lo spettro in accelerazione e lo spettro in spostamento sono entrambi funzione lineare dell'accelerazione "a_g", consentendo di ottenere lo stesso valore del coefficiente CVS come rapporto tra spostamenti del sistema SDOF equivalente:

$$CVS = \frac{d_{cap}^*}{d_t^*}$$

in cui d* è lo spostamento del sistema corrispondente alla massima capacità della struttura, precedentemente definita per elementi fragili e duttili a seconda delle caratteristiche della curva di pushover.

Il coefficiente CVS così definito valuta la vulnerabilità sismica globale della costruzione.

Nello stesso documento vengono proposte delle formulazioni del coefficiente applicabili per la verifica su elementi isolati o porzioni della costruzione.

Nel caso di analisi lineari è possibile affermare in senso generale che la verifica nei confronti dello SLV è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a₀* che attiva il meccanismo di collasso soddisfa la seguente disuguaglianza (formulazione in accordo col §C8A.4.2.3 "Verifiche di sicurezza" dell'Appendice alle NTC2008):

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q}$$

dove: a_g(P_{VR}) è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al §3.2 delle NTC; S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche definito al §3.2.3.2.1 delle NTC2008; q è il fattore di struttura che può essere assunto uguale a 2.0.

Alla luce di quanto esposto, nel caso di elemento isolato o di porzione di costruzione "sostanzialmente appoggiata a terra", il CVS può essere assunto pari a:

$$CVS = \frac{a_0^*}{a_g \cdot S / q}$$

Qualora venga condotta un'analisi non lineare, la verifica di sicurezza di un meccanismo locale nei confronti dello SLV consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u* del meccanismo e la domanda di spostamento ricavata dallo spettro in spostamento per il periodo secante T_s. Quindi in questo caso il CVS per un elemento isolato o una porzione di costruzione può essere assunto pari a:

$$CVS = \frac{d_u^*}{S_{De}(T_1)}$$

in cui $S_{De}(T_1)$ è lo spettro di risposta elastico in spostamento definito al §3.2.3.2.2 delle NTC2008.

La precisione di questo metodo di classificazione della vulnerabilità sismica dell'edificio, dipende del tutto dalle modalità con cui sono ricavate le accelerazioni o gli spostamenti di cui alle precedenti espressioni, che possono essere più o meno rigorose. È in particolare possibile utilizzare le procedure semplificate VC e VM, nel seguito descritte, che utilizzano i rapporti tra i tagli di piano, così da ottenere la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio ed una serie di coefficienti necessari per legare l'accelerazione sulle masse strutturali alla PGA.

2.3. Curve di fragilità

Un altro approccio molto diffuso in letteratura scientifica per la valutazione della vulnerabilità sismica fa riferimento alle Curve di Fragilità, la cui finalità è quella di definire la capacità della costruzione in senso globale, ovvero stimarne il danno atteso per ogni livello di intensità sismica. Tale stima viene condotta in termini probabilistici, cercando la probabilità che l'edificio, sotto un evento sismico di data intensità, raggiunga un particolare stato limite rappresentato da una curva. Il parametro adoperato per rappresentare l'intensità sismica è la PGA.

A seguito di opportune e dettagliate analisi, per lo stesso sistema strutturale, è possibile costruire più curve di fragilità, ognuna corrispondente al raggiungimento di un diverso stato limite (danno insignificante; danno lieve; danno grave). In Fig. 2.3.1 è riportato un esempio in funzione della PGA e della probabilità di raggiungimento di un determinato livello di danno.

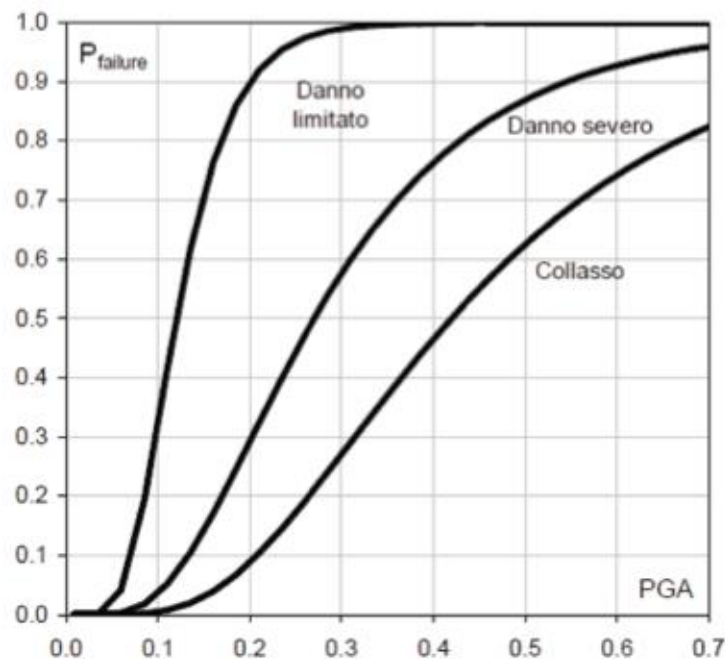


Figura 1. Curve di fragilità di un edificio (Polese, 2002).

Questo metodo di analisi, laddove si disponga di un alto livello di dettaglio dei dati di input, offre una precisa determinazione delle probabilità di danno sul singolo edificio. In generale però, visto l'onere computazionale e di modellazione, questa operazione è rivolta ad edifici con particolare valore strategico o storico monumentale. Laddove lo stesso metodo venga impiegato per una classe tipologica di edifici, si va incontro ad una ovvia perdita di precisione dei risultati, dovuta all'utilizzo di macroparametri tipologici (forma dell'edificio, dimensioni, anno di costruzione, etc.).

2.4. Metodi VC e VM

La procedura VC (Vulnerabilità Calcestruzzo armato) e VM (Vulnerabilità Muratura) è stata definita in seguito al terremoto del Molise del 31/10/2002 per essere applicata ad alcune scuole molisane e successivamente utilizzata in maniera più estesa su numerosi edifici scolastici in Basilicata e Molise. Tale procedura ha subito numerose modifiche migliorative nell'ambito del progetto SAVE - "Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani", realizzato dal GNDT in collaborazione con l'INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, l'Università degli Studi della Basilicata e il Dipartimento della Protezione Civile.

Nel documento "La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)" (M. Dolce e C. Moroni, 2005) vengono illustrate le due procedure messe a punto per l'analisi della vulnerabilità di edifici esistenti frutto di una progettazione per soli carichi verticali o secondo criteri antisismici non attuali. Con questo metodo la vulnerabilità sismica dell'edificio, intesa in senso globale, viene valutata in termini di accelerazione di picco al suolo PGA, riferita a due livelli di danneggiamento corrispondenti in termini prestazionali alla condizione limite di operatività ed alla condizione di collasso incipiente. La procedura può essere applicata secondo due logiche diverse. La prima consiste nell'impiego della PGA intesa come pericolosità sismica locale, espressa come quel valore dell'intensità macrosismica (MSC-Mercalli-Cancani-Sieberg) che determina il raggiungimento della condizione considerata. In questo caso si prescinde dall'adozione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza e si fa riferimento direttamente ai valori stimati delle resistenze dei materiali, col fine di determinare la più probabile stima delle capacità sismiche della struttura in esame. Nel secondo caso, coerentemente con la normativa tecnica, la PGA viene correlata alla pericolosità sismica di base e si mettono in conto i coefficienti parziali di sicurezza e i fattori di confidenza, quindi si procede rapportando la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio in termini di periodo di ritorno degli eventi sismici che producono gli stati limite prescelti.

Al fine di ottenere il valore ricercato della PGA è necessario partire dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano in grado di produrre gli spostamenti corrispondenti agli stati limite presi in conto. A tale scopo si utilizzerà un'analisi statica lineare con riferimento ad un'accelerazione di default (p.e. 1.00g) che definirà le forze di piano corrispondenti ad una semplificazione lineare del primo modo di vibrare della struttura e da cui saranno dedotti i conseguenti tagli di piano (il taglio agente al piano j è dato dalla somma delle forze sismiche agenti al di sopra del piano j -esimo in esame). Si confronteranno gli effetti indotti dall'azione sismica (sollecitazioni, richieste di duttilità, deformazioni), ossia la domanda, con le corrispondenti capacità per ciascun piano e per ciascuna direzione, andando poi a individuare la situazione più sfavorevole nel rapporto domanda/capacità, sulla base della quale si valuterà la corrispondente PGA. Infatti, definiti S_{Dj} i rapporti tra i tagli di piano V_j corrispondenti alla condizione limite in esame ($V_{j,COLL}$ per l'SLV/SLC e $V_{j,OPER}$ al raggiungimento dello spostamento interpiano d_r allo SLO) ed i corrispondenti tagli di piano agenti $V_{ag,j}$ ($a_g=1.00g$), tali rapporti definiranno la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni espresse come frazione di g . Il passaggio che consente la determinazione della PGA e dell'accelerazione di ancoraggio a_g (su roccia) corrispondenti al raggiungimento delle condizioni limite ai singoli piani e nelle due direzioni considerate, richiede la considerazione di diversi aspetti tra cui: comportamento dinamico della struttura, effetti del secondo ordine, duttilità e

capacità dissipative degli elementi non strutturali non portati in conto in termini di resistenza, le forme spettrali in relazione al tipo di terreno. Tali effetti vengono messi in conto attraverso una serie di coefficienti che correlano la PGA_j all'accelerazione sulle masse strutturali:

$$S_{Dj} = PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} = a_{gj} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j}$$

$$PGA_j = S_{Dj} \cdot \alpha_{DUT,i} / \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS}$$

Noti i coefficienti di trasformazione, dall'inversione della precedente espressione si deducono facilmente le accelerazioni massime al suolo in situ (PGA) e su roccia (a_g), che determinano, per ogni piano e per ciascuna direzione, il raggiungimento delle condizioni limite. Note le accelerazioni al suolo che determinano il raggiungimento della condizione limite in esame a ogni piano e nelle due direzioni, si individua il piano e la direzione nella quale si manifesta per prima la condizione limite, assumendo il corrispondente valore come accelerazione di riferimento della resistenza sismica dell'organismo strutturale. Valutata la vulnerabilità della struttura in termini di accelerazione massima a terra, si potrà anche esprimerla in termini di intensità della scala macrosismica, attraverso leggi di trasformazione come la seguente (Margottini et al., 1985):

$$I_{MCS} = 1/0.179 \cdot \text{LOG}_{10}[(PGA/g) \cdot (981/4.864)]$$

Con PGA espresso in cm/s^2 .

PGA [g]	0.05	0.07	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50
I_{MCS}	V-VI	VI	VII	VIII	IX	IX-X	X	X-XI	XI

Tabella 2. Corrispondenza approssimata tra PGA e intensità macrosismica MCS (Margottini et al., 1985).

In definitiva, il metodo può fornire dei risultati decisamente affidabili qualora si disponga di un'elevata qualità delle informazioni, con particolare riferimento alla rispondenza del modello numerico alla realtà. Qualora si abbiano dei dubbi in tal senso, può rendersi necessario modificare il parametro di vulnerabilità e di rischio, attraverso considerazioni qualitative soprattutto in relazione alla sua effettiva conservatività.

2.5. Metodo IS

Il metodo che ha origine in Giappone, viene descritto nel documento “*Regole per la valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato*”, pubblicato per la prima volta nel 1977 e revisionato prima nel 1990 e poi nel 2001 da una commissione tecnica nominata dal Ministero delle Costruzioni giapponese. Tale metodo, applicato per edifici esistenti in c.a. ad esclusione degli edifici più alti di sette piani, permette la valutazione delle prestazioni sismiche adottando una procedura articolata in tre livelli, con approfondimento e complessità crescenti.

Si valuta la vulnerabilità sismica dell'edificio attraverso la definizione dell'indice sismico della struttura IS (o indice convenzionale di struttura) che viene confrontato con un valore standard IS_0 ottenuto dall'osservazione dei danni prodotti dai passati terremoti e da risultati della stessa

metodologia applicata su edifici in c.a., prima integri e poi danneggiati. Il valore dell'indice sismico della struttura viene calcolato, per ciascun piano dell'edificio e per ognuna delle due direzioni principali in pianta, attraverso l'espressione:

$$IS = E_0 * S_D * T$$

dove: E_0 è un sub-indice sismico della prestazione strutturale, S_D è un sub-indice sismico della configurazione strutturale, T è un sub-indice sismico del deterioramento dipendente dal tempo. Il valore IS concernente l'intero edificio è quello calcolato per il piano debole nella direzione debole.

In base al confronto con IS_0 possono aversi tre diversi scenari:

- $IS \geq IS_0$, indica una condizione di bassa vulnerabilità per tutti e tre i livelli di procedura e quindi una condizione di sicurezza per la struttura;
- $IS < IS_0$, corrisponde ad una vulnerabilità elevata che richiede un intervento di rafforzamento o di demolizione della struttura;
- $IS \sim IS_0$, esprime una situazione incerta. Quando IS è di poco inferiore ad IS_0 , è suggerita una valutazione più approfondita al livello superiore.

Nei tre livelli in cui si esegue il confronto dell'indice IS con l'indice di decisione sismica IS_0 , variano i parametri che definiscono i due indici. Nel primo livello la resistenza ultima dell'edificio è stimata in modo estremamente semplificato, calcolando speditamente E_0 , S_D e T ed il valore dell'indice di decisione sismica IS_0 , viene stimato sulla base delle analisi del danneggiamento rilevato in occasione di terremoti avvenuti in Giappone tra il 1968 e il 1995. Il secondo livello si differenzia per la determinazione di resistenza e duttilità degli elementi verticali (p.e. colonne e pareti), che vengono calcolate applicando criteri di *Capacity Design*. I parametri S_D e T vengono definiti attraverso formulazioni più complesse rispetto a quelle impiegate al primo livello. Nel terzo ed ultimo livello si adoperano le caratteristiche di capacità ultime dell'edificio sia in termini di resistenza che in termini di deformazione. Tali caratteristiche vengono utilizzate per definire i parametri E_0 , S_D e T . L'indice IS_0 assume il valore massimo.

Nel documento “*Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità di edifici scolastici in c.a.*”, di M. Dolce, A. Masi, C. Samela e A. Goretti, si effettua un confronto tra l'applicazione del metodo IS (secondo livello) e la procedura VC per la valutazione della vulnerabilità sismica di 8 complessi scolastici, con la seguente conclusione:

“Rispetto al metodo IS di secondo livello, in tale valutazione il metodo VC appare più accurato poiché oltre alle capacità di duttilità globale, portate in conto anche nel metodo IS , tiene conto in maniera semplice ed efficace delle caratteristiche dinamiche della struttura (amplificazione spettrale, forma modale) e del contributo delle tamponature (in termini di resistenza o di capacità dissipativa), aspetti male o per nulla considerati nel metodo IS ;

Nella valutazione della resistenza globale della struttura, per gli edifici costituiti solo da pilastri, il metodo VC appare più attendibile del metodo IS sia nel calcolo del momento ultimo che del taglio resistente;

In presenza di pareti, nel metodo IS il taglio resistente viene sottostimato, mentre nel metodo VC le pareti non vengono distinte dai pilastri anche se viene portata in conto la possibile crisi anticipata per taglio”.

2.6. Metodo CSM

Il *Capacity Spectrum Method* (CSM) passa attraverso un'analisi statica non lineare per valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura in corrispondenza di un evento sismico assegnato. Da questo punto di vista è del tutto analogo alle metodologie di analisi di vulnerabilità basate sulle curve di pushover. È il metodo proposto dall'ATC40 (Applied Technology Council), che fornisce un metodo grafico per la determinazione del punto di prestazione o di funzionamento della costruzione.

Il metodo CSM è basato sul calcolo degli spettri di domanda elastici corrispondenti a diversi valori di smorzamento equivalente e sulla determinazione interattiva dello spostamento atteso. La capacità della struttura viene rappresentata da una curva forza-spostamento ottenuta da un'analisi statica non lineare. Lo spettro di capacità (così è chiamata la curva di capacità quando rappresentata in uno spettro di risposta) si ottiene trasformando il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo rispettivamente in accelerazione e spostamento spettrali relativi al primo modo, tramite il fattore di partecipazione del primo modo e della relativa massa partecipante. Lo spettro di richiesta che viene utilizzato in questa procedura è lo spettro accelerazione spostamenti ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectrum). In questa tipologia di spettro, le linee uscenti dall'origine hanno periodo costante, mentre nella rappresentazione spettrale cui normalmente si fa riferimento, il periodo T è una coordinata spettrale, assieme all'accelerazione spettrale (spettro di accelerazione) o agli spostamenti spettrali (spettro di spostamento). Si riporta in Figura 2 il confronto tra la forma classica dello spettro di risposta e la forma ADRS.

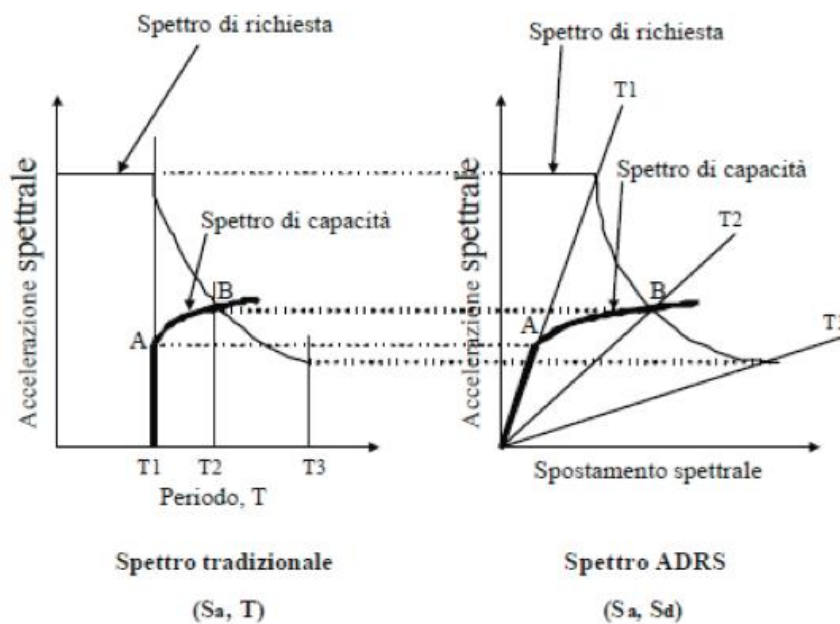


Figura 2. Confronto tra la forma classica dello spettro di risposta e la forma ADRS (Polese,2002).

In definitiva il metodo CSM restituisce le coordinate del punto di funzionamento (Performance Point o PP) della struttura a partire dall'accelerazione e dallo spostamento massimi attesi nel modello equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Il PP deve quindi soddisfare due condizioni:

- appartenere allo spettro di capacità, per essere rappresentativo del comportamento della struttura ad un certo spostamento;

- appartenere allo spettro di domanda opportunamente ridotto rispetto allo spettro elastico al 5% di smorzamento, che rappresenta la domanda non lineare in corrispondenza dello stesso spostamento strutturale.

L'individuazione del PP richiede una procedura iterativa che ricerca il valore dello smorzamento efficace del sistema SDOF equivalente, che si rende necessaria poiché la capacità di una struttura e la domanda un dato sisma non sono tra loro indipendenti. Infatti, quando una struttura entra in campo plastico per effetto dello spostamento indotto dal sisma, la sua rigidezza decresce e il suo periodo aumenta andando a modificare anche la domanda poiché le accelerazioni spettrali dipendono dal periodo. Inoltre, si consideri anche che in risposta alla richiesta sismica, la struttura dissipa energia per smorzamento isteretico e, poiché l'energia dissipata non viene immagazzinata dalla struttura, lo smorzamento produce una riduzione di spostamento.

Per ricavare le coordinate spettrali del punto PP, si parte da uno spostamento di tentativo che funge da innesco per la procedura interattiva. Dallo spettro di capacità si definisce la curva bilineare spettrale, equivalente alla risposta di un certo sistema lineare elastico caratterizzato da un proprio periodo di vibrazione e da uno smorzamento viscoso. Le coordinate spettrali dello spettro elastico di domanda saranno opportunamente scalate per tener conto del reale comportamento inelastico della struttura. Ciò viene compiuto con l'utilizzo di particolari coefficienti definiti in funzione dello smorzamento viscoso effettivo della struttura e dello smorzamento isteretico, funzione dell'energia dissipata nei cicli plastici e analoghi ai fattori di struttura della Normativa italiana. Lo spostamento relativo al punto di funzionamento si ricaverà come punto di intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di domanda ridotto (Figura 3).

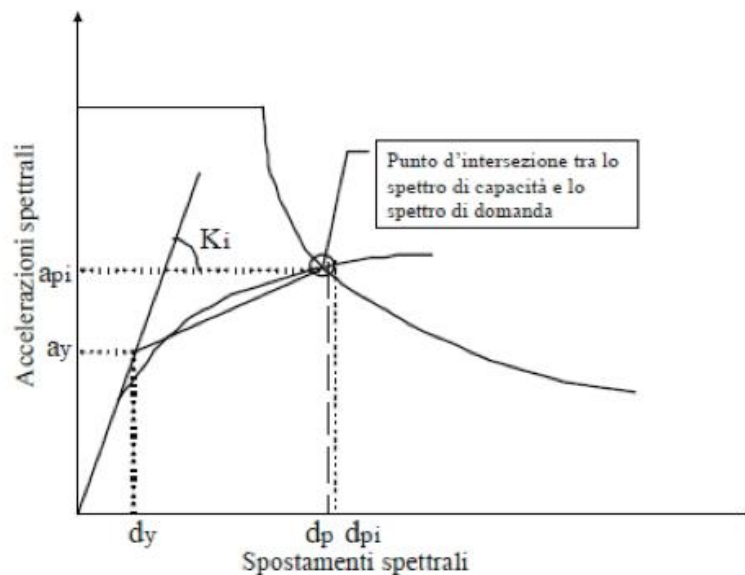


Figura 3. Determinazione del punto di performance (Polese, 2002).

Se lo spostamento così ottenuto coincide con lo spostamento di tentativo, a meno di una tolleranza prefissata (p.e. 5%), allora esso rappresenterà lo spostamento del PP cercato (il massimo spostamento strutturale indotto dall'azione sismica considerata); diversamente si ripeterà la procedura adottando come spostamento di partenza l'ultimo valore ricavato. A convergenza avvenuta si determinerà il massimo spostamento per il sistema a più gradi di libertà (MDOF) corrispondente alla struttura.

2.7. Modelli Meccanici

Nel procedere alla verifica dei meccanismi locali, successivamente alla realizzazione del modello strutturale globale, è necessario procedere alla caratterizzazione meccanica degli elementi oggetto di analisi in funzione delle leggi costitutive dei materiali. Risulta pertanto necessaria la conoscenza dei parametri meccanici caratterizzanti tali modelli, provenienti da indagini sperimentali: resistenza e deformazione ultima a compressione del calcestruzzo, tensione e deformazione di snervamento e ultime dell'acciaio. La Circolare esplicativa, ai punti §C8.7.2.5 - *Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato* e §C8.7.2.7 - *Modelli di capacità per la valutazione di edifici in acciaio*, illustra le modalità per definire i modelli di capacità degli elementi strutturali. Per quanto concerne i modelli di capacità per gli elementi in muratura le indicazioni sono rintracciabili prevalentemente nel Cap.7 e nel punto §C8.7.1.5 - *Modelli di capacità per la valutazione di edifici in muratura*, che riporta l'espressione della capacità per taglio diagonale.

Il comportamento flessionale degli elementi in c.a. è schematizzato con un legame momento rotazione $M-\theta$ del tipo elastico perfettamente plastico che si ricavano a partire dal legame momento curvatura $M-\varphi$ delle sezioni nelle zone critiche (estremità) ed in funzione della luce di taglio L_V dell'elemento. Vengono pertanto indicate opportune formulazioni delle rotazioni di snervamento θ_y e ultima θ_u in corrispondenza dei momenti di snervamento M_y e ultimo M_u , in modo da definire il legame bilineare $M-\theta$ cercato. Nella stessa Circolare vengono riportate indicazioni relative alla capacità degli elementi in relazione all'insorgere di meccanismi fragili, che presuppongono il confronto delle resistenze di taglio ottenute sperimentalmente con le resistenze di progetto.

La Circolare, a seconda dello stato limite ultimo o di esercizio considerato, pone dei limiti alla capacità di rotazione "rispetto alla corda"; ad esempio, nel caso dello stato limite di salvaguardia della vita, la rotazione totale alla corda θ_{SD} può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u . Va osservato che questo tipo di modellazione volta ad analizzare localmente ogni elemento strutturale della costruzione, consente di considerare possibili effetti di riduzione di deformabilità che possono verificarsi in particolari condizioni, come ad esempio nel caso della presenza del corpo scala: la capacità di rotazione di elementi con altezza minore (pilastri tozzi di scala) è chiaramente ridotta rispetto a quella di elementi ordinari.

2.8. Vulnerabilità sismica secondo linee guida per i beni culturali

Nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011, "*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*", viene riportato quanto segue: "Per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche, fermo restando che è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza (comma 4 dell'art. 29 del D.lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio"; punto 8.4 delle NTC), appare comunque opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico."

Si consideri che tali linee guida sono destinate alle sole strutture facenti parte il patrimonio culturale italiano, e quindi riferite alle sole costruzioni storiche in muratura.

Per stabilire il livello di sicurezza sismica si parte dalla formulazione del periodo di riferimento V_R così come definito dalla NTC2008 (§2.4), a cui corrispondono le azioni sismiche sulla costruzione. Per ciascun bene culturale tutelato, in relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato (SLV, SLD e SLA-stato limite di danno ai beni artistici) è associata una probabilità di superamento P_{VR} nel prefissato periodo di riferimento, sicché può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R , determinato con la seguente formulazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

In particolare è possibile definire un **indice di sicurezza sismica**, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$, calcolato come precedentemente riportato. Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV:

$$I_{S,SLV} = T_{SLV} / T_{R,SLV}$$

Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore o uguale al valore unitario, rappresenta per il manufatto una condizione di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso; valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione.

L'uso dell'indice di sicurezza è diverso nel caso in cui si stia effettuando una valutazione della sicurezza sismica sul complesso dei beni tutelati presenti in un dato territorio (LV1) o quando si stia progettando un intervento di miglioramento sismico su un particolare manufatto (LV2, LV3). Nel primo caso l'indice di sicurezza consente di definire una graduatoria di rischio, utile per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio. Nel caso di progettazione di un intervento di miglioramento sismico (LV2, LV3), il valore dell'indice di sicurezza sismica non deve essere inteso come parametro per una verifica cogente ($I_s \geq 1$), ma come importante elemento quantitativo da portare in conto in un giudizio qualitativo complessivo, che contemperi le esigenze di conservazione filologica, la volontà di protezione sismica ed i requisiti di sicurezza relativi alla fruizione ed alla funzione svolta. Talvolta può essere opportuno riferirsi direttamente alla vita nominale, ovvero confrontare la vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito dell'intervento. Garantire l'intervento per una vita nominale minore, significa accettare di dover provvedere ad una nuova verifica entro tale termine oltre a prevedere un idoneo programma di monitoraggio e, nei casi di edifici con funzione strategica o sociale, eventuali provvedimenti per garantire la sicurezza (limitazioni di accessibilità, sistemi di protezione per gli occupanti, ecc.).

Vengono quindi proposti tre livelli di valutazione, corrispondenti alle diverse condizioni nelle quali si esegue l'analisi della sicurezza sismica:

- LV1: valutazione della vulnerabilità del patrimonio culturale a scala territoriale;
- LV2: progettazione di interventi locali o di riparazione;
- LV3: progettazione di interventi di miglioramento sismico che coinvolgono il comportamento dell'interno manufatto.

Per riassumere, le relazioni che intercorrono tra finalità delle analisi, livelli di valutazione e modello di calcolo adottato. A tal fine, si riporta di seguito la Tabella 7.1 delle "Linee Guida... 26/11/2010".

Analisi del rischio sismico del patrimonio culturale		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Valutazione a scala territoriale dell'indice di sicurezza sismica	LV1	Modelli semplificati (a base meccanica, statistica o qualitativa)
Accertamento di dettaglio della sicurezza sismica sul singolo manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale
Progettazione di interventi di miglioramento sismico		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Interventi locali o di riparazione su zone limitate del manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso su singole porzioni di manufatto
Interventi di miglioramento che coinvolgono il funzionamento sismico dell'intero manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale

Tabella 3. Relazioni intercorrenti tra obiettivo delle analisi, livelli di valutazione e modello di calcolo.

2.9. Il metodo HAZUS

Il metodo Hazus (1999) sviluppato dalla FEMA (Federal Emergency Management Agency) permette di calcolare la probabilità che una classe di strutture subisca un danno di livello assegnato “ds”. La scala di danno è suddivisa in quattro stati limite: lieve, moderato, esteso e totale; per ciascuno dei quali è fornita una descrizione qualitativa in relazione alle diverse categorie strutturali. Il metodo punta alla valutazione probabilistica dei gradi di danno, mettendo in conto sia la vulnerabilità sotto l'effetto dell'accelerazione sismica, sia quella legata alla capacità della classe di edifici. Le classi di edifici sono identificate attraverso alcuni parametri distintivi quali: la categoria strutturale (sono distinte 36 categorie, dalle villette unifamiliari in legno, ai telai in acciaio, alle costruzioni in c.a. agli edifici in muratura etc.), il numero di piani (sono assegnati tre intervalli di numero di piani significativi di edifici bassi, medi ed alti per ogni categoria strutturale) e l'epoca di costruzione. La capacità di una “classe” di edifici è espressa attraverso la cosiddetta curva di capacità, che rappresenta la resistenza laterale di un edificio in funzione di uno spostamento laterale significativo (ad esempio taglio alla base in funzione dello spostamento dell'ultimo impalcato). Tale curva, analoga ad una curva di Pushover, viene ricavata in maniera semplificata, considerandone solo due punti rappresentativi: la capacità al limite plastico e la capacità ultima. In Figura 4 è rappresentata una curva di capacità ricavata in funzione dei due punti suddetti.

La valutazione della richiesta sismica è effettuata con il metodo CSM (Capacity Spectrum Method) così come descritto in ATC 40 (SSC 1996).

Con il metodo Hazus si definiscono delle curve di probabilità di danno o di fragilità, attraverso determinati parametri, due dei quali sono il valore mediano della domanda corrispondente al raggiungimento della soglia di stato limite e la deviazione standard ad essa relativa, che esprimono la probabilità di raggiungere un certo stato limite SL a seguito del realizzarsi di uno spostamento spettrale. I valori degli spostamenti d'interpiano, intesi come soglia di uno stato limite, nella metodologia del FEMA/NIBS sono forniti per ciascuna categoria strutturale e per ciascuno stato limite analizzato come elaborazione dei dati di danno osservati nel tempo. La variabilità delle

funzioni di danno deriva dalle incertezze sulla capacità, sulla domanda e sulla soglia di danno; ciascuna di queste incertezze è assunta con distribuzione log-normale. Si definiscono infine le curve di fragilità a distribuzione log-normale, riportate in “Figura 2.10.2” che rappresentano la probabilità di raggiungere o superare prefissati stati limite, qualsiasi sia la risposta spettrale “mediana” (ovvero la domanda spettrale ricavata con il CSM).

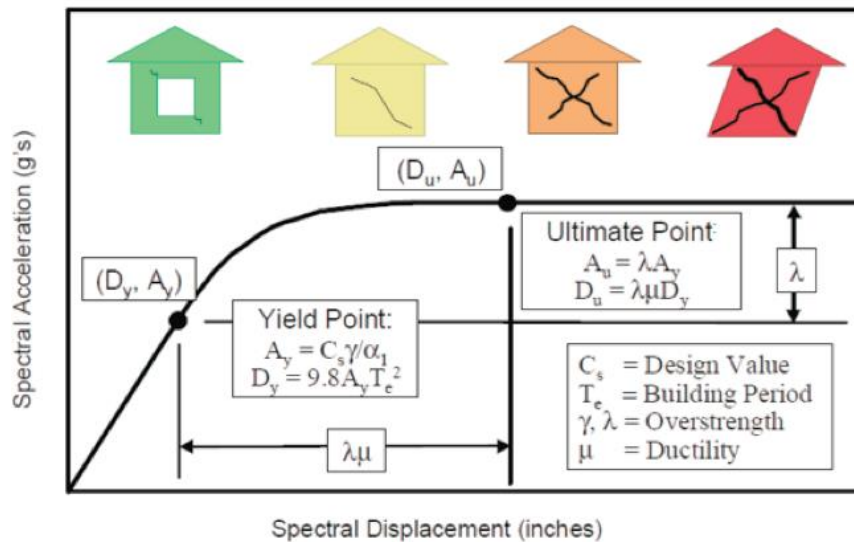


Figura 4. Determinazione della curva di capacità (Hazus®, 99).

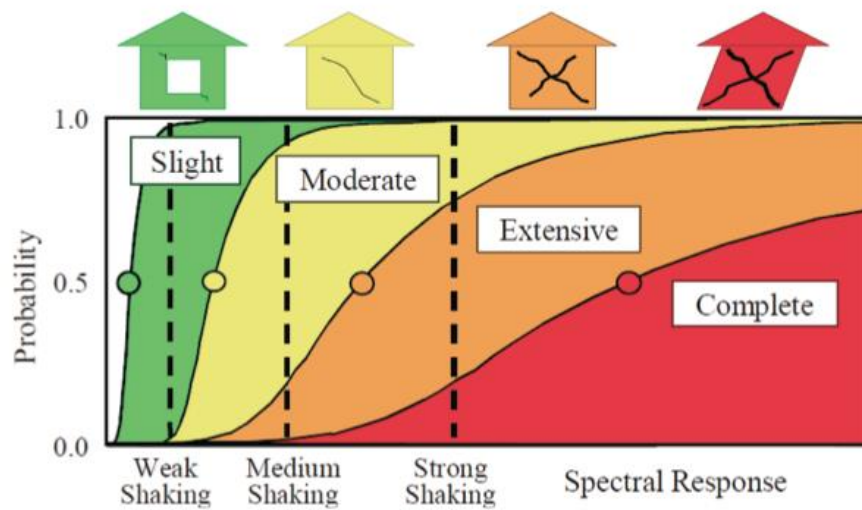


Figura 5. Le curve di fragilità nel metodo Hazus (Hazus®, 99).

2.11 Metodo di classificazione RE.SIS.TO®

Nel documento “RE.SIS.TO®”: *Una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato*” redatto da C. Chinni, C. Mazzotti, M. Savoia, e G. Perri, nell’ambito del Progetto ReLUIS 2010-13, viene proposta un’interessante metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in calcestruzzo armato e muratura. La redazione di tale metodo viene giustificata da quanto riportato in premessa dallo stesso documento: “A livello normativo, a partire dal 2003 (OPCM 3274), si sono susseguite una serie di leggi e circolari finalizzate alla valutazione della vulnerabilità sismica delle opere strategiche italiane; l’iniziale richiesta di un’analisi approfondita è stata successivamente affiancata dalla possibilità di svolgere preliminarmente valutazioni di “Livello 0” almeno in grado di fornire la conoscenza delle caratteristiche generali dei fabbricati. Ad oggi, tuttavia, sono veramente poche le amministrazioni che hanno condotto le analisi di vulnerabilità richieste sull’intero patrimonio edilizio. Risulta pertanto opportuno suggerire, al fine di fare un effettivo passo avanti rispetto alla redazione delle schede di livello “0”, un metodo alternativo che consenta almeno di individuare un ordine di priorità degli interventi, siano essi indagini più approfondite e complete di vulnerabilità sismica o veri e propri interventi.”

La classificazione sismica è ottenuta attraverso l’utilizzo di un metodo speditivo che sfrutta la procedura VC o VM e usufruisce della scheda sintetica di secondo livello introdotta dal GNDT. Attraverso un procedimento del tutto analogo alle succitate procedure, si arriva alla definizione dell’accelerazione al suolo che determinano il raggiungimento della condizione limite in esame. La novità introdotta in questo metodo consiste nella determinazione semplificata dei tagli resistenti di piano, senza cioè eseguire particolari analisi al fine di individuare il reale valore minimo da utilizzarsi nel rapporto che stabilisce il valore della prestazione strutturale dei singoli piani dell’edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali.

Ad esempio nel caso di strutture intelaiate in c.a., si arriva alla definizione del taglio resistente a partire dal momento resistente di un pilastro tipo, del piano considerato, rilevato nella sua sezione d’estremità più debole. Tale valore di momento, conoscendo le caratteristiche meccaniche e geometriche del pilastro, si ottiene attraverso un classico dominio di interazione M-N per un valore assegnato di sforzo normale. Tale semplificazione è da condurre per tutti i piani del fabbricato ed in entrambe le direzioni. Con il metodo speditivo, una volta ottenuto in maniera approssimata il valore del taglio resistente di piano, si eseguono i succitati rapporti che permettono di individuare il piano più debole (quello a cui corrisponde il rapporto con valore minimo) e di definire la resistenza dell’edificio in termini di accelerazione spettrale. Tale valore di accelerazione sarà tuttavia fortemente convenzionale, poiché non considera la reale complessità della costruzione in esame.

L’adeguamento della suddetta capacità convenzionale ad un valore realistico viene effettuata, nel caso di un edificio in c.a., facendo ricorso ai quattro parametri della scheda di secondo livello (GNDT); nel caso degli edifici in muratura, si farà uso di dieci degli undici parametri contenuti nella scheda di vulnerabilità sismica di secondo livello (GNDT) e viene escluso solamente il parametro che calcola la capacità resistente del fabbricato già valutata. I parametri sono utilizzati per ottenere un coefficiente riduttivo (C_{rid}) della resistenza del fabbricato, determinato a partire da ognuno dei parametri a cui sono associate quattro classi di vulnerabilità, pertanto quattro punteggi ed il peso relativo tra i parametri. Definite le classi di vulnerabilità, al generico i -esimo parametro corrisponderà un punteggio, p_i , ed un peso, w_i . Pertanto, per ogni parametro si valuta il prodotto $K_i = p_i \cdot w_i$. Il coefficiente riduttivo C_{rid} , si determina attraverso la relazione:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{K_i}{K_{pegg}} \right)$$

Dove K_{pegg} è la sommatoria dei K_i nella classe peggiore e α è un coefficiente definito a priori mediante la calibrazione del metodo. Dopodiché si trasforma il valore spettrale dell'accelerazione nel valore dell'accelerazione massima del terreno (PGA_c), così come nella procedura VM o VC.

Infine, come con il metodo CVS, si confrontano domanda e capacità come rapporto tra PGA_c e PGA_d . Più basso è tale rapporto e più l'edificio presenta delle vulnerabilità strutturali in presenza di un evento sismico. Al fine di migliorare l'immediatezza della percezione dei risultati dell'analisi e tenendo conto del livello di approssimazione delle calcolazioni effettuate, si introduce una classificazione semplificata denominata RE.SIS.TO® (*Resistenza Sismica Totale*), con la quale gli edifici valutati sono inquadrati all'interno di cinque categorie omogenee per livello di vulnerabilità sismica, e quindi per criticità di intervento. Nella seguente figura si riporta la classificazione introdotta dal metodo.

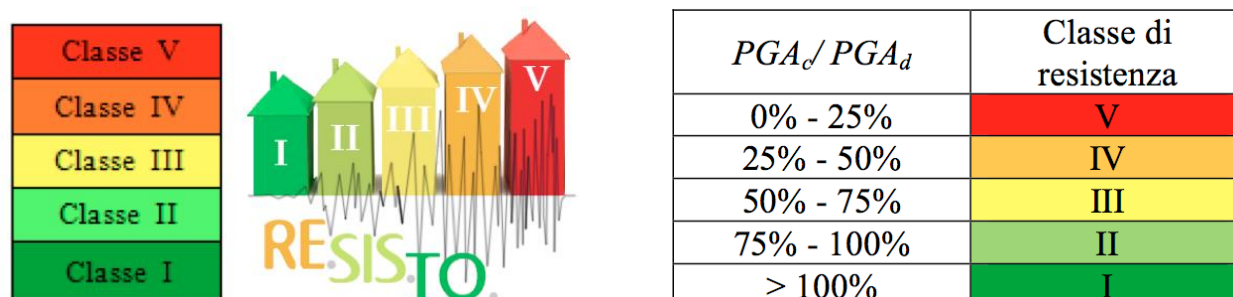


Figura 6. Classificazione del metodo RE.SIS.TO®.

Le eventuali vulnerabilità/criticità locali dell'edificio emerse dai sopralluoghi, che possono rappresentare dei punti deboli nel comportamento della struttura sotto sisma ma non sono state adeguatamente valorizzate nella fase di analisi precedente, entrano in gioco in questa fase; infatti, in presenza di considerevoli elementi di criticità in un corpo di fabbrica, a questo deve essere riassegnata una classe superiore (quindi peggiorativa). Ciò consente, sebbene in maniera semplificata, di valutare ad esempio anche fenomeni locali quali i ribaltamenti fuori piano di pareti in muratura, scarsità di staffe nei pilastri, irregolarità geometriche o strutturali particolarmente gravi, etc. Tale classificazione è molto utile per definire in maniera rapida le priorità di intervento tra gli edifici analizzati.

La rapidità e l'efficacia di questa metodologia è da imputare alla limitata richiesta di risorse e tempi per la sua applicazione, alla minima invasività delle indagini in situ (ispezione visiva e, per esempio, limitati rilievi pacometrici e sclerometrici) e la capacità di accoppiare aspetti prettamente meccanici a valutazioni "esperte" di carattere geometrico-qualitativo riconducibili a criteri condivisi contenuti nelle procedure di compilazione delle schede di vulnerabilità del GNDT, consolidate negli anni.

3. Metodo N2 - Pushover

Come si evince dalla trattazione che ha preceduto, le analisi non lineari, in particolare quella statica per la sua semplicità, sono particolarmente adatte e diffusamente impiegate per la determinazione della capacità della struttura e quindi della vulnerabilità rispetto alla pericolosità del sito. Tra i vari aspetti favorevoli vale la pena di sottolineare la capacità di esprimere in modo naturale un indice globale che rappresenta la capacità dell'organismo costruttivo, ovvero lo spostamento di un opportuno *punto di controllo*. Non pretendendo di esaurire in poche righe l'argomento, di seguito saranno riportate solo alcune osservazioni e si rimanda ai numerosi testi specifici (alcuni dei quali citati in bibliografia) per gli approfondimenti del caso.

Nella Circolare (§C.7.3.4.1) viene definita una metodologia per applicare l'analisi pushover valida per tutti gli edifici il cui comportamento sotto la componente del moto considerata sia governata da un modo di vibrare naturale principale caratterizzato da una significativa partecipazione percentuale della massa complessiva. Tale metodologia si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà (MDOF) possa essere ricondotta a quella di un sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF) con un'appropriata caratteristica isteretica. Tale approccio adottato dalle NTC2008 è in perfetto accordo con quanto presentato nell'Eurocodice8 il quale a sua volta riporta una procedura nota come N2 (Fajfar, 1988). La sigla N2 indica che il metodo non è lineare ed utilizza due modelli di calcolo della struttura (i modelli MDOF e SDOF). La differenza sostanziale rispetto al metodo CSM, che come già visto implementa un'analisi statica non lineare, consiste nell'adozione dello spettro inelastico per la rappresentazione della domanda invece di uno spettro elastico con smorzamento equivalente.

I passi da seguire per l'applicazione di questo metodo, in accordo con la normativa nazionale (NTC2008), vengono di seguito riportati. In primo luogo deve essere determinata la curva di capacità in termini di taglio alla base e spostamento, attraverso un'analisi di "spinta" incrementale. La distribuzione di forze adottata è proporzionale alle masse degli impalcati ed agli spostamenti degli stessi, in genere secondo il primo modo di vibrazione della struttura normalizzato rispetto a quello dell'ultimo piano. In realtà le NTC2008 richiedono il ricorso a due distinte distribuzioni delle forze di spinta, provenienti da due gruppi (principali e secondarie). Questa prescrizione prende origine dal fatto che a plasticizzazione in corso, la risposta dinamica della struttura si modifica e con essa dovrebbe variare la distribuzione delle forze statiche equivalenti. A tal fine nel gruppo 2 è prevista anche una distribuzione adattiva.

A partire dalla curva di capacità della struttura, si definisce la corrispondente curva per il sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Si procede alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico. Se il sistema SDOF ha periodo proprio maggiore o uguale al periodo T_c (valore di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico) il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico di pari periodo (applicazione della regola dell'*uguale spostamento* di cui al §3.2.3.2.3 delle NTC2008). Se invece il sistema SDOF ha periodo proprio inferiore a T_c , la risposta in spostamento del sistema inelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico (regola dell'*uguale energia dissipata*), è quindi necessario compiere un passo in più e calcolare la duttilità richiesta. In entrambi i casi, la domanda inelastica in termini di spostamento e di accelerazione corrisponde al punto di intersezione tra la curva di capacità e lo spettro di domanda

costruito per il valore di duttilità richiesta. Noto lo spostamento inelastico è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema MDOF.

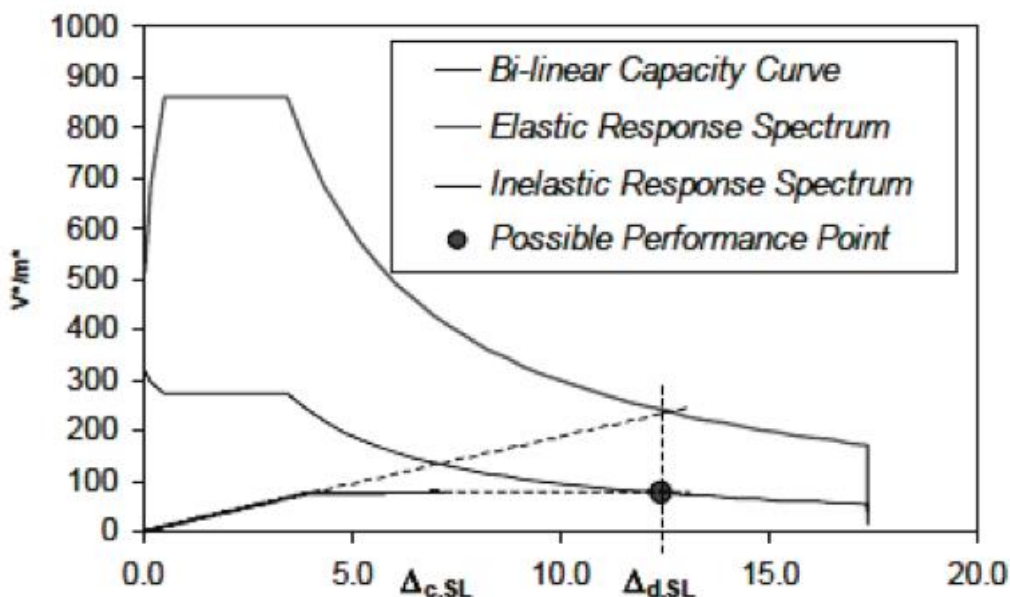


Figura 7. Determinazione del punto di performance nel Metodo N2 (Fajfar, 2000).

Nella Figura 7 viene rappresentata la determinazione del punto di performance nel metodo N2, per la domanda in termini di spostamento. Una volta noto lo spostamento del punto di controllo si conosce la configurazione deformata ed è possibile eseguire la verifica dell'edificio, con l'obbligo di verificare la compatibilità degli spostamenti in quegli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che presentano un comportamento fragile. Si ricorda che, per la valutazione della risposta strutturale, ognuna delle due componenti orizzontali è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli ottenuti come indicato nella Circolare (§C7.3.1). Complessivamente occorrerà eseguire 8 analisi pushover (2 direzioni principali, per 2 versi, per 2 distribuzioni di carico).

Al netto delle verifiche di compatibilità degli spostamenti e di resistenza, la prestazione della struttura è espressa pertanto in termini globali tramite lo spostamento del punto di controllo, che deve essere scelto con cautela.

Il metodo nasce per edifici regolari, dotati di piani rigidi, la cui risposta dinamica sia fortemente caratterizzata dal primo modo di vibrare. È fortemente discutibile e tuttora oggetto di ricerca l'applicazione della metodologia nei casi di strutture:

- torsionalmente deformabili;
- irregolari in pianta;
- prive di piani rigidi.

Sfortunatamente le circostanze predette sono ricorrenti negli edifici storici.

4. Analisi edifici esistenti in c.a.

Il patrimonio costruito italiano si è sviluppato in modo crescente nel secondo dopoguerra e ha avuto un vero e proprio boom negli anni sessanta e nei primi settanta. In particolare gli edifici in cemento armato costruiti in quegli anni costituiscono ad oggi la maggior parte del patrimonio edilizio nazionale. Tali edifici raramente erano progettati e realizzati secondo adeguati criteri antisismici. È bene ricordare infatti che fino all'entrata in vigore della Legge 64/1974 non esistevano in Italia specifiche norme tecniche per le zone sismiche, e si faceva riferimento alla Legge 1684 /1962 che, quando anche veniva applicata, dava solo indicazioni sommarie in merito a dettagli costruttivi e requisiti progettuali ai fini antisismici da attribuire alle strutture. Inoltre una vera e propria classificazione sistematica in zone sismiche del territorio italiano è avvenuta per lo più solo a partire dal 1981, mentre la prima norma in cui sono presenti accurati dettagli costruttivi per strutture antisismiche è stata la Circolare LL.PP. n. 65 AA.GG del 10/04/1997.

In questo capitolo finale si cercherà di mettere in evidenza lo scenario normativo, progettuale e realizzativo che caratterizzava gli edifici in cemento armato nei primi anni '70. Si ritiene in tal modo di rappresentare un campione molto significativo degli edifici esistenti ad oggi nel territorio nazionale ed in particolare in Sardegna. Si evidenzia che dal punto di vista tipologico le strutture realizzate negli anni '60 non si differenziano in modo significativo rispetto a quelle post '70. Un'importante differenza è data invece dall'impiego sistematico delle barre lisce, che negli anni '70 verrà progressivamente superato a favore di quelle ad aderenza migliorata.

4.1. La normativa tecnica negli anni '70

Fino ai primi anni '70 il riferimento normativo per la progettazione di opere in calcestruzzo armato era ancora costituito dal Regio Decreto n°2229 del 16/11/1939 "*Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*". Il R.D. forniva una serie di prescrizioni sommarie in merito ai criteri di progettazione e realizzazione degli elementi in c.a., mentre non dava indicazioni sui carichi da applicare ad esclusione del peso proprio del calcestruzzo, posto uguale a 2.500 kg/m^3 . Per quel che riguarda le caratteristiche di resistenza dei materiali adottati, il valore della resistenza cubica media del cls normale era fissato in 120 kg/cm^2 , valeva invece 160 kg/cm^2 per cls ad alta resistenza e alluminoso. L'armatura veniva realizzata solo in barre lisce e, a seconda del tipo di acciaio e della capacità di aderenza (barre ritorte, sagomate, ecc.), poteva avere una tensione ammissibile pari a 1.400, 1.600, 1.800 kg/cm^2 fino a 2.400 kg/cm^2 . In ogni caso l'uso di barre a maggiore resistenza era vincolato all'utilizzo di calcestruzzi con resistenze maggiori.

Il provvedimento normativo che permise di superare il R.D. arrivò nel 1971, con la Legge n° 1086 del 05/11/1971 "*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*", cui seguirono nei decenni successivi numerosi decreti attuativi.

Il D.M. del 30/05/1972 fu il primo dei decreti attuativi emessi in forza della Legge n° 1086, e apportò importanti modifiche rispetto alle indicazioni contenute del Regio Decreto. L'evoluzione nella tecnologia dei materiali strutturali permetteva di far riferimento a conglomerati cementizi con resistenze superiori, da 150 kg/cm^2 a 500 kg/cm^2 , non più da intendersi come valori medi ma come

valori caratteristici della resistenza cubica R_{ck} . Accanto alle barre lisce vennero introdotte quelle ad aderenza migliorata (A38, A4, Fe B 44) aventi tensione caratteristica di rottura compresa tra 4.600 e 5.500 kg/cm².

Il Decreto forniva significative indicazioni in merito al dimensionamento degli elementi strutturali. Per i pilastri, sollecitati a compressione o a pressoflessione, la percentuale di ferri longitudinali era correlata alle dimensioni della sezione di cls strettamente necessaria per azione assiale. Il diametro minimo delle barre longitudinali era di 12 mm, il diametro minimo delle staffe 6 mm con interasse non superiore a 25 cm, mentre il copriferro non poteva essere inferiore a 2 cm. Per le travi si prevedeva una percentuale minima di armatura longitudinale, differente se in presenza di barre ad aderenza migliorata o lisce. Non erano previste particolari prescrizioni per l'armatura trasversale.

Le verifiche di sicurezza venivano condotte utilizzando il Metodo delle Tensioni Ammissibili. Non erano riportate indicazioni in merito ai carichi e sovraccarichi da utilizzare in fase progettuale; queste verranno fornite solo col D.M. 3/10/1978 "*Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*" dove venivano assegnati il valori di riferimento dei carichi permanenti, strutturali e portati, e dei carichi accidentali.

Il D.M. del 30/05/1972 è stato seguito da vari aggiornamenti nell'arco del decennio che tuttavia non hanno introdotto modifiche significative. Il cambiamento più rilevante è stato introdotto col D.M. 30/05/1974 e ha riguardato la possibilità di utilizzare il metodo di verifica agli Stati Limite in alternativa al metodo delle Tensioni Ammissibili. Quest'ultimo era comunque il metodo di verifica comunemente usato negli anni '70, e lo è rimasto anche negli anni seguenti.

Per quel che riguarda la normativa sismica, bisogna tenere conto che, fino ai primi anni '80, non era prevista nel territorio nazionale una organica zonizzazione sismica, pertanto la diffusione della progettazione antisismica era poco diffusa. Nelle zone sismiche il riferimento legislativo era essenzialmente dato dalla Legge n° 1684 del 25/11/1962 "*Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*", fino al 1975, anno in cui entrò in vigore il D.M. 3/03/1975 che apportò significativi cambiamenti tra cui l'introduzione dell'analisi statica equivalente e dinamica lineare.

4.2. Caratteristiche degli edifici esistenti

Gli edifici multipiano realizzati negli anni '70 sono caratterizzati da un sistema strutturale resistente a telai monodirezionali, realizzati più spesso con travi alte e meno di frequente con travi in spessore, e tipicamente orientati secondo il lato lungo della costruzione. Il collegamento tra i pilastri in direzione trasversale all'orditura dei solai è affidato unicamente al solaio stesso e ai cordoli armati in corrispondenza dei telai perimetrali. Nell'approccio progettuale si teneva conto generalmente solo dei carichi verticali, mentre non venivano considerate le azioni orizzontali del sisma e neppure del vento, almeno non in modo esplicito. Talvolta in aggiunta ai limiti derivanti da una carente concezione progettuale si aggiungevano anomalie quali nodi trave-pilastro fortemente sfalsati oppure nodi trave-trave o pilastri in falso.

Lo sviluppo in altezza degli edifici evidenzia una sostanziale regolarità. In presenza di piani seminterrati generalmente le pareti non vengono considerate parte dell'organismo strutturale, con conseguenze potenzialmente rilevanti sul comportamento sismico (in particolare per gli effetti torsionali). Un'altra caratteristica diffusa nella realizzazione degli edifici, e molto rilevante dal

punto di vista del comportamento sismico, è costituita dalla presenza del cosiddetto piano pilotis, cioè il piano terreno parzialmente o totalmente privo di tamponature (raramente un piano intermedio). Le tamponature erano tipicamente realizzate con un doppio paramento in laterizio forato con intercapedine. Il vano scale e ascensore erano generalmente localizzati in posizione centrale, se trattasi di unico nucleo, e comunque simmetrica, per motivazioni di natura architettonica e funzionale piuttosto che strutturale.

Andando in dettaglio sulla progettazione degli elementi strutturali, questi venivano progettati secondo schemi di calcolo semplificati e senza considerare l'organismo strutturale nella sua interezza. Come sopra accennato si teneva conto solo dei carichi verticali, pertanto i pilastri venivano calcolati a compressione semplice. Da precedenti studi effettuati sulle relazioni di calcolo del periodo emerge infatti come raramente negli schemi di calcolo venissero messi in conto gli effetti flessionali dovuti al vento oppure a eccentricità dei carichi verticali. A livello di verifiche strutturali tali effetti erano spesso forfettariamente messi in conto attraverso una riduzione delle tensioni ammissibili del 30%, come consentito al punto 2.3 del D.M. 30/05/1972. Le relazioni di calcolo e i relativi elaborati grafici erano generalmente carenti e approssimativi, e le tavole di armatura si riducevano alle "tabelle pilastri" con un'indicazione sommaria della posizione delle barre longitudinali e del diametro e passo delle staffe. Non venivano riportate indicazioni su eventuali infittimenti delle staffe in corrispondenza delle zone di testa dei pilastri né tantomeno di staffatura interna ai nodi; tali indicazioni sono supportate da riscontri di indagine.

Secondo le consuetudini del periodo le travi erano calcolate con lo schema statico di asta continua su più appoggi o addirittura, più raramente, di sequenze di aste semplicemente appoggiate. È insito in tale schema un marcato grado di approssimazione rispetto alle reali condizioni di vincolo degli elementi strutturali, che ne limita l'affidabilità, in particolare ai fini di una corretta valutazione delle sollecitazioni in corrispondenza degli appoggi di estremità e della conseguente disposizione delle armature longitudinali e trasversali. In corrispondenza dei nodi il quantitativo di ferri al lembo inferiore era solitamente molto basso, spesso costituito da due barre "reggi staffa" di diametro 10-12 mm; armatura del tutto insufficiente in caso di inversioni delle sollecitazioni di flessione dovuta al sisma. L'ancoraggio delle barre longitudinali avveniva spesso in corrispondenza dei nodi, più raramente si sono riscontrati casi di armature separate per differenti campate. Era ancora largamente diffuso l'utilizzo di barre lisce al posto di quelle ad aderenza migliorata, che stavano appena iniziando ad essere usate; di conseguenza venivano realizzati uncini di estremità. L'azione di taglio veniva contrastata con ferri piegati e staffe, tipicamente il diametro delle staffe era di 6 mm, raramente di 8 mm.

4.3. Il progetto simulato

Il progetto simulato è uno strumento definito dalla Circolare DM2008 al §C8A.1.B.3, in cui si spiega che esso "[...] 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. È eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione." Esso può essere dunque un mezzo di fondamentale importanza nell'analisi di vulnerabilità sismica di edifici esistenti e risulta di particolare utilità ogni qualvolta non si possa disporre di una sufficiente documentazione tecnica e non sia possibile (o conveniente) effettuare una esaustiva campagna di indagini. Il progetto simulato deve essere

eseguito secondo le consuetudini progettuali/costruttive del periodo di riferimento e, affiancato da una limitata verifica in situ delle armature e dei dettagli costruttivi individuati sugli elementi principali, può fornire lo scenario di dati adeguato ad effettuare verifiche locali di resistenza.

Naturalmente il primo passo per la realizzazione del progetto simulato è l'individuazione del periodo di progettazione e costruzione dell'edificio, in base al quale sarà poi possibile selezionare le fonti indispensabili di conoscenza della struttura, in particolare:

- normative tecniche in vigore nel periodo della progettazione/costruzione: si tratta di un elemento conoscitivo, espressamente richiesto (esplicitamente richiesto al punto 11.2.3.2. dell'OPCM 3431), che fornisce lo scenario previsionale in riferimento ai carichi agenti, alle caratteristiche dei materiali utilizzati, ai limiti dimensionali e al quantitativo di armature;
- manualistica autorevole di comune utilizzo: il quadro normativo di riferimento deve essere integrato con le indicazioni provenienti dalla manualistica tecnica comunemente utilizzata nel periodo di interesse, da cui si possono trarre indicazioni più precise sia sulla metodologia di calcolo che sulle modalità di disposizione delle armature nei vari elementi strutturali;
- consuetudini progettuali: la possibilità di fruire di progetti tipici del periodo, reperiti presso strutture tecniche pubbliche, imprese edili e studi professionali (riferiti possibilmente a edifici reali assimilabili a quello in oggetto), fornisce un importante mezzo di verifica delle informazioni ottenute dalla normativa e dalla manualistica, e permette di individuare le consuetudini realmente adottate nell'attività progettuale e costruttiva, anche per ciò che riguarda procedure, materiali e tecnologie tipicamente adottati nel luogo.

La raccolta delle informazioni di cui sopra è il primo passo per la realizzazione di un progetto simulato di un edificio esistente, il cui iter completo può essere schematizzato attraverso i passaggi di seguito riportati.

1. Individuazione dell'età di progettazione e costruzione. Come sopra descritto, si tratta di una premessa conoscitiva indispensabile. E' importante se possibile valutare quale sia l'anno di progettazione e quale quello di costruzione, in quanto talvolta le due fasi possono differire nel tempo in modo significativo e fare dunque riferimento a scenari normativi e tecnici distinti.

2. Definizione e analisi dello schema strutturale. La corretta definizione dello schema strutturale consiste nell'individuare gli elementi strutturali presenti e i dettagli costruttivi (quantità e disposizione delle armature) partendo dalle dimensioni ottenute attraverso un rilievo. Un rilievo strutturale scrupoloso comporta la conoscenza della collocazione e l'identificazione di tutti gli elementi strutturali, delle loro esatte dimensioni e della funzione strutturale che presumibilmente era stata loro assegnata (ad esempio travi progettate per carichi accidentali residenziali oppure locali affollati).

In particolare dovranno essere individuate, almeno, le seguenti caratteristiche:

- Solai: tipologia e altezza, orditura, dimensioni ed interasse dei travetti, tipologia e dimensione delle pignatte o altri elementi di alleggerimento, presenza di fasce piene e/o semipiene, spessore della soletta;
- Travi: dimensioni, direzione, eventuale presenza di nodi trave-trave, individuazione di travi in spessore;
- Pilastri: dimensioni in sezione e lungo lo sviluppo altimetrico (comprese eventuali rastremazioni), collegamenti con altri elementi strutturali (travi a ginocchio, pareti, ecc.), eventuale presenza di pilastri in falso;

- Copertura: individuazione delle dimensioni e della tipologia (ad esempio piana o a falda, con telai in c.a., capriate in legno, ecc.);
- Eventuali altri elementi (ad esempio pareti in c.a.) e loro collegamento con gli altri elementi strutturali. Presenza di pareti contro terra inglobate nel sistema resistente.

La completa individuazione del sistema strutturale resistente spesso può risultare difficoltosa per la presenza di elementi non strutturali che ne nascondono la presenza (ad esempio controsoffitti, pannellature, ecc.) e la cui rimozione potrebbe risultare antieconomica. L'identificazione della funzione che il progettista può aver assegnato a ciascun elemento strutturale deve essere valutata con particolare attenzione nel caso di edifici progettati originariamente per sopportare anche azioni orizzontali, come quelle sismiche. Usualmente infatti la funzione di resistenza alle azioni orizzontali veniva assegnata solo a pochi elementi strutturali (ad esempio nucleo scala/ascensore oppure un numero limitato di telai, ecc); tale prassi era dovuta all'assunzione di ipotesi di calcolo fortemente semplificative e prudenziali, tipicamente adottate dai progettisti non potendo usufruire di avanzati strumenti di calcolo automatico come accade oggi. In simili situazioni è dunque di fondamentale importanza individuare correttamente la funzione originariamente attribuita a ciascun elemento dell'edificio esistente.

3. Scelta del modello di calcolo. Il modello di calcolo deve essere realizzato in modo tale da riprodurre quanto più fedelmente possibile l'approccio progettuale e costruttivo dell'epoca di interesse. E' bene ricordare che in passato le strutture in c.a. situate in zone non classificate sismiche venivano generalmente progettate per resistere ai soli carichi verticali assumendo schemi di calcolo semplificati, di cui si è già parlato al paragrafo precedente. Naturalmente gli stessi problemi in termini di disponibilità di strumenti di elaborazione si ponevano anche per la progettazione di edifici in zone classificate sismiche. Come già descritto al punto precedente anche in questo caso venivano generalmente assunte ipotesi semplificative; solo in rari casi, su strutture di particolare importanza, venivano considerati schemi di calcolo più complessi. Spesso, per le medesime esigenze di semplificazione, anche le combinazioni di carico non prendevano in considerazione tutte le possibili casistiche talvolta di conseguenza non massimizzando le sollecitazioni agenti sulla struttura.

4. Valutazione dei carichi. I carichi permanenti e variabili (o accidentali) devono essere assunti in coerenza con la destinazione d'uso del progetto originario e secondo i riferimenti normativi vigenti nel periodo di interesse. I carichi valutati in questa fase possono differire da quelli da considerare nelle successive analisi di vulnerabilità.

5. Progetto delle armature e verifica degli elementi strutturali. Il progetto e le verifiche delle armature andrebbero condotti secondo criteri coerenti col progetto originario, ad es. utilizzando abachi e tabelle del periodo. Ai fini del progetto simulato, che generalmente è associato a un livello di conoscenza limitato LC1, i valori delle resistenze di calcolo dei materiali devono essere quelli relativi al periodo di riferimento e alla zona in cui è situato l'edificio (ad esempio facendo riferimento alle indicazioni contenute nella normativa vigente nel periodo in esame e controllando i certificati di prova sui cls rilasciati dai laboratori).

6. Indagini in situ. Il progetto delle armature dovrà essere verificato mediante sondaggi a campione da condurre sugli elementi strutturali, secondo le indicazioni contenute in Circolare DM2008 in coerenza col livello di conoscenza LC1. E' opportuno in tal senso, al fine ottimizzare le indagini, individuare gruppi di elementi strutturali simili (per geometria, collocazione e funzione strutturale) all'interno dei quali selezionare pochi elementi che siano rappresentativi dell'intero gruppo. I

risultati delle verifiche in situ, se eseguite parallelamente alla realizzazione del progetto simulato, possono essere utilizzate non solo come mezzo di verifica, ma direttamente per indirizzare le scelte progettuali da mettere in atto nel progetto.

7. Revisione. Il progetto simulato deve essere eventualmente corretto sulla base dei risultati delle indagini in situ.

L'obiettivo ultimo del progetto simulato è poter arrivare a "ricostruire" delle tavole progettuali quanto più possibile complete degli elementi strutturali primari dell'edificio esistente, contenenti le caratteristiche ed i dettagli costruttivi necessari a condurre le verifiche di resistenza.

BIBLIOGRAFIA

- ATC 40 - [1996] *"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Tecnology Council"*;
- Chinni, C., Mazzotti, C., Savoia, M., Perri, G., (2010/13). *"RE.SIS.TO®: una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato"*. DICAM - Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali. Università di Bologna;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009;
- Consiglio nazionale delle ricerche CNR 10 Ottobre 2013 - Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni - *"Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti"* CNR-DT 212/2013 ROMA;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007 - *"Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni."*;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 - *"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008."*;
- Dolce, M., Masi, A., Samela, C. e Goretti, A. (2005). *"Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità di edifici scolastici in c.a."*. Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, Atti di dipartimento, Vol. 2;
- Dolce, M., Moroni, C. (2005). *"La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)"*. Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, Atti di dipartimento, Vol. 4;
- Fajfar, P., (2000). *"A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design"*, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No.3, pp. 573-592.

- Fajfar, P., Fischinger, M., (1988). “N2-a method for nonlinear seismic analysis of regular buildings”, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. V, Tokyo, Japan;
- Manfredi, G., Masi, A., Pinho, R., Verderame, G., Vona, M., (2007). “Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato”. IUSS Press;
- Mariniello, C., (2007). “Una procedura meccanica nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in C.A.”. Tesi di Dottorato in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture, Università degli studi di Napoli “Federico II”;
- Mezzina, M., Porco, F., Raffaele, D., Uva, G., (2010). “Linee guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. o in muratura”. Convenzione Dipartimento Icar, Politecnico di Bari – AdB Puglia;
- Mezzina, M., Raffaele, D., Uva, G., Marano, G.C., (2011). “Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato”. Cittàstudi edizioni;
- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 14 gennaio 2008, Ministero delle Infrastrutture, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 - 20/03/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3316 - [2003] “Correzioni e modifiche all’ordinanza 3274 recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3431 - [2005] “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica». (Ordinanza n. 3431).”
- Petrini, L., Pinho, R., Calvi, G.M., (2006). “Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici”. IUSS Press;
- Polese, M. (2002). “Un approccio a doppio livello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture in C.A.”. Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università degli studi di Napoli “Federico II”;
- Polidoro, B. (2010). “La Valutazione della Vulnerabilità Sismica: Il caso di Pettino (AQ)”. Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università degli studi di Napoli “Federico II”;
- UNI EN 1998-3 [UNI 2005] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”;