



REGIONE LAZIO

DIREZIONE REGIONALE AMBIENTE E COOPERAZIONE FRA I POPOLI

AREA DIFESA DEL SUOLO

Ordinanze del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/03 e 3362/04, Delibera di Giunta Regione Lazio n. 766/03,
Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 06/06/05

Indicazioni tecniche per le verifiche sismiche e gli interventi di miglioramento o adeguamento da effettuarsi su edifici e opere strategiche, o che possono assumere rilevanza in conseguenza di un eventuale collasso, ai sensi di quanto previsto ai commi 3 e 4 dell'art. 2 dell'OPCM 3274/2003 e dalla DGR Lazio 766/2003.

LINEE GUIDA

ALLEGATO 3

Il presente allegato si compone di n. 54 (cinquantaquattro) pagine

TESTO REDATTO* PER LA PARTE INGEGNERISTICA E DELLE STRUTTURE A CURA DI:

Ing. Giacomo Di Pasquale *(Dipartimento di Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico – Presidenza del Consiglio dei Ministri),*
Ing. Agostino Goretti *(Dipartimento di Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico – Presidenza del Consiglio dei Ministri),*

TESTO REDATTO PER LA PARTE GEOLOGICA A CURA DI:

Geol. Antonio Colombi *(Area Difesa del Suolo - Direzione Regionale Ambiente e Cooperazione fra i Popoli – Regione Lazio)*

* Collaborazione istituzionale fra i due Enti come da nota DPC/SSN/0011577 del 28/02/2006 in risposta alla richiesta della Regione Lazio D2/2S/05/17803 del 02/02/2006

Normative di Riferimento:

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 dell'8 Luglio 2004
- Delibera di Giunta Regione Lazio n. 766 del 01.08.2003
- Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 06/06/05
- Decreto Ministeriale Infrastrutture e Trasporti del 14.09.2005
- Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21.10.2003

INDICE

1. PREMESSA	5
2. VERIFICHE SISMICHE PER EDIFICI	5
3. IMPORTANZA DI UNA CORRETTA VALUTAZIONE	8
4. ASPETTI DA CONSIDERARE NELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE	9
5. INDAGINI SUI TERRENI DI FONDAZIONE	9
6. EDIFICI IN MURATURA	10
6.1 Determinazione dei livelli di conoscenza e della campagna di indagini	11
6.1.1 Geometria	12
6.1.2 Dettagli costruttivi	12
6.1.3 Proprietà dei materiali	13
6.2 Valutazione della sicurezza per edifici semplici	17
6.2.1 Definizione di edificio semplice	17
6.2.2 Condizioni di applicabilità della verifica	17
6.2.3 Determinazione della capacità di un edificio semplice	18
6.3 Analisi statica lineare con fattore di struttura q	19
6.3.1 Verifiche di sicurezza	21
6.4 Analisi statica lineare con accelerazione di picco unitaria	25
6.5 Analisi dinamica modale	26
6.6 Analisi non lineare statica	26
6.6.1 Generalità	26
6.6.2 Legame forza-spostamento generalizzato	26
6.6.3 Modello dell'edificio	27
6.6.4 Sistema bi-lineare equivalente	27
6.6.5 Domanda in spostamento del sistema equivalente	28
6.6.6 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio	28
6.6.7 Capacità di spostamento	29
6.6.8 Verifiche di sicurezza	29
6.7 Analisi dinamica non lineare	29
6.7.1 Generalità	29
6.7.2 Modalità di esecuzione delle analisi	29
6.8 Semplificazioni per edifici di modesta cubatura	30
6.9 Edifici in Aggregato	30
6.10 Verifica delle fondazioni	32

7. EDIFICI IN CEMENTO ARMATO	33
7.1 Determinazione dei livelli di conoscenza e della campagna di indagini	33
7.1.1 Geometria	35
7.1.2 Dettagli costruttivi	35
7.1.3 Proprietà dei materiali	37
7.2 Analisi lineare statica o dinamica con spettro di progetto	39
7.2.1 Applicazione del metodo alla determinazione della PGA di DS e PGA di DL	40
7.3 Analisi lineare statica o dinamica con spettro elastico	41
7.3.1 Condizioni di applicabilità	42
7.3.2 Applicazione del metodo alla determinazione della PGA di DS, DS e CO	43
7.4 Analisi statica non lineare	44
7.5 Analisi dinamica non lineare	47
7.6 Semplificazioni per edifici di modesta cubatura	47
7.7 Verifica delle fondazioni	48
7.7.1 Strutture di fondazione	48
7.7.2 Capacità portante del terreno	48
8. INDICAZIONI PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO O ADEGUAMENTO SISMICO	50
9. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE	51
9.1 Indagini geologiche e/o geotecniche: opzioni per la raccolta dei dati	51
9.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica	52
9.3 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica	53
9.4 Indicazione della categoria del suolo di fondazione	53

1. Premessa

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/03 prevede l'avvio di una valutazione dello stato di sicurezza nei confronti dell'azione sismica, da effettuarsi nei 5 anni successivi all'emanazione dell'ordinanza, che interessa:

- a) *gli edifici di interesse strategico e le opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile;*
- b) *gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.*

Le tipologie di opere di competenza regionale che presentano le caratteristiche indicate sono elencate nella DGR n. 766 del 01.08.2003.

L'insieme delle tipologie individuate porta a descrivere in termini molto ampi il patrimonio edilizio sul quale dovranno essere effettuate le verifiche ed induce a definire possibili schemi tecnici di riferimento per le verifiche da effettuare in termini tali da coniugare, nella maniera più efficace possibile, le esigenze di ottenere verifiche tempestive, di semplice attuazione, di contenuto impatto finanziario e di risultati significativi per quanto attiene alla valutazione del livello di sicurezza, tenendo conto delle diverse situazioni di esposizione.

In tal senso si è mosso il Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21.10.2003, che definisce tre livelli di acquisizione dati e di verifica, da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio o dell'opera in esame.

In particolare, il primo livello (**Livello 0**) prevede unicamente l'acquisizione di dati sommari sull'opera ed è applicabile in modo sistematico a tutte le tipologie individuate. Si sottolinea il carattere di rilevazione statistica di questo livello di verifica, che esclude la possibilità di utilizzare i dati in modo puntuale per valutazioni di vulnerabilità di singole strutture.

I livelli successivi (**Livello 1** e **Livello 2**) costituiscono le effettive verifiche sismiche delle opere strategiche o rilevanti da effettuare coerentemente con quanto indicato nell'Ordinanza 3274/03, quindi con priorità per quelle collocate in zona sismica 1 e 2 e progettate in epoca antecedente rispetto alla classificazione del territorio del comune nella zona attuale.

Le modalità di verifica relativamente al Livello 1 ed al Livello 2 sono oggetto di questo documento. Per rendere più agevole la consultazione sono stati riportati alcuni passi dell'Allegato 2 all'Ordinanza 3274/03 e s.m.i., per questa ragione si è preferito riportare le tabelle e le formule con la stessa numerazione che hanno nell'Ordinanza predetta.

A tale Allegato si fa a volte brevemente riferimento con la sigla OPCM o con il termine *norme*.

2. Verifiche sismiche per edifici

Ai fini del piano delle verifiche in oggetto, l'obiettivo minimo da perseguire è la valutazione, per l'opera da verificare, dei livelli di accelerazione al suolo corrispondenti al raggiungimento degli stati limite¹ di collasso (**CO**), danno severo (**DS**) e danno limitato (**DL**), e dei loro rapporti con le accelerazioni di riferimento.

Su ciascun edificio, quindi, andranno effettuati sopralluoghi volti alla conoscenza ed al rilievo della struttura. Andranno inoltre raccolte tutte le informazioni e la documentazione disponibile sul sito di costruzione, sull'epoca di costruzione, sulle trasformazioni avvenute

¹ Gli stati limite da considerare effettivamente sono: DS e DL per le strutture in muratura e CO e DL, oppure DS e DL per le strutture in cemento armato.

(*sopraelevazioni, ampliamenti, modifiche strutturali*) e sugli interventi subiti dalla struttura.

Per ogni edificio andranno individuate la tipologia strutturale nella configurazione originaria ed in quella legata alle trasformazioni successive.

Dovranno inoltre essere acquisite le informazioni di natura geologica e geotecnica.

Tutte le tipologie di indagini (*strutturali, fondazionali, geologiche e geotecniche*) dovranno essere eseguite laddove la loro assenza sia riconosciuta o, nel caso fossero presenti, non abbiano la validità riconosciuta per i fini preposti. Gli Enti Beneficiari e/ o Attuatori (*di seguito Beneficiari*) ed i Professionisti dovranno quindi basarsi su valutazioni tecniche ed amministrative oggettive che conducano alla migliore sicurezza ed alla non dispersione delle risorse economiche in modo superfluo.

Il rischio dell'opera da verificare viene valutato in maniera semplificata dal rapporto dell'accelerazione al suolo che provoca nella struttura il raggiungimento di uno stato limite di danno con l'accelerazione suolo prevista dalle norme per la verifica (*non superamento*) dello stesso stato limite di danno.

L'accelerazione che provoca nella struttura il raggiungimento dello stato limite di danno lieve, danno severo e collasso (**DL**, **DS** e **CO**) è da intendersi come quel valore di ancoraggio dello spettro elastico o di progetto², relativo al suolo effettivamente presente in corrispondenza dell'opera da verificare, che provoca il superamento dello stato limite prescelto. Tali valori di ancoraggio saranno indicati rispettivamente come **PGA_{DL}**, **PGA_{DS}** e **PGA_{CO}**, e già contengono al loro interno il fattore **S** legato al tipo di suolo ed il fattore di importanza dell'opera.

Nel caso di analisi dinamica non lineare **PGA_{DL}**, **PGA_{DS}** e **PGA_{CO}** rappresentano l'ancoraggio degli accelerogrammi spettro compatibili al sito che provocano il raggiungimento dello stato limite corrispondente. Questo avverrà con il superamento dello stato limite anche in un solo accelerogramma nel caso di un numero di gruppi di accelerogrammi inferiore a 7 o con il superamento dello stato limite per il valore medio della domanda (*spostamenti, sollecitazioni, ecc.*), nel caso di un numero di gruppi di accelerogrammi superiore a 7.

L'azione sismica di riferimento rispetto alla quale confrontare la capacità dell'edificio è determinata secondo quanto previsto nel cap. 3 dell'Allegato 2 all'OPCM 3274/03 e s.m.i. (*di seguito indicata semplicemente come Norma*). Essa dipende dalla pericolosità sismica di base del sito in cui l'opera sorge e dalle condizioni geomorfologiche locali.

La determinazione del rapporto tra accelerazione di superamento di un determinato stato limite ed accelerazione di riferimento al suolo, indicato con α , sarà quindi pari a:

$$\alpha_{DL} = \text{PGA}_{DL} / \text{PGA}_{rif,DL} = \text{PGA}_{DL} / (\gamma_I S S_T \text{PGA}_{Z,DL})$$

$$\alpha_{DS} = \text{PGA}_{DS} / \text{PGA}_{rif,DS} = \text{PGA}_{DS} / (\gamma_I S S_T \text{PGA}_{Z,DS})$$

$$\alpha_{CO} = \text{PGA}_{CO} / \text{PGA}_{rif,CO} = \text{PGA}_{CO} / (\gamma_I S S_T \text{PGA}_{Z,CO})$$

dove γ_I è il coefficiente di importanza dell'opera in oggetto,

S il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione dello scuotimento legata alle caratteristiche meccaniche dei terreni,

² Si richiama quanto riportato al punto 3.2.2 dell'All. 2 all'OPCM 3274/03 e s.m.i. *Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3. Qualora siano eseguite determinazioni più accurate del moto sismico atteso, corrispondenti alle probabilità di superamento definite in 2.1 e 2.2, è consentito utilizzare spettri specifici per il sito purché le ordinate di tali spettri non risultino in nessun punto del campo di periodi di interesse inferiori all'80% delle ordinate dello spettro elastico standard (p. 3.2.3) applicabile in relazione alla categoria di suolo (p. 3.1)*

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica,

PGA_Z l'accelerazione su suolo rigido, secondo la classificazione vigente nel sito dell'opera da verificare, in funzione dello stato limite considerato.

Per quanto riguarda il valore di PGA_Z da assumere, relativamente allo stato limite di DS, si potrà fare riferimento ai valori di accelerazione orizzontale al suolo in condizioni di sito rigido³ ($PGA_{Z,DS} = a_g = 0.35g, 0.25g$ e $0.15g$, rispettivamente per zona I, II e III) relativi alla zona sismica in cui il comune è classificato ai sensi della DGR Lazio 766/03, oppure a valori desunti da approfonditi studi di pericolosità sismica di riconosciuta attualità ed affidabilità. In tal caso i valori di PGA_Z corrispondenti allo stato limite di DS corrisponderanno ad una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

Per lo stato limite di danno limitato (DL), PGA_Z avrà probabilità di superamento del 50% in 50 anni ed in mancanza di studi approfonditi potrà essere ottenuta dividendo per 2.5 (o moltiplicando per 0.4) il valore corrispondente allo stato limite di DS.

Per lo stato limite di collasso (CO), PGA_Z avrà probabilità di superamento del 2% in 50 anni ed in mancanza di studi approfonditi potrà essere ottenuta moltiplicando per 1.5 il valore corrispondente allo stato limite di DS.

L'utilizzo di risultati di studi approfonditi di pericolosità sismica per la determinazione delle azioni è particolarmente opportuno nel caso di comuni di notevole estensione, nei quali la pericolosità può variare in modo significativo all'interno dei limiti amministrativi. Nel caso in cui si faccia ricorso a detti studi, però, non si potranno in ogni caso considerare valori di PGA_Z corrispondenti alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni inferiori a: 0.28 g in zona 1, 0.20 g in zona 2 e 0.10g in zona 3. Uno schema riassuntivo dei valori di PGA_Z per i differenti stati limite, delle relative probabilità di superamento in 50 anni, e delle soglie minime da rispettare sono riportati nella tabella seguente.

Tabella riassuntiva dei valori di accelerazione di riferimento su sito rigido (PGA_Z)

Stato Limite	Probabilità di eccedenza in 50 anni nel caso di uso di studi di pericolosità	Coeff. multipl. di $PGA_{Z,DS}$ nel caso non si usino dati da studi di peric.	Soglie minime dei valori di PGA_Z da adottare nel caso di uso di studi di pericolosità		
			Zona 3	Zona 2	Zona 1
DL	50 %	0.4	-	-	-
DS	10%	1.0	0.10 g	0.20 g	0.28 g
CO	2 %	1.5	-	-	-

³ Gli studi di pericolosità sismica di base in genere sono effettuati considerando un sito di riferimento molto rigido (categoria A della Norma). La Norma tiene poi conto delle effettive condizioni locali del sito su cui insiste l'opera modificando opportunamente lo spettro di risposta elastico. La Norma consente anche di caratterizzare l'azione sismica mediante uno spettro elastico derivante da analisi di risposta sismica locale specifiche per le condizioni geologiche, geotecniche e morfologiche del sito su cui sorge l'opera, purché tale spettro non si discosti più del 20% da quello descritto dallo spettro di norma relativo alla categoria di suolo pertinente.

Si suggerisce, una volta individuati gli elementi o meccanismi che determinano il raggiungimento dei suddetti stati limite e le corrispondenti accelerazioni di picco al suolo, di portare ulteriormente avanti l'analisi in modo da individuare quali sarebbero i successivi elementi o meccanismi che determinerebbero il raggiungimento dei medesimi stati limite, al fine di avere una indicazione sull'estensione e sull'evoluzione delle zone critiche.

Si ritiene sufficiente, per le opere in cemento armato, di valutare le PGA corrispondenti al raggiungimento dello stato limite di danno lieve e di danno severo, lasciando al progettista incaricato la facoltà di verificare lo stato limite di collasso.

3. Importanza di una corretta valutazione

L'importanza di una valutazione sistematica della sicurezza sismica degli edifici esistenti strategici o rilevanti ai fini di un eventuale collasso è legata ai ridotti standard di sicurezza offerti dalle norme tecniche e dalla classificazione che hanno caratterizzato, in un passato non troppo lontano⁴, la progettazione e la realizzazione di numerose opere in Italia. Ne è riprova l'elevato stato di danno riscontrato in occasione di recenti eventi sismici anche non distruttivi.

La conoscenza del livello di vulnerabilità sismica è propedeutico alla valutazione del rischio sismico, che in prima approssimazione può essere ottenuto dal confronto tra l'azione che provoca il superamento di un certo stato limite (*capacità*) e l'azione prevista dalle norme attuali per la verifica dello stesso stato limite (*domanda*).

I risultati delle verifiche in termini di rischio non implicano necessariamente un immediato adeguamento sismico delle opere da parte dei Beneficiari, ma devono essere tenuti in conto dagli stessi nella redazione dei piani annuali e triennali (*art. 2, comma 6 dell'OPCM 3274/2003*).

E' importante quindi che la verifica fornisca un risultato omogeneo sul territorio e quanto più obiettivo possibile. L'omogeneità è necessaria per poter disporre di graduatorie di rischio basate su dati comparabili. L'obiettività nella valutazione del livello di rischio è legata, invece, alla duplice necessità da parte del Beneficiario:

- a) *di non dover gestire situazioni di elevato rischio sismico che risultano in realtà infondate. Basti pensare alle conseguenze di tipo sociale ed economico di un giudizio infondato di elevato rischio sismico in una scuola.*
- b) *di non doversi trovare, come spesso successo in passato, in condizioni di ignoranza nei confronti di situazioni di elevato rischio sismico. Da questo punto di vista è necessario individuare tutte le possibili cause di vulnerabilità delle opere da verificare.*

Per quanto riportato in precedenza, non è conveniente per il Beneficiario disporre, relativamente alla capacità sismica dell'oggetto da verificare, né di un giudizio troppo cautelativo, né di un giudizio poco conservativo.

Le presenti indicazioni tecniche si riferiscono alla valutazione sismica di edifici esistenti ricompresi nel piano delle verifiche della Regione Lazio, ex OPCM 3274/03.

⁴ Solo dal 1984-1985 l'azione sismica di progetto è stata differenziata per le opere strategiche e a particolare rischio d'uso.

4. Aspetti da considerare nella modellazione strutturale

In relazione alla tipologia strutturale, alle caratteristiche dei materiali, agli schemi resistenti alle forze verticali ed orizzontali ed alle vulnerabilità accertate il professionista deve inserire nel modello di calcolo tutti gli elementi ritenuti condizionanti per la capacità della struttura.

In particolare negli edifici in muratura è opportuno considerare

- *La disgregazione del paramento murario nel caso di tessitura fortemente irregolare, malte degradate e paramento scollegato in senso trasversale*
- *Ribaltamenti fuori dal piano delle pareti se non ben ammorsate alle pareti perpendicolari ed ai solai di piano, se sufficientemente rigidi e resistenti*
- *Elementi spingenti, quali volte senza catene e coperture a falda in assenza di capriate o per tessitura delle travi non orizzontale*
- *Pilastrini isolati in muratura destinati a portare carico verticale*
- *Maschi murari corti chiamati a deformazioni angolari maggiori*
- *In generale le conseguenze dello stato di conservazione*

Negli edifici in cemento armato è opportuno considerare:

- *La presenza di eccentricità tra centro di massa e centro di rigidezza*
- *Le presenza di piani a minor rigidezza o minor resistenza*
- *La presenza di tamponature irregolari, sia in pianta che in altezza*
- *I possibili effetti della tamponatura sulle zone di estremità dei pilastri, anche con modelli semplificati*
- *La presenza di finestre a nastro, specie nelle scuole, che possono comportare l'insorgere di meccanismi fragili nei pilastri*
- *Fondazioni a quote diverse*
- *In generale le conseguenze dello stato di conservazione*

5. Indagini sui terreni di fondazione

Nella valutazione della PGA che provoca il raggiungimento di un determinato stato limite è necessario disporre dello spettro di sito, elastico o di progetto, nel caso si adotti una analisi lineare od una analisi statica non lineare. Nel caso si adotti una analisi dinamica non lineare occorre disporre di gruppi di accelerogrammi compatibili con gli spettri elastici appropriati per le condizioni di sito. E' inoltre necessario stabilire se si è in presenza di situazioni che non permettano di fare riferimento alle categorie di suolo alle quali sono associati spettri definiti dalla norma (da A ad E) ma richiedano studi particolari.

Le conoscenze sui terreni e sul sito di fondazione da parte del Geologo saranno quindi finalizzate alla determinazione delle proprietà meccaniche del terreno, alla possibilità o meno di fenomeni cosismici ed alla determinazione del tipo di spettro da adottare nelle analisi.

Relativamente a questo ultimo aspetto, tenendo conto della classificazione dei terreni prevista dalle norme tecniche che raggruppa i suoli tipo B, C ed E in una unica categoria, le possibilità si restringono alla determinazione se la categoria di suolo è di tipo (A), (B o C o E) o (D). Qualora l'attribuzione della categoria di suolo sia dubbia, ma sia possibile

escludere che ci si trovi nelle condizioni **S1** o **S2**, è possibile fare riferimento allo spettro di norma più gravoso.

L'attribuzione del sito ad una delle categorie di suolo di norma, la selezione di proprietà meccaniche e l'eventuale presenza di fenomeni franosi o di fagliazione potrà anche basarsi su idonei studi preesistenti o su carte geologiche e geologico-tecniche già disponibili, senza necessariamente far ricorso a prove sperimentali di caratterizzazione del terreno.

Qualora il Progettista e/o il Geologo rinvenivano particolari condizioni di suolo, tali da richiedere indagini più approfondite, è possibile far riferimento a prove in situ tipo SPT o CPT, DMT etc.

Eventuali situazioni acclerate di presenza di frane o di fenomeni di fagliazione superficiale dovranno essere chiaramente evidenziate dal Geologo in sede di verifica in quanto il livello di adeguatezza determinato a seguito dell'analisi dell'edificio potrebbe venire ridotto dai suddetti fenomeni.

Nel successivo Capitolo 9 sono indicate le indagini geologico e geotecniche da eseguire per il completamento della verifica.

6. Edifici in muratura

Negli edifici in muratura, tenendo conto dei metodi di analisi e dei metodi di verifica esposti nel seguito, potrà essere utilizzato uno dei seguenti metodi di valutazione:

1. *analisi semplificata*
2. *analisi lineare statica o dinamica con spettro di progetto*
3. *analisi statica lineare con accelerazione di picco unitaria*
4. *analisi statica non lineare*
5. *analisi dinamica non lineare*

Oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi sopra citati, è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

Con riferimento al decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 3685/03 le verifiche di tipo **L1** sono quelle in cui il metodo di analisi è di tipo semplificato o di tipo statico o dinamico lineare, mentre le verifiche di tipo **L2** sono quelle in cui il metodo di analisi è di tipo non lineare, statico o dinamico.

L'obiettivo minimo da perseguire è la definizione di due livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti ai due stati limite di danno severo e di danno limitato definiti al punto 11.2 delle citate Norme tecniche, e dei loro rapporti con le accelerazioni di riferimento attese. Per gli edifici in muratura non è richiesta la verifica esplicita nei confronti dello SL di collasso in quanto si assume convenzionalmente che il soddisfacimento della verifica allo SL ultimo implichi anche la sicurezza nei riguardi del collasso (**11.5.1, All. 2 OPCM**).

Le verifiche di livello 1 si applicano agli edifici ed opere che possano essere definiti regolari ed abbiano fondazioni approssimativamente allo stesso livello. Perché un edificio sia regolare occorre che sussistano i requisiti di seguito riportati:

Regolarità in pianta

- a) *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze⁵*;

⁵ La struttura può essere considerata "approssimativamente simmetrica" quando l'eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze non supera il 10% della dimensione in pianta, oppure se tale

- b) *il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto non supera 4;*
- c) *il massimo valore di rientri o sporgenze, espresso in percentuale della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza, non supera il 25%;*
- d) *i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano (11.5.4.2 All. 2 OPCM).*

Regolarità in altezza

- a) *Gli elementi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio, o, laddove siano presenti arretramenti in pianta, dalla fondazione fino al livello in cui si verifica l'arretramento;*
- b) *Le massime variazioni da un piano all'altro di massa espresse in percentuale della massa del piano contiguo non superano il 25%. La rigidità di un piano non si riduce più del 30% e non si innalza più del 10% passando al piano sovrastante. Sono da considerarsi comunque regolari le strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio ai quali sia affidato almeno il 50% della totale azione sismica.*
- c) *I massimi restringimenti della sezione dell'edificio, non superano il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, e non superano il 20% di quella corrispondente al piano immediatamente sottostante.*

6.1 Determinazione dei livelli di conoscenza e della campagna di indagini

Si distinguono i tre livelli di conoscenza:

LC1: Conoscenza Limitata;

LC2: Conoscenza Adeguata;

LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- **geometria**, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, comprensiva del quadro fessurativo e deformativo;
- **dettagli strutturali**, ossia la qualità delle murature e la presenza e natura di collegamenti, architravi, elementi in grado di assorbire le spinte, elementi ad alta vulnerabilità;
- **materiali**, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Si procederà alle verifiche ricorrendo al rilievo strutturale della geometria (11.5.2.1 All. 2 OPCM) ed a verifiche in situ almeno limitate. In tal modo sarà raggiunto almeno il livello di conoscenza LC1 (tab. 11.5.1 All. 2 OPCM).

Tabella 11.5.1 All. 2 OPCM – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura*

eccentricità rispetta le limitazioni previste dall'Eurocodice 8 e cioè che l' eccentricità strutturale e_o ed il raggio torsionale r soddisfano le due condizioni seguenti, che sono espresse per la direzione di analisi y : **1)** $e_{ox} \leq 0,30 r_x$ **2)** $r_x \geq I_y$, dove e_{ox} è la distanza tra il centro di rigidità ed il centro di massa, misurata lungo la direzione x , che è normale alla direzione di analisi considerata; r_x è la radice quadrata del rapporto tra rigidità torsionale e rigidità laterale in direzione y (raggio torsionale); I_y è il raggio giratore della massa di piano in pianta (radice quadrata del rapporto tra (a) momento d'inerzia polare della massa di piano in pianta rispetto al centro di massa del piano e (b) massa del piano).

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo strutturale	Limitate verifiche in-situ	Limitate indagini in-situ	Tutti	1.35
LC2		Estese ed esaustive verifiche in-situ	Estese indagini in-situ	Tutti	1.20
LC3			Esaustive indagini in-situ	Tutti	1.00

6.1.1 Geometria

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

Tale operazione comprende il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura e di eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (*spessore e profilo*), dei solai e della copertura (*tipologia e orditura*), delle scale (*tipologia strutturale*), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo verrà effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Dovrà inoltre essere rilevato l'eventuale quadro fessurativo, tenendo conto la tipologia di lesione (*distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano,*), e deformativo (*evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte*), al fine di individuarne le possibili cause e le conseguenze sulle valutazioni di sicurezza.

6.1.2 Dettagli costruttivi

Dovranno essere verificati i dettagli costruttivi nel seguito riportati (*descritti al punto 11.5.2.2 delle Norme*), indicando in particolare il non verificarsi delle condizioni da a) ad e):

- a) *buona qualità del collegamento tra pareti verticali;*
- b) *buona qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;*
- c) *esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;*
- d) *presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;*
- e) *assenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;*
- f) *tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare).*

Le verifiche **in situ limitate** sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, di regola, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti **a)** e **b)** possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, dovranno essere assunte, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

Le verifiche **in situ estese** ed **esaustive** sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, di regola, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) dovrà estendersi in modo sistematico all'intero edificio.

6.1.3 Proprietà dei materiali

Le indagini "*in situ limitate*" servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia corrispondente nella tabella 11.D.1 dell'allegato 11.D della norma.

Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi saranno condotti dopo la rimozione di quadrato di intonaco con lato di almeno 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita. La rimozione di intonaco è da eseguire preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie.

Dovrà essere valutata, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Dovrà essere valutata la capacità degli elementi murari ad assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni sismiche, valutandone la qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

Le indagini "*in situ estese*" sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Sono opportune prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (*tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato*), ed eventualmente di pietre e/o mattoni (*caratteristiche fisiche e meccaniche*) per verificare la corrispondenza della muratura alle tipologie definite nella tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D. E' richiesta una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (*prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta etc.*) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull'edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell'edificio.

Le indagini "*in-situ esaustive*" servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, occorre effettuare una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura.

La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio.

Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio.

Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti.

Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull'edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell'edificio.

I risultati delle prove devono essere esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto, e che

consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati.

6.1.3.1 Proprietà dei materiali adottate nella verifica

Per il calcolo delle capacità degli elementi si utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, divisi per il Fattore di Confidenza (11.5.3 e Tabella 11.5.1 All. 2 OPCM), in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Nel caso di analisi elastica con il fattore q , i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali, quindi $f_d = f_m / FC / \gamma_m$. (11.5.8.1 All. 2 OPCM)

Al livello di conoscenza LC1 i valori medi dei parametri meccanici saranno definiti come i minimi degli intervalli riportati in tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D della norma per la tipologia muraria in considerazione. I moduli elastici saranno i minimi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Al livello di conoscenza LC2 i valori medi dei parametri meccanici (*resistenze e moduli elastici*) saranno pari alle medie degli intervalli riportati nella predetta tabella 11.D.1 per la tipologia muraria in considerazione.

Al livello di conoscenza LC3 si distinguono tre casi in funzione del numero di valori sperimentali di resistenza disponibili:

- caso a): tre valori sperimentali di resistenza; le resistenze sono pari alla media dei risultati delle prove; i moduli elastici sono pari alla media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella tabella 11.D.1 per la tipologia muraria in considerazione.
- caso b): due valori sperimentali di resistenza. Se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella 11.D.1 si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assumerà quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà come valore medio il valore medio sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso a).
- caso c): un valore sperimentale di resistenza. Se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella 11.D.1, oppure superiore, si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo. Se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà come valore medio il valore sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso a).

I valori indicati nella Tabella 11.D.1 sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Tabella 11.D.1 dell'Allegato 2 all'OPCM : Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_0 = resistenza media a taglio della muratura

E = valore medio del modulo di elasticità normale

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

w = peso specifico medio della muratura

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella 11.D.1, applicando i coefficienti indicati nella Tabella 11.D.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);
- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono

realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella 11.D.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

In presenza di murature consolidate, o nel caso che si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella 11.D.2, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di malta: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche (*ciò è dovuto al fatto che il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta; in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidità ottenibile è percentualmente inferiore*);
- consolidamento con intonaco armato: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato realizza, tra le altre, anche questa funzione;
- consolidamento con diafani artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate sono da considerarsi come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella 11.D.2 dell'Allegato 2 all'OPCM: *Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella 11.D.1) da applicarsi in presenza di malta di caratteristiche buone o ottime; presenza di ricorsi o listature; presenza sistematica di connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.*

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,5	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	-	1,5	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	-	1,3	1,5	1,5
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	1,3	-	-	-	1,3

Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (foratura<45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	1,3	-	-	-	1,3

6.2 Valutazione della sicurezza per edifici semplici

6.2.1 Definizione di edificio semplice

Si definiscono “edifici semplici” (*punti 8.1.9 e 11.5.10 dell'All. 2 alla OPCM*) quelli che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione già definite al par. 6 delle presenti indicazioni tecniche e quelle definite al punto 8.2.3 della Norma.

Gli edifici semplici non possono avere un numero di piani superiore a 3 se sono in muratura ordinaria o a 4 se sono in muratura armata.

Le condizioni dettate per l'utilizzabilità di questa verifica sono estremamente restrittive. Per accedere ad essa è necessario che vi sia una buona organizzazione generale e connessione dei diversi elementi strutturali, la presenza di orizzontamenti e fasce di piano efficaci e resistenti, la sostanziale assenza di moti di torsione significativi o di forti concentrazioni di carico su alcuni muri, una buona qualità dei materiali ed infine che sia raggiunto lo SL di DS per meccanismi di taglio. Riguardo ai materiali, le presenti indicazioni prevedono, rispetto alla Ordinanza, anche la possibilità di considerare materiali con caratteristiche mediocri, ma penalizzando di conseguenza la determinazione dell'area resistente.

Per gli edifici semplici, dunque, è sufficiente riconoscere se sussistono le condizioni di seguito esposte per l'applicabilità della verifica semplificata e, qualora sussistano utilizzare quest'ultima.

6.2.2 Condizioni di applicabilità della verifica

Condizioni fissate dal par. 8.1.9 della Norma

- In ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva potranno essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tabella 8.1. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.
- In ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per edifici in muratura armata.
- Nessuna altezza di interpiano sia superiore a 3.5 m.

- Per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 8.2, in funzione del numero di piani dell'edificio e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali.

Tabella 8.1 dell'Allegato 2 all'OPCM – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

	$t_{\min}$ (mm)	$(h_o/t)_{\max}$	$(L/h)_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in zona 3 e 4	240	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in zona 4	150	20	0,3

Condizioni derivanti dal par. 8.2.3 della Norma

- Ad ogni piano deve essere presente un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.
- I cordoli devono avere larghezza almeno pari a quella del muro, con un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno.
- L'altezza minima dei cordoli deve essere pari all'altezza del solaio, con armatura corrente non inferiore a 8 cm^2 , staffe con diametro non inferiore a 6 mm ad interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai devono essere prolungate nel cordolo ed adeguatamente ancorate ad esso.
- In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali, su entrambe le pareti, sono presenti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.
- Al di sopra di ogni apertura deve essere presente un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Condizioni per la determinazione semplificata della capacità a partire dalla tabella 8.2 della Norma

Deve risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0.25 \frac{f_k}{\gamma_m}$$

in cui

N è il carico verticale totale alla base del piano considerato

A è l'area totale dei muri portanti (ai fini dei carichi verticali) allo stesso piano

f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura, che per gli edifici semplici, può essere assunta pari al valore medio f_m , diviso per il fattore di confidenza FC.

6.2.3 Determinazione della capacità di un edificio semplice

La capacità dell'edificio semplice in termini di accelerazione di picco al suolo per lo stato limite di danno severo PGA_{DS} si desume dalla prima riga della tabella seguente in funzione della percentuale di area resistente dell'edificio nella direzione più sfavorevole del sisma.

La tabella è stata costruita per murature nuove di buona qualità, quindi è a rigore applicabile solo a tali tipi di murature. In via di semplificazione è consentito estenderne l'uso a quelle di caratteristiche inferiori attraverso la ridefinizione dell'area resistente a

partire da quella geometrica minima $A_{\min}$ moltiplicata per il rapporto fra la resistenza a taglio τ_0 di tabella 11.D.1, eventualmente corretta secondo la tabella 11.D.2, e il valore di riferimento di 20 N/cm².

L'area resistente può essere in tal caso data dall'espressione $A_{\text{res}} = A_{\min} \tau_0 / 20$, con $A_{\min}$ pari all'area delle pareti resistenti nella direzione più debole.

La percentuale di muratura resistente è $P_{\text{res}} = 100 A_{\text{res}} / A_{\text{cop}}$, con A_{cop} pari all'area media dei solai.

Se la percentuale di area resistente si colloca in posizione intermedia fra quelle riportate in tabella è consentita l'interpolazione lineare. Non si può utilizzare la tabella se l'area resistente è inferiore al 3.5%.

Tabella 8.2 – Percentuale di area delle pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per edifici semplici

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S \cdot S_T$ ⁽¹⁾											
Tipo di struttura	Numero	≤ 0.07 g	≤ 0.1 g	≤ 0.15 g	≤ 0.20 g	≤ 0.25 g	≤ 0.30 g	≤ 0.35 g	≤ 0.40 g	≤ 0.45 g	≤ 0.4725 g
Muratura ordinaria	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %			
Muratura armata	1	2.5 %	3.0 %	3.0 %	3.0 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	4.5 %
	2	3.0 %	3.5 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.0 %	5.0 %
	3	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %
	4	4.0 %	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture con fattore di importanza > 1 (p. 3.2.3 dell'Allegato 2 all'Ordinanza)

6.3 Analisi statica lineare con fattore di struttura q

L'analisi lineare statica con il metodo q (8.1.5.2) verrà condotta secondo quanto descritto al punto 8.1.5.2 delle *Norme*.

È consentito considerare due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale indicata dalle *Norme*.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate per ciascun elemento strutturale secondo quanto indicato ai punti 8.1.6 e 8.2.2 delle *Norme*.

L'analisi statica lineare può essere applicata anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si ponga $\lambda=1.0$ (eq. 4.2), a condizione che il primo periodo di vibrazione della struttura (T_1), nella direzione in esame, non superi $2.5 T_C$. In assenza di calcoli più dettagliati, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 0,05 H^{3/4}$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione.

L'analisi statica consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j) \quad (4.2)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W \tilde{\lambda} / g$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al punto 3.2.5 della norma con fattore di struttura q determinato come di seguito specificato

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi oppure se si analizza un edificio irregolare in altezza.

g è l'accelerazione di gravità,

Il fattore di struttura q da utilizzare per la determinazione di $S_d(T_1)$ è pari a

$q = 2.0 \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione

$q = 1.5 \alpha_u/\alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti come segue (8.1.3):

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (punto 4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2.5. Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, il rapporto α_u/α_1 può essere considerato pari a 1.4 per edifici in muratura ordinaria ad un piano e pari ad 1.8 per edifici in muratura ordinaria a due o più piani. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u/α_1 pari a 1.5.

Gli effetti torsionali accidentali (punto 4.4 della Norma) possono essere tenuti in conto applicando ad ogni piano la forza sismica F_i con eccentricità e_{ai} o, in modo equivalente, sommando agli effetti delle forze statiche quelli dovuti ai momenti $M_i = e_{ai} \times F_i$. Per edifici aventi massa e rigidezza distribuite in modo approssimativamente simmetrico in pianta e inscritto in un rettangolo con rapporto fra i lati inferiore a 4, gli effetti torsionali accidentali di cui al punto 4.4, possono essere considerati amplificando le sollecitazioni in ogni elemento resistente con il fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e$$

dove x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

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

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, se realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in

acciaio o in legno. Nel caso di altre soluzioni costruttive l'ipotesi di infinita rigidezza dovrà essere valutata e giustificata dal progettista.

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa al collegamento solo traslazionale fra gli elementi murari, potranno essere considerati esplicitamente nel modello gli elementi di accoppiamento fra essi, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (*qualora efficacemente ammortate*), a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguiranno i criteri di verifica di cui ai punti 8.1.6, 8.2.2 e 8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguiranno i criteri di cui al punto 5.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare potrà essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il *modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati*) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello ΔV non sia superiore a

$$\Delta V \leq \max\{0.25|V|, 0.1|V_{\text{piano}}|\}$$

dove V è il taglio nel pannello e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione potrà essere effettuata solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la ridistribuzione V_{piano} è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

6.3.1 Verifiche di sicurezza

Al fine della verifica (8.1.6) del livello di adeguatezza rispetto allo stato limite di danno severo dovrà essere confrontata la resistenza al sisma di ogni elemento strutturale (*capacità*) in rapporto all'effetto dell'azione agente (*domanda*) per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Dovranno essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di tabella 8.1.

6.3.1.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione (8.2.2.1) di una sezione di un elemento strutturale si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (I^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d) \quad (8.2)$$

dove: M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (pari a P/lt , con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Nel caso di analisi elastica con il fattore q , i valori di calcolo delle resistenze di calcolo sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali, quindi $f_d = f_m / FC / \gamma_m$ (11.5.8.1 All. 2 OPCM)

6.3.1.2 Taglio

Nel caso di murature recenti e ben organizzate la resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale verrà valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

dove: l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

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

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1.4 \bar{f}_{bk}$, dove $\bar{f}_{bk}$ indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa.

Nel caso di muratura ordinaria non rispondente ai requisiti di cui sopra, in sostituzione dell'equazione 8.3, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione seguente (11.5.8.1 All. 2 OPCM):

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (11.13)$$

dove

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore del pannello

σ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (pari a P/lt , con P forza assiale agente positiva se di compressione)

f_{td} e τ_{0d} sono rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5\tau_0$)

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

6.3.1.3 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali (8.2.2.4). Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (*ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano*), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (*catene, cordoli*), i valori delle resistenze potranno essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove: h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_m$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare potrà essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = H_p h / 2 [l - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

dove H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_m$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa potrà essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2 M_u / l$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria sarà assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

6.3.1.4 Determinazione del livello di adeguatezza rispetto allo SL di DS

Ai fini della determinazione del livello di adeguatezza rispetto allo SL di DS occorrerà confrontare le resistenze di elemento (capacità) con l'effetto dell'azione sismica in termini di sollecitazioni (domanda).

Si procederà come segue:

1. si effettua l'analisi dell'edificio, con l'azione sismica di progetto corrispondente alla zona sismica o derivante da studi più approfonditi, in entrambe le direzioni principali. L'accelerazione di picco al suolo corrispondente è denominata $PGA_{Z,DS}$

2. si calcolano per ogni elemento strutturale (indicato con l'indice "i") i domini di interazione a flessione e a taglio e a flessione fuori piano (v. equazioni 8.2 ed 8.3 o 11.13).
3. Su tali domini si indicano i punti rappresentativi dello stato iniziale (A) dell'elemento, determinato dall'applicazione dei carichi gravitazionali e dello stato finale (B) del medesimo elemento determinato dall'applicazione dell'azione sismica di progetto. Il segmento congiungente A con B rappresenta il percorso di carico determinato dall'applicazione dell'azione sismica di progetto. La retta di tale segmento intersecherà i domini di interazione nel punto P.
4. Per ogni elemento e per ogni tipo di verifica "j" (*oppure per l'elemento più debole e la verifica più restrittiva*) si determina il valore del rapporto fra le lunghezze dei segmenti AP/AB, che fornisce una misura della distanza di sicurezza. Quando tale rapporto è superiore o uguale ad 1 la verifica per quell'elemento è soddisfatta, quindi l'elemento non raggiunge la condizione di DS per l'azione di progetto. Quando tale rapporto è minore di 1 l'elemento possiede una capacità inferiore a quella che è richiesta in un edificio adeguato.
5. Il valore minimo dei rapporti AP/AB per tutti gli elementi (i) e per tutte le verifiche (j) fornisce la misura del livello di adeguatezza per l'edificio rispetto allo SLU o SLDS. La capacità viene espressa come il prodotto fra l'azione di progetto (punto 1) ed il valore minimo dei rapporti AP/AB, con $PGA_{DS} = PGA_{Z,DS} \times \text{Min}(AP/AB)_{i,j}$

L'utilizzo della procedura sopra riportata richiede in generale specifici post processor.

In termini operativi si potrà anche procedere per incrementi, utilizzando gli usuali programmi di calcolo, partendo da un valore di PGA molto basso, ad esempio $PGA=0.01g$ ed incrementandolo fino a quando non è soddisfatta la prima verifica per lo stato limite di DS.

Il valore per cui ciò accade è PGA_{DS} .

Si consiglia di elencare in ordine crescente i valori dei rapporti AP/AB, le corrispondenti PGA_{DS} e gli elementi critici che determinano la limitazione della capacità in modo da:

- a) evidenziare quali siano le situazioni che limitano la capacità iniziale della struttura,
- b) fornire una indicazione del possibile incremento di capacità che deriverebbe dalla rimozione delle specifiche criticità che determinano la situazione attuale.

6.3.1.5 Determinazione del livello di adeguatezza rispetto allo SL di DL

Ai fini della determinazione del livello di adeguatezza rispetto allo SL di DL si considererà l'azione sismica pertinente, o definita dallo spettro elastico diviso per 2.5, oppure ancorato al valore di a_g corrispondente ad una probabilità di superamento del 50% in 50 anni.

E' consentito utilizzare il modello di calcolo già descritto per lo SL di DS. Se si usa tale possibilità e se il periodo fondamentale è superiore a T_B gli spostamenti subiti dalla struttura possono essere determinati come semplice proporzione rispetto a quelli trovati nella verifica dello SL di DS.

Indicati questi ultimi con il simbolo u_q , in quanto dedotti dallo spettro elastico diviso per il fattore q utilizzato per l'analisi, gli spostamenti prodotti dal sisma con probabilità di superamento del 50% in 50 anni, u_{DL} , valgono:

$$u_{DL} = u_q \times q / 2.5$$

se si usa il coefficiente 2.5 per passare dall'azione sismica per la verifica dello stato limite di DS a quella per la verifica dello stato limite di DL,

oppure

$$u_{DL} = u_q \times q \times PGA_{Z,DL}/PGA_{Z,DS}$$

se si fa riferimento alle accelerazioni desunte da studi approfonditi di pericolosità (*cap. 5 di queste indicazioni tecniche*) ed a forme spettrali identiche per i due stati limite di DL e DS.

Ai fini della verifica del livello di adeguatezza rispetto allo SL di DL si calcolano per ogni piano e per ogni verticale di interesse gli spostamenti di interpiano:

$$du_{DL,i} = u_{DL,i+1} - u_{DL,i}$$

il livello di adeguatezza rispetto a questo stato limite è dato dal minimo valore assunto dai rapporti:

$$0.003 h_i / du_{DL,i}$$

6.4 Analisi statica lineare con accelerazione di picco unitaria

L'analisi lineare statica può anche essere condotta con riferimento a quanto disposto dall'Allegato 2 al decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21/10/2003, punto 3.1.2, ove ricorrano le condizioni di regolarità ivi previste.

In tale provvedimento le sollecitazioni sono derivate per un'azione sismica con accelerazione al suolo unitaria e spettro elastico.

A fronte di tale azione si effettuano le verifiche di resistenza per tutti gli elementi strutturali, utilizzando le formule già riportate in 6.3.1, determinando quali siano quelle più stringenti, quindi quale sia il meccanismo di danno che si attiva per primo. Successivamente si determinano i valori delle deformazioni limite di ciascun pannello murario nel suo piano per lo stato limite di DS, in funzione del meccanismo di danno individuato. La deformazione suddetta si determina rapportando gli spostamenti di estremità del pannello all'altezza del pannello stesso⁶. Il valore limite di tale deformazione è pari a 0.004 se il meccanismo che si attiva per primo è quello di rottura per taglio, mentre è pari a 0.006 se il meccanismo che si attiva è di presso flessione nel piano. I limiti sono dedotti da quelli stabiliti per le analisi non lineari (punto 11.5.8.1). E' fondamentale che le deformazioni siano calcolate tenendo conto dello stato di fessurazione dei pannelli. In via semplificata si potranno ridurre al 50% i moduli elastici dei materiali.

Per la determinazione del livello di sicurezza rispetto allo SL di DS si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della deformazione ultima nel piano, o il raggiungimento della resistenza ultima fuori piano, in ciascun pannello murario. Per le modalità pratiche di effettuazione della verifica di resistenza ultima fuori piano vale quanto già detto in 5.3.1.

Per la determinazione del livello di sicurezza rispetto allo SL di DL si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della resistenza nel piano o della deformazione di danno in un pannello.

La deformazione limite di danno lieve, valutata come differenza fra gli spostamenti di due piani successivi, è pari al 3 per mille dell'altezza di interpiano.

⁶ Le deformazioni limite per lo SL di DS sono riferite al pannello, esclusa la fascia di piano eventuale. Vedi anche la nota al par. 6.6.3

6.5 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamico modale (8.1.5.3) è applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al punto 4.5.3 della *norma*. Quanto indicato per la possibilità di redistribuzione delle sollecitazioni e per gli effetti torsionali accidentali nel caso di analisi statica lineare vale anche per l'analisi dinamica modale.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto 5.3 per l'analisi statica lineare con il metodo q.

6.6 Analisi non lineare statica

L'obiettivo da perseguire è la definizione di una curva di capacità globale forza – spostamento, con la conseguente definizione dei due livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti ai due stati limite definiti dalle *Norme* al punto 11.2, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese con probabilità 10% e 50 % in 50 anni.

E' preferibile un livello di conoscenza approfondito (LC2 o LC3 secondo le *Norme*).

Dovranno comunque essere verificati i dettagli costruttivi descritti al punto 11.5.2.2 della norma ed al punto 5.1.2 delle presenti indicazioni tecniche, indicando in particolare il non verificarsi delle condizioni da a) ad e).

6.6.1 Generalità

L'analisi statica non lineare (4.5.4) consiste nell'applicare inizialmente all'edificio i carichi gravitazionali e successivamente un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate ("*taglio alla base*", F_b) e lo spostamento, d_c , di un "punto di controllo", usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo piano;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti.

Per gli edifici in muratura il metodo prevede solo una verifica globale in spostamento, e non le verifiche nei singoli elementi.

6.6.2 Legame forza-spostamento generalizzato

Devono essere applicate all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano (4.5.4.2):

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;

- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione;

Tutti i passi successivi devono essere eseguiti per entrambe le distribuzioni di forze eseguendo le verifiche per la distribuzione di carico più sfavorevole.

6.6.3 Modello dell'edificio

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

Ai fini della determinazione della resistenza si utilizzeranno i valori di calcolo delle resistenze dei materiali ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza, quindi

$$f_d = f_m / FC \quad (11.5.8.1 \text{ All. 2 OPCM})$$

Lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0.4% dell'altezza del pannello⁷, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0.6%, nel caso di rottura per presso flessione (11.5.8.1 All. 2 OPCM). A partire da questo punto la reazione offerta dal pannello va ridotta rapidamente ad un valore prossimo allo zero.

Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

Per edifici fino a due piani in muratura è ammesso analizzare separatamente ciascun interpiano.

Per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e dovrà garantire gli equilibri locali e globali.

Il risultato consisterà in un diagramma, denominato curva di capacità, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale di un punto di controllo dell'edificio, usualmente scelto al livello della copertura, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

È consentito considerare separatamente le azioni nelle due direzioni principali, ma il modello dell'edificio deve essere tridimensionale, almeno ai fini della determinazione della ripartizione delle azioni fra i vari setti.

La rigidezza degli elementi deve essere valutata considerando la rigidezza fessurata, e la deformabilità a taglio e a flessione. In caso non siano effettuate valutazioni specifiche è consentito valutare la rigidezza degli elementi pari alla metà della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

6.6.4 Sistema bi-lineare equivalente

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura di interesse per la direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo (4.5.4.3).

Il "coefficiente di partecipazione" Γ è definito dalla relazione

⁷ Si evidenzia che il limite è definito in relazione all'altezza del pannello e non all'altezza di interpiano, come avviene invece per lo stato limite di danno.

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.6)$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad (4.7)$$

La curva caratteristica forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente verrà individuata tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare verrà individuato tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema (8.1.6). Tale valore del taglio sarà individuato come F_{bu}

Si determineranno quindi

- $F_y^* = F_{bu} / \Gamma$ resistenza del sistema bilineare equivalente;
- $d_y^* = F_y^* / k^*$ dove k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta come sopra indicato.

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (4.8)$$

dove $m^* = \sum m_i \Phi_i$.

6.6.5 Domanda in spostamento del sistema equivalente

La domanda in spostamento è determinata come segue (4.5.4 4):

Nel caso che $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (vedi punto 3.2.5):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad (4.9)$$

Nel caso che $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad (4.10)$$

dove $q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

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

6.6.6 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio

Lo spostamento effettivo del punto di controllo dell'edificio risulta pari a $\Gamma d_{\max}^*$ (4.5.4.5).

Una volta trovato lo spostamento effettivo per lo SL in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti.

6.6.7 Capacità di spostamento

La capacità di spostamento relativa allo stato limite di danno lieve verrà individuata sulla curva di capacità espressa in termini di forza-spostamento effettiva dell'edificio in corrispondenza dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore dello 0.3% dell'altezza di interpiano (4.11.2);

La capacità di spostamento relativa allo stato limite ultimo di danno severo verrà individuata sulla curva di capacità espressa in termini di forza-spostamento in corrispondenza di una riduzione della forza resistente non superiore al 20% del massimo valore (8.1.5.4).

6.6.8 Verifiche di sicurezza

La verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo dell'edificio e la domanda di spostamento (8.1.6).

In generale si determinerà la capacità di spostamento e da essa si ricaverà l'accelerazione al suolo (domanda) per la quale tale capacità eguaglia la domanda corrispondente allo stato limite di interesse (PGA_{DS} , PGA_{DL}).

Qualora il valore di q^* ecceda il valore 3.0, la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta.

6.7 Analisi dinamica non lineare

6.7.1 Generalità

La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 3.2.7 della norma.

La determinazione della risposta strutturale è svolta considerando per ogni gruppo (par. 4.5.5) due accelerogrammi orizzontali conformi a quanto specificato in 3.2.7, agenti contemporaneamente nelle due direzioni orizzontali (punto 4.6). E' richiesto l'uso di almeno 3 gruppi di accelerogrammi coerenti con lo spettro di risposta elastico. Il fattore d'importanza di cui ai punti 2.5 e 4.7 della *norma* dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

6.7.2 Modalità di esecuzione delle analisi

Si effettueranno analisi non lineari incrementando l'intensità "j" degli accelerogrammi, o selezionando gruppi di accelerogrammi già differenziati per intensità.

Per ciascuna intensità e per ogni gruppo “i” di accelerogrammi si determineranno i valori di spostamento di almeno tre verticali (*baricentro e due spigoli*), le sollecitazioni e le deformazioni di ciascun pannello murario e la reazione totale in fondazione, istante per istante. Si registreranno i valori della reazione massima in fondazione ($R_{i,j}$) e dello spostamento corrispondente di un punto di controllo scelto sulla verticale baricentrica ($U_{i,j}$), nonché i valori massimi di deformazione per ciascun pannello “k” ($def_{i,j,k}$) e le corrispondenti sollecitazioni.

Si continuerà ad incrementare il livello degli accelerogrammi fino a che non si risconterà una riduzione della reazione massima in fondazione (riduzione non superiore al 20% del carico di picco), oppure fino a quando il primo pannello supererà la deformazione limite nel piano del 4 per mille o del 6 per mille, in funzione del meccanismo di rottura attivato, oppure, infine, quando un pannello supererà la resistenza alle forze fuori piano. Si registrerà il valore di intensità del gruppo di accelerogrammi ($a_{lim,i}$) che causa il raggiungimento di una di queste condizioni.

Nel caso in cui si utilizzino solo 3 diversi gruppi di accelerogrammi, l'accelerazione al suolo che provoca il raggiungimento di un prefissato stato limite sarà rappresentata dal più piccolo valore delle accelerazioni che provoca il raggiungimento dello stato limite all'interno dei gruppi analizzati.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, l'accelerazione al suolo che provoca il raggiungimento di un prefissato stato limite sarà rappresentata dalla accelerazione per cui per almeno il 50% dei gruppi di accelerogrammi si raggiunge lo stato limite prefissato.

6.8 Semplificazioni per edifici di modesta cubatura

Per edifici il cui costo della verifica non supera i **4000 Euro** e comunque con un numero di piani non superiore a 4, è consentita l'analisi lineare anche nel caso di edifici moderatamente irregolari, adottando correttivi cautelativi, ad esempio, sull'eccentricità o sul coefficiente di partecipazione.

In alternativa è possibile utilizzare modelli di calcolo approssimati, quali quelli che considerano solo alcuni meccanismi di danno, quando sia possibile dimostrare, anche in via semplificata, che i meccanismi non considerati sono ininfluenti ai fini della valutazione (*si cita solo ad esempio il programma VM disponibile, insieme alle ipotesi di calcolo, sul sito www.reluis.unina.it, ma si lascia al Professionista la piena autonomia di poter utilizzare software che ritiene più idonei all'obiettivo da raggiungere*).

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali ed i dettagli costruttivi è consentito derogare dai minimi quantitativi di indagini previsti dalle norme, quando sia possibile raggiungere la convinzione che sono stati appropriatamente considerati gli aspetti che influenzano significativamente la determinazione del livello di adeguatezza. Ad esempio possono essere assunti dettagli costruttivi ragionevoli e documentabili, comprovati da limitate verifiche dirette a campione, anche con tecniche non distruttive. Quanto sopra è ancor più giustificato nel caso in cui siano chiaramente identificati alcuni elementi primari che condizionano la capacità, mentre gli altri sono sostanzialmente ininfluenti. In tal caso le indagini possono essere limitate ai primi.

Sono esclusi da questa semplificazione tutti gli edifici scolastici di qualunque volumetria o elevazione in altezza.

6.9 Edifici in Aggregato

Per gli edifici in aggregato sono in alternativa applicabili i metodi descritti di seguito (11.5.5.1 All. 2 OPCM).

Nel caso di solai sufficientemente rigidi, la verifica convenzionale allo SLU e allo SLD di un edificio (unità strutturale) in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica⁸. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali (*es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le US adiacenti*), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si procederà all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari che costituiscono l'edificio, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete. In questo caso l'analisi e le verifiche di ogni singola parete seguiranno i criteri esposti ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria di nuova costruzione, con le integrazioni riportate al punto 11.5.8.

Sono inoltre obbligatorie le verifiche dei meccanismi locali significativi, in particolare con la finalità di garantire la sicurezza nei riguardi dello SL ultimo, che potranno essere svolte con uno dei due metodi di seguito esposti.

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

Nel caso di edifici esistenti la verifica di sicurezza nei confronti dello SL ultimo (SLU) è soddisfatta se l'accelerazione spettrale α_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S_{S_T}}{q} \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right) \quad (11.C.8)$$

in cui a_g , S ed S_T sono definiti ai punti 3.2.1 e 3.2.3 della norma, Z e H sono rispettivamente la quota alla quale si opera la verifica e l'altezza totale della struttura e q è il fattore di struttura, posto uguale a 2.0 per questa particolare verifica.

Verifica semplificata con fattore di struttura q (verifica di resistenza secondo 8.1.5.2)

Nel caso di edifici che abbiano caratteristiche di geometria, materiali e dettagli simili a quelli degli edifici di nuova costruzione le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, e potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a=3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $S_{S_T} a_{gI}/q_a$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $S_{S_T} a_{gI}/q_a$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di tabella 8.1, si può

⁸ Questa semplificazione è ragionevole negli aggregati storici dei centri minori, in genere caratterizzati da un numero di piani non elevato, tipicamente inferiore a 4. Nei centri storici delle città di maggiori dimensioni si presentano con una certa frequenza aggregati o anche isolati di dimensioni considerevoli e numero di piani compreso fra 5 ed 8. In questi casi può essere importante l'effetto dell'incremento di sforzo normale prodotto dal sisma, per cui sarà opportuno o ricorrere a modelli che ne tengano conto, anche lineari. Può essere anche importante cercare di valutare gli effetti di interazione dell'edificio in esame con quelli contigui. A tal fine, tenendo conto delle difficoltà connesse con la puntuale ispezione di un gran numero di proprietà differenziate e non direttamente interessate dalla valutazione, può essere valutata dal professionista la possibilità di tener conto, anche in modo approssimato, di "masse addizionali" derivanti da quote di pareti o solai in unità strutturali contigue non ispezionate.

assumere che il periodo T_a indicato al punto 4.9 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata T_a .

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. (8.2.2.3)

6.10 Verifica delle fondazioni

Per le strutture in muratura la verifica delle fondazioni può essere omessa quando il Geologo, per i punti a) e b), ed il Professionista delle Strutture per il punto c), asseverano che sono verificate contemporaneamente le seguenti condizioni favorevoli:

- a) non siano rilevati fenomeni di dissesto, anche lieve, che possano essere imputati ad instabilità dei terreni di fondazione (*frane, cavità, liquefazione* etc.),
- b) i terreni stessi appartengono ad una delle classi da A a D
- c) il piano di posa è convenientemente approfondito e approssimativamente alla stessa quota.

Negli altri casi dovrà essere considerata la sola verifica di capacità portante del terreno, limitandosi alla verifica del solo stato limite di DS.

7. EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Negli edifici in cemento armato, tenendo conto dei metodi di analisi e dei metodi di verifica esposti nel seguito, potrà essere utilizzato uno dei seguenti metodi di valutazione

1. analisi lineare statica o dinamica con spettro elastico
2. analisi lineare statica o dinamica con spettro di progetto
3. analisi statica non lineare
4. analisi dinamica non lineare

Con riferimento al decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 3685/2003 le verifiche di tipo L1 sono quelle in cui il metodo di analisi è di tipo statico o dinamico lineare, mentre le verifiche di tipo L2 sono quelle in cui il metodo di analisi è di tipo statico o dinamico non lineare.

Relativamente alla valutazione con uno dei metodi di analisi esposti, sono da considerare meccanismi fragili quelli in cui si presenta una delle seguenti condizioni:

- la rottura a taglio di travi o pilastri avviene prima della rottura per flessione;
- la rottura a taglio dei nodi avviene prima della rottura di travi o pilastri che concorrono nel nodo;
- i pilastri sono soggetti ad uno sforzo normale statico adimensionale maggiore di $v=N_o/(Af_c)=0.4$, avendo indicato con N_o lo sforzo normale statico, con A la sezione trasversale del pilastro e con f_c la resistenza cilindrica del calcestruzzo.

7.1 Determinazione dei livelli di conoscenza e della campagna di indagini

Si distinguono i tre livelli di conoscenza:

LC1: Conoscenza Limitata;

LC2: Conoscenza Adeguata;

LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza, secondo quanto illustrato nella tabella 11.1 delle norme tecniche, riportata nel seguito, sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Tabella 11.1 – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in cemento armato.*

Livello di Conoscenz	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di Carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in situ	Tutti	1.00

La definizione dei termini “limitate”, “estensive”, “esaustive” è fornita nella tabella 11.2a delle norme tecniche, riportata nel seguito

Tabella 11.2a – *Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.*

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella tabella 11.2a hanno valore indicativo e debbono essere

adattati ai singoli casi, tenendo conto, per i dettagli costruttivi: (a) delle eventuali situazioni ripetitive e per le proprietà dei materiali: (b) dei diametri delle armature (con esclusione delle staffe), (c) della possibilità di sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive e (d) della possibilità di aumentare o ridurre il numero di provini sulla base dell'omogeneità del materiale.

Essendo quindi il numero di provini dipendente dalle caratteristiche di omogeneità del materiale, potrebbe essere opportuno prevedere una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente dispersi.

Sulla base della documentazione disponibile e delle indagini effettuate verrà raggiunto un livello di conoscenza relativamente alla geometria, ai dettagli costruttivi ed alle caratteristiche dei materiali. Per la verifica della struttura si adotterà il livello di conoscenza inferiore.

7.1.1 Geometria

Per tutti i livelli di conoscenza, la geometria della struttura deve essere nota fino al punto da consentire la messa a punto di un modello strutturale. Informazioni sulla geometria possono ottenersi dai disegni strutturali originali o da un apposito rilievo. Nel primo caso è necessario effettuare un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. Nel caso si riscontri una marcata differenza tra costruito e disegni, sarà necessario aumentare il numero di elementi strutturali da rilevare. Al limite ci si regolerà come in mancanza di disegni strutturali. Per la determinazione della geometria strutturale in situ, quando non in vista, è preferibile ricorrere a indagini non distruttive (*percuSSIONe, termografia, georadar, pacometro, ecc.*) in quanto meno invasive nei confronti delle finiture. Nel caso si debba necessariamente rimuovere l'intonaco per una analisi visiva, è opportuno selezionare gli elementi strutturali da indagare nelle zone comuni o in un eventuale piano scantinato, soffitta o garage, per ridurre l'impatto della rimozione dell'intonaco. La presenza di travi ad altezza permette di individuare gli allineamenti dei pilastri. Per la determinazione dello spessore dei pilastri può essere opportuno rifarsi allo spessore della tamponatura, misurabile in corrispondenza delle aperture (*finestre e porte finestre*). Lo spessore dei solai e dell'altezza di interpiano può essere determinato più agevolmente nel vano scala.

7.1.2 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi, quantità e disposizione delle armature, devono essere noti fino al punto da consentire le verifiche di sicurezza nel caso di analisi lineare o per la messa a punto del modello strutturale nel caso di analisi non lineare. Informazioni sui dettagli possono essere disponibili dai disegni costruttivi, da un progetto simulato, eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione, o da appositi rilievi in situ.

E' comunque richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. Nella determinazione del livello di conoscenza ha influenza il tipo di verifica (L1 o L2) e la documentazione disponibile, secondo quanto nel seguito specificato.

Per strutture per le quali è possibile considerare il solo livello di verifica L1 sarà necessario effettuare almeno limitate verifiche in situ. In questo caso, in base alla documentazione disponibile, il livello di conoscenza, relativamente ai soli dettagli costruttivi, sarà determinato come:

- | | |
|----------------------------------|-------|
| assenza di elaborati di armatura | → LC1 |
| elaborati di armatura incompleti | → LC2 |
| elaborati di armatura completi | → LC3 |

Nel primo e nel secondo caso sarà necessario effettuare un progetto simulato, secondo la pratica dell'epoca della costruzione. Nel caso vi siano marcate discordanze tra la documentazione disponibile (*progetto simulato o elaborati completi od incompleti*) e le armature riscontrate in opera sarà valutata la necessità, in relazione ai riflessi sul deficit di capacità della struttura, di aumentare le percentuali di elementi strutturali sottoposti ad indagine, per mantenere lo stesso livello di conoscenza, o di attestarsi su di un livello di conoscenza inferiore.

Per strutture per le quali è necessario considerare il livello di verifica L2 non è possibile adottare il livello di conoscenza LC1. In assenza di elaborati di armature, anche incompleti, sarà necessario redigere un progetto simulato, secondo la pratica dell'epoca della costruzione, ed effettuare estese indagini in situ. In caso di presenza di elaborati di armatura è necessario effettuare almeno limitate indagini in situ. Si ha pertanto, relativamente ai soli dettagli costruttivi:

assenza di elaborati di armatura, estese verifiche in situ → LC2

elaborati di armatura incompleti, limitate verifiche in situ → LC2

elaborati di armatura completi, limitate verifiche in situ → LC3

Nel primo e nel secondo caso sarà necessario effettuare un progetto simulato, secondo la pratica dell'epoca della costruzione. Nel caso vi siano marcate discordanze tra la documentazione disponibile (*progetto simulato o elaborati completi od incompleti*) e le armature riscontrate in opera sarà necessario aumentare le percentuali di elementi strutturali sottoposti ad indagine per mantenere lo stesso livello di conoscenza, o attestarsi su di un livello di conoscenza inferiore, ma almeno pari a LC2.

La determinazione dei dettagli costruttivi in genere richiede la rimozione dell'intonaco e del copriferro per una indagine visiva e strumentale. Le zone da indagare sono da individuare in corrispondenza degli elementi strutturali che hanno maggior influenza sulla risposta strutturale, esempio pilastri corti, piano pilotis, attacco in fondazione dei pilastri, travi di accoppiamento delle pareti, ecc. Per limitare l'impatto dovuto alla rimozione dell'intonaco e del copriferro, che andranno comunque ripristinati, è preferibile che gli elementi da indagare siano posizionati nelle zone comuni, negli scantinati, nelle soffitte, nei garages.

In generale, alcune caratteristiche delle armature sono di difficile determinazione. In particolare l'armatura superiore delle travi, in corrispondenza degli appoggi, non è accessibile, se non con una onerosa rimozione del pavimento. Risulta invece accessibile l'armatura inferiore delle travi agli appoggi, che peraltro, soprattutto negli edifici non antisismici, non è una armatura di calcolo e quindi non può servire per confermare o meno i risultati di un progetto simulato. Sempre sulle travi risulta accessibile l'armatura inferiore in mezzera, che non ha riflessi diretti sulla verifica sismica, ma che può confermare o meno i risultati di un progetto simulato. Per quanto riguarda le staffe nelle travi in genere non è possibile determinare il tipo di chiusura, in quanto posizionato all'estradosso, né è possibile determinare facilmente la presenza di ferri piegati. Non è quindi possibile, in generale, utilizzare l'armatura trasversale come conferma o meno del progetto simulato. I pilastri sono generalmente più accessibili delle travi ed è possibile determinare l'armatura sia al nodo inferiore che in quello superiore. Poiché tra le voci di costo compare la demolizione ed il ripristino della tamponatura, andranno indagati preferibilmente pilastri senza tamponatura. A volte risultano non accessibili tutte le facce del pilastro (*ad esempio negli edifici adiacenti*). Sia nelle travi che nei pilastri le lunghezze di sovrapposizione, così come le armature nei nodi trave-pilastro, non sono facilmente determinabili, a meno di estese demolizioni. Pertanto è opportuno limitarsi a saggi campione ed all'uso di tecniche non distruttive. Per la maggior importanza nella risposta strutturale è preferibile determinare con maggior precisione le armature nei pilastri che nelle travi. Dove possibile è opportuno utilizzare metodi non distruttivi per la determinazione della quantità e posizione delle armature. Ad esempio una volta emerso

che nei pilastri le armature presentano tutte uguale diametro, potrebbe essere sufficiente determinare la sola posizione delle barre con metodi non distruttivi.

Per tener conto delle ripetitività di elementi strutturali, l'indagine sui dettagli costruttivi può comprendere le seguenti fasi:

- Fase. 1 Accorpate gli elementi strutturali primari in classi, tenendo conto della ripetitività legata alla dimensione ed al ruolo svolto dall'elemento nella struttura;
- Fase 2. Per ogni classe determinare il numero di elementi presenti, e, applicando le percentuali legate al livello di conoscenza da raggiungere sulla base della documentazione disponibile, determinare il numero di elementi da indagare.
- Fase 3. Determinare la posizione degli elementi da indagare, suddividendo gli stessi nelle diverse parti della struttura in accordo alle classi di appartenenza e in relazione all'importanza degli elementi nella risposta strutturale, riducendo nel contempo al minimo l'impatto sulla struttura e sulle finiture;
- Fase 3. Effettuare i rilievi
- Fase 4. Confrontare i risultati del rilievo con quanto atteso, cioè con le armature da disegni costruttivi o con le armature previste dal progetto simulato. Il confronto andrà effettuato valutando il valore medio e la dispersione del rapporto tra armature attese ed armature riscontrate per gruppi di elementi strutturali omogenei.
- Fase 5. Sulla base del confronto, eventualmente prevedere un supplemento di indagine
- Fase 6. Estrapolare i risultati del confronto al resto della struttura. In questo caso ci si orienterà tenendo conto del rapporto tra armature riscontrate ed attese per gruppi di elementi strutturali omogenei, purché il numero di dettagli rilevati sia statisticamente significativo. Nell'estrapolazione potrebbe essere significativo differenziare le due variabili numero delle barre e sezione delle stesse.

7.1.3 Proprietà dei materiali

Le proprietà dei materiali, resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio, allungamento dell'acciaio, devono essere noti per consentire le verifiche di sicurezza nel caso di analisi lineare o per la messa a punto del modello strutturale nel caso di analisi non lineare. Informazioni sui materiali possono essere disponibili dai certificati originali o dalle specifiche di progetto, dai valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca o da apposite indagini in situ.

E' comunque richiesta una limitata verifica in-situ delle proprietà dei materiali. Nella determinazione del livello di conoscenza ha influenza il tipo di verifica (L1 o L2) e la documentazione disponibile, secondo quanto nel seguito specificato.

Per strutture per le quali è possibile considerare il solo livello di verifica L1 sarà necessario effettuare almeno limitate verifiche in situ. In questo caso, in base alla documentazione disponibile, il livello di conoscenza, relativamente alle sole proprietà dei materiali, sarà determinato come:

assenza di specifiche di progetto e di certificati di prova originali → LC1

presenza di specifiche di progetto o di certificati di prova originali → LC2

Nel caso vi siano marcate discordanze tra la documentazione disponibile (*specifiche di progetto o certificati originali di prova*) e le resistenze riscontrate in opera sarà necessario aumentare le percentuali di elementi strutturali sottoposti ad indagine, per mantenere lo stesso livello di conoscenza, o attestarsi su di un livello di conoscenza inferiore.

Per strutture per le quali è necessario considerare il livello di verifica L2 non è possibile adottare il livello di conoscenza LC1. In assenza di documentazione (*specifiche di progetto e certificati originali di prova*) sarà necessario effettuare estese indagini in situ. In caso di presenza di documentazione è sufficiente effettuare almeno limitate indagini in situ. Si ha pertanto, relativamente alle sole proprietà dei materiali:

assenza di specifiche di progetto e certificati, estese verifiche in situ → LC2

presenza di specifiche di progetto o certificati, limitate verifiche in situ → LC2

Nel caso vi siano marcate discordanze tra la documentazione disponibile e le resistenze riscontrate in opera sarà necessario aumentare le percentuali di elementi strutturali sottoposti ad indagine, per mantenere lo stesso livello di conoscenza.

La determinazione della resistenza dei materiali richiede la rimozione di intonaco (*in genere anche nei casi di prove non distruttive*) e l'asportazione di materiale strutturale. Per la selezione degli elementi da indagare valgono quindi le osservazioni già riportate a proposito della determinazione dei dettagli costruttivi, con l'aggiunta che prelievi di armatura e carotaggi sono preferibili ad un quarto della luce nelle travi e a metà altezza nei pilastri. Si richiama l'opportunità di disporre di carote in calcestruzzo di opportune dimensioni, anche in relazione al diametro massimo degli inerti, compatibilmente con la dimensione dei pilastri. Da questo punto di vista è opportuno prelevare il calcestruzzo nei pilastri di dimensioni maggiori. A valle delle prove è necessario ripristinare le armature (*con spezzoni saldati, se possibile, o adeguatamente sovrapposti*) ed il copriferro, nel caso di prelievo di armatura, e il materiale estratto nel carotaggio (*con malte a ritiro controllato*), nel caso di prelievo di calcestruzzo, oltre, naturalmente, alle finiture.

Riguardo alla necessità di tener conto dei diametri delle armature (con esclusione delle staffe) si suggerisce di effettuare prove su spezzoni di diametro diverso ai diversi piani. Riguardo alla possibilità di sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive, si suggerisce di tenere conto del costo associato. Le prove non distruttive, singole o combinate, richiedono comunque la rimozione dell'intonaco, la preparazione della superficie, ed il successivo ripristino della finitura. Il costo di tali operazioni, quando moltiplicato per 3, potrebbe essere maggiore di quello di una prova distruttiva. L'utilizzo di prove non distruttive potrebbe invece risultare necessario nel caso non sia possibile estrarre dai pilastri, perché di dimensioni troppo modeste, carote di opportuno diametro.

Il professionista, qualora abbia determinato, anche facendo uso di indagini non distruttive, che la capacità dell'edificio è di gran lunga condizionata solo da alcuni elementi primari, (p.es. i pilastri più critici delle travi) potrà decidere di limitare i prelievi prevalentemente ai primi.

Le fasi dell'indagine sulle proprietà dei materiali possono essere così riassunte:

- Fase. 1 Individuazione del numero iniziale di carote e di spezzoni di armatura da prelevare, sulla base del numero di piani dell'edificio, del numero di elementi primari (travi, pilastri, pareti, ecc.), della superficie di piano e della presunta omogeneità del materiale.
- Fase 2. Eventualmente sostituire non più del 50% delle prove distruttive con un numero almeno triplo di prove non distruttive.
- Fase 3. Determinare il diverso numero di diametri di armature, con esclusione delle staffe.

- Fase 4. Determinare la posizione degli elementi da indagare, tenendo conto dell'importanza degli elementi nella risposta strutturale, del diametro delle barre, e riducendo nel contempo al minimo l'impatto sulla struttura e sulle finiture.
- Fase 3. Effettuare i rilievi.
- Fase 4. Confrontare i risultati del rilievo con quanto atteso, cioè le resistenze riscontrate con quanto previsto nei certificati originali di prova o dalle specifiche di progetto. Il confronto andrà ovviamente effettuato in termini di grandezze omogenee (valori medi o caratteristici, resistenze cubiche o cilindriche).
- Fase 5. Prevedere, sulla base del confronto, o comunque per dispersioni particolarmente elevate, un eventuale supplemento di indagine
- Fase 6. Estrapolare i risultati del confronto al resto della struttura. In questo caso ci si orienterà tenendo conto del rapporto tra resistenza media riscontrata ed attesa, purché il numero di prelievi sia statisticamente significativo. Nell'estrapolazione potrebbe essere significativo, se i prelievi sono in numero sufficiente e nel caso di evidenza sperimentale, differenziare le resistenze per piano.

7.2 Analisi lineare statica o dinamica con spettro di progetto

L'analisi statica si può applicare (4.5.2) solo in condizioni di regolarità in altezza (con esclusione del controllo del rapporto tra resistenza richiesta ed effettiva), nel caso contrario andrà effettuata un'analisi dinamica con spettro di risposta. L'analisi lineare, statica o dinamica, non è applicabile per la valutazione dello SL di CO (11.2.2.4 All. 2 OPCM), che è comunque in alternativa alla valutazione dello SL di DS e che le presenti indicazioni tecniche non richiedono di verificare.

Lo spettro da utilizzare (11.2.2.2 All. 2 OPCM) è quello elastico ridotto in funzione del coefficiente di struttura (spettro di progetto).

In generale, per ogni direzione di arrivo del sisma e per ogni eventuale eccentricità aggiuntiva, poiché gli elementi duttili e quelli fragili vanno verificati allo SL di DS con due diversi valori del coefficiente di struttura, q (11.2.2.2 All. 2 OPCM), e poiché lo SL di DL è da verificare per $q=1$ in relazione ad una azione elastica inferiore a quella dello SL di DS, sono da prevedersi almeno tre analisi:

- la prima, per la verifica degli elementi duttili allo SL di DS, con $1.5 < q < 3$. La scelta di q andrà effettuata sulla base della regolarità e dei tassi di lavoro dei materiali (11.2.2.2 All. 2 OPCM). Si suggerisce di tener conto anche dei dettagli costruttivi e valutare q con la seguente espressione $q = q_0 K_R K_M K_D$, dove $q_0 = 3$, $K_R = 0.8$ in condizioni di irregolarità in altezza, altrimenti 1.0 (5.3.2; 4.3), $K_M = 0.8$ se $v_{\max} = \max[N/(Af_c)] > 0.4$, con N = sforzo normale nei pilastri per carichi gravitazionali, altrimenti 1.0, e $K_D = 0.8$ in presenza di staffe aperte o ad interasse maggiore di 25 cm, altrimenti 1.0. la seconda, per la verifica degli elementi fragili allo SL di DS, con $q = 1.5$
- la terza, per la verifica dello SL di DL, con $q = 1.0$, ma riferita ad una azione elastica corrispondente alla probabilità di eccedenza del 50% in 50 anni o, semplificando, ridotta di 2.5 volte rispetto a quella di verifica per lo SL di DS.

La verifica allo SL di DL viene effettuata controllando che i drift, rapporto tra spostamento di interpiano ed altezza di interpiano, calcolati per l'azione corrispondente siano inferiori ai valori di riferimento. Questi se le tamponature sono collegate rigidamente alla struttura, come generalmente accade, sono pari al 5 per mille, mentre salgono all'1% se le

tamponature sono scollegate o collegate in maniera da non danneggiarsi per deformazioni della struttura (4.11.2).

Le verifiche allo SL di DS sono da effettuare in termini di resistenza (11.2.6.1 All. 2 OPCM), sia per gli elementi fragili che per gli elementi duttili, controllando che la domanda, ottenuta dalle opportune combinazioni sismiche, sia maggiore della capacità. Questa ultima andrà valutata come per le zone non sismiche (11.2.2.4 All. 2 OPCM), cioè adottando le resistenze caratteristiche dei materiali divise per il coefficiente di sicurezza del materiale, $f_d = f_k / \gamma_m$ (11.2.6 All. 2 OPCM). Le resistenze caratteristiche dei materiali saranno determinate da quelle medie rilevate in situ divise per il fattore di confidenza, $f_k = f_m / FC$ (11.2.6 All. 2 OPCM).

7.2.1 Applicazione del metodo alla determinazione della PGA di DS e PGA di DL

7.2.1.1 PGA di DL

Si effettua una analisi con spettro elastico e PGA unitaria in entrambe le direzioni, comprensivo di fattore di suolo, fattore topografico e coefficiente di importanza, e si valuta il moltiplicatore dell'azione che porta al raggiungimento dello SL di DL. A tal fine si valuta δ_{max1} come il massimo drift in valore assoluto (massimo valore assoluto del drift tra i vari telai, ai vari piani e per le diverse direzioni di arrivo del sisma), ottenuto dal calcolo con una PGA unitaria. Detta δ_c la capacità di drift valutata per le tamponature presenti (4.11.2), la PGA_{DL} è data da:

$$\delta_o + PGA_{DL} \delta_{max1} = \delta_c$$

con δ_o drift dato dai carichi verticali. Trascurando questo ultimo termine, generalmente modesto, si ha:

$$PGA_{DL} = \delta_c / \delta_{max1}$$

7.2.1.2 PGA di DS

La determinazione del moltiplicatore della PGA unitaria che porta al raggiungimento dello SL di DS, λ , può essere perseguita facilmente per travi, meno facilmente per pilastri, soprattutto se soggetti a presso flessione deviata. In questo caso è infatti necessario determinare la soluzione della seguente equazione implicita:

$$G(N_o + \lambda N_{s,PGA=1}, M_{xo} + \lambda M_{xs,PGA=1}, M_{yo} + \lambda M_{ys,PGA=1}) = 0$$

La funzione $G(N, M_x, M_y) = 0$ rappresenta l'equazione del dominio di resistenza della sezione allo SL di DS. Il pedice o indica i carichi verticali il pedice s indica l'azione sismica, x ed y le due direzioni principali della sezione del pilastro, il pedice PGA=1 indica che si tratta di effetti dovuti ad una PGA unitaria sulla struttura, comprensiva del fattore di struttura (diverso, come detto, per elementi duttili e fragili), del coefficiente di suolo, topografico, e del coefficiente di importanza adottato.

Una trattazione sufficientemente semplificata si può avere solo per flessione semplice e sforzo normale costante, trascurando quindi la flessione deviata e la variazione di sforzo normale a seguito di sisma. Da notare che entrambi gli effetti sono più sentiti per i pilastri di bordo. Nel caso l'approssimazione sia ritenuta lecita, sia per travi che per pilastri, in questo ultimo caso eventualmente amplificando, o riducendo, lo sforzo normale statico nei soli pilastri di bordo, si può scrivere, per ogni direzione:

$$M_o + \lambda M_{s,PGA=1} = M_u(N_o(1 \pm 0.2))$$

Con $M_u(N_o(1\pm0.2))$ momento ultimo della sezione in corrispondenza dello sforzo normale statico, N_o , da assumere nullo per le travi, eventualmente amplificato o ridotto del 20% e con M_o momento dovuto ai carichi verticali. Dalla relazione precedente si ottiene λ come:

$$\lambda = [M_u(N_o(1\pm0.2)) - M_o] / M_{s,PGA=1}$$

Per quanto riguarda i nodi la verifica si effettua per i soli nodi non confinati, valutando la massima tensione principale di trazione nel nodo. Questa dipende in maniera non lineare dallo sforzo normale trasmesso dal pilastro e dallo scorrimento nel nodo che dipende principalmente dai momenti di estremità delle travi. Anche in questo caso una trattazione semplice è possibile solo assumendo uno sforzo normale indipendente dall'azione sismica (eventualmente amplificato o ridotto nei pilastri di bordo). La tensione normale nel nodo e quella tangenziale, trascurando per questa ultima il contributo dovuto al taglio nel pilastro, valgono rispettivamente:

$$\sigma = N_o(1\pm0.2)/A$$

$$\tau = [M_{1o} + M_{2o} + \lambda(M_{1s} + M_{2s})] / (Ah)$$

Sostituendo queste relazioni nell'espressione della tensione principale di trazione $f_t = \sigma/2 + [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{0.5}$ e riarrangiando i termini si ha:

$$\lambda = [Ah[(f_t - N_o(1\pm0.2)/2A)^2 - (N_o(1\pm0.2)/2A)^2]^{0.5} - (M_{1o} + M_{2o})] / (M_{1s} + M_{2s})$$

Nelle espressioni precedenti N_o è lo sforzo normale statico, A è la sezione orizzontale del nodo, h l'altezza del braccio delle forze interne nelle travi che concorrono nel nodo, M_{1o} e M_{2o} il momento flettente nelle travi che concorrono nel nodo, assumendo concordi momenti che ruotano nello stesso verso dovuti ai carichi verticali, M_{1s} ed M_{2s} i momenti flettenti nelle stesse travi, e con le stesse convenzioni, dovuti ad una PGA unitaria, f_t la capacità del materiale in termini di tensione principale di trazione, pari a $0.3f_c^{0.5}$.

Il valore di λ per la struttura sarà il minore tra tutti quelli calcolati per travi, pilastri e nodi, in entrambe le direzioni. Inoltre tenendo conto della possibile presenza di elementi fragili e duttili, il valore di λ da mantenere sarà il minore di quello valutato considerando una volta i soli λ degli elementi duttili con l'azione relativa alla verifica degli elementi duttili, ed una volta i soli λ degli elementi fragili per l'azione relativa alla verifica degli elementi fragili.

Il valore di λ così determinato rappresenta la PGA di raggiungimento del DS, relativamente ad uno spettro di progetto, PGA_{DS} .

L'approccio presentato, contrariamente al calcolo di PGA_{DL} , richiede generalmente un apposito post-processore.

In alternativa, sia per non introdurre una eccessiva semplificazione soprattutto nei pilastri di bordo, sia nel caso non sia disponibile un apposito post-processore, è possibile effettuare iterativamente un processo di verifica, incrementando da zero la PGA dello spettro di progetto fino a determinare quella PGA per cui, per la prima volta, la verifica allo SL di DS non viene soddisfatta. La precisione del metodo dipende dall'incremento attribuito a PGA. Una buona precisione si ottiene incrementando di PGA di 0.005. Una riduzione dei tempi di calcolo si ottiene determinando la PGA successiva con processi di bisezione. La PGA così ottenuta rappresenta, come nel caso precedente, la PGA di raggiungimento dello stato limite di DS.

7.3 Analisi lineare statica o dinamica con spettro elastico

L'analisi statica si può applicare (4.5.2) solo in condizioni di regolarità in altezza (con esclusione del controllo del rapporto tra resistenza richiesta ed effettiva), nel caso contrario andrà effettuata un'analisi dinamica con spettro di risposta.

Lo spettro da utilizzare (11.2.2.2 All. 2 OPCM) è quello elastico non ridotto

In generale è da effettuare una analisi per ogni direzione di arrivo del sisma e per ogni eventuale eccentricità aggiuntiva. Una unica analisi strutturale è utilizzabile per la verifica dello SL di DL, DS e CO. Nel primo caso le azioni sismiche relative allo stato limite di danno severo potranno essere divise per 2.5, nel terzo caso incrementate per 1.5, salvo diversi fattori moltiplicativi derivanti da appropriati studi di pericolosità,

7.3.1 Condizioni di applicabilità

Il metodo si può applicare solo se vengono rispettate le due seguenti condizioni (11.2.5.4 All. 2 OPCM):

- $\rho_{\max}/\rho_{\min} \leq 2.5$ con $\rho_{\min} \geq 2$

dove ρ è il rapporto tra domanda e capacità, $\rho=D/C$, valutata in termini di momenti flettenti, e dove gli indici max e min rappresentano il valore massimo e minimo tra i diversi elementi strutturali primari. La domanda è valutata per la combinazione sismica (la massima tra le varie direzioni di arrivo del sisma, comprensive di eventuale eccentricità) (11.2.5.4 All. 2 OPCM), e la capacità è valutata per lo sforzo normale statico e per i valori medi delle caratteristiche dei materiali.

- La capacità C di ogni elementi fragile sia maggiore della relativa domanda. La capacità dell'elemento fragile è valutata assumendo per i materiali i valori medi. La domanda è data dal risultato dell'analisi se l'elemento duttile che la trasmette non è entrato in campo plastico ($\rho \leq 1$) oppure dalla capacità dell'elemento duttile se questo è entrato in campo plastico ($\rho \geq 1$). In questo ultimo caso la capacità dell'elemento duttile è valutata sulla base dei valori medi dei materiali

Se le condizioni di accettazione sono rispettate la verifica di sicurezza si effettua come segue:

La verifica allo SL di DL viene effettuata controllando che i drift calcolati per l'azione corrispondente siano inferiori ai valori di riferimento.

Le verifiche allo SL di DS sono da effettuarsi in termini di spostamenti per gli elementi duttili e di resistenza per gli elementi fragili (11.2.6.1 All. 2 OPCM) In particolare per gli elementi duttili si verificherà che la rotazione rispetto alla corda ottenuta dall'analisi sia inferiore a $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima rispetto alla corda (11.3.2 All. 2 OPCM)

$$\theta < 3/4\theta_u$$

θ_u deve essere valutata per i valori medi dei materiali divisi per il fattore di confidenza (f_m/FC) (11.2.6 All. 2 OPCM) e per lo sforzo normale sismico. Nel calcolo di θ_u si terrà conto di una riduzione (0.85) in presenza di staffe aperte e (0.75) in presenza di barre lisce.

Per gli elementi fragili si verificherà (11.2.6.1 All. 2 OPCM) che la domanda sia inferiore alla capacità. La capacità deve essere valutata per i valori caratteristici delle proprietà del materiale divisi per il fattore di confidenza ($f_k/FC=f_m/\gamma_m/FC$). La domanda è data dal risultato dell'analisi se l'elemento duttile che la trasmette non è entrato in campo plastico ($\rho \leq 1$) oppure dalla capacità dell'elemento duttile se questo è entrato in campo plastico ($\rho \geq 1$). In questo ultimo caso la capacità dell'elemento duttile è valutata sulla base dei valori medi dei materiali moltiplicati per FC (f_mFC)

Le verifiche allo SL di CO sono da effettuarsi in termini di spostamenti per gli elementi duttili e di resistenza per gli elementi fragili (11.2.6.1 All. 2 OPCM). Per gli elementi duttili si verificherà che la rotazione rispetto alla corda ottenuta dall'analisi sia inferiore alla rotazione ultima rispetto alla corda (11.3.2 All. 2 OPCM)

$$\theta < \theta_u$$

dove θ_u deve essere valutata con gli stessi criteri esposti per la verifica dello SL di DS.

La verifica degli elementi fragili per lo SL di CO viene effettuata in termini di resistenze ultime (11.2.2.4 All. 2 OPCM), dove la capacità è valutata per i valori caratteristici delle proprietà del materiale divisi per il fattore di confidenza ($f_k/FC = f_m/FC/\gamma_m$). La domanda è data dal risultato dell'analisi se l'elemento duttile che la trasmette non è entrato in campo plastico ($\rho \leq 1$) oppure dalla capacità dell'elemento duttile se questo è entrato in campo plastico ($\rho \geq 1$). In questo ultimo caso la capacità dell'elemento duttile è valutata sulla base dei valori medi dei materiali moltiplicati per FC ($f_m FC$)

7.3.2 Applicazione del metodo alla determinazione della PGA di DS, DS e CO

7.3.2.1 PGA di DL

Si effettua una analisi con spettro elastico e PGA unitaria, comprensivo di fattore di suolo, topografico e coefficiente di importanza, in entrambe le direzioni e si valuta il moltiplicatore dell'azione che porta al raggiungimento dello SL di DL. A tal fine si valuta δ_{max1} come il massimo drift in valore assoluto (*massimo valore assoluto del drift tra i vari teali, ai vari piani e per le diversi direzioni di arrivo del sisma*), dato dal calcolo con una PGA unitaria. Detta δ_c la capacità di drift valutata per le tamponature presenti (4.11.2 All. 2 OPCM), la PGA_{DL} è data da:

$$d_o + PGA_{DL} \delta_{max1} = \delta_c$$

con δ_o drift dato dai carichi permanenti. Trascurando questo ultimo termine, generalmente modesto, si ha:

$$PGA_{DL} = \delta_c / \delta_{max1}$$

7.3.2.2 PGA di DS

La determinazione del moltiplicatore della PGA unitaria che porta al raggiungimento dello SL di DS, λ , può essere perseguita facilmente per elementi duttili, quando essi siano travi, meno facilmente quando essi siano pilastri. Nelle travi, detta θ_{PGA1} la rotazione rispetto alla corda calcolata per una PGA unitaria, si ha:

$$\lambda \theta_{PGA1} < 3/4 \theta_u$$

da cui si ricava $\lambda = PGA_{DS} = (3/4) \theta_u / \theta_{PGA1}$. Nei pilastri la capacità di rotazione dipende dallo sforzo normale sismico $\theta_u = \theta_u(N_o + \lambda N_{s,PGA1})$ e quindi la determinazione di λ richiede la soluzione di una equazione non lineare

$$\lambda \theta_{PGA1} < 3/4 \theta_u(N_o + \lambda N_{s,PGA1})$$

Una trattazione sufficientemente semplificata si può ottenere considerando lo sforzo normale statico per i pilastri centrali ed un opportuno incremento, o decremento, dello sforzo normale statico per i pilastri di bordo, quale ad esempio $\pm 0.2 N_o$.

Se la struttura presenta elementi fragili la determinazione di λ diventa più complessa in quanto la domanda dipende dalla possibilità che l'elemento duttile adiacente per una azione sismica λ volte maggiore della PGA unitaria sia o meno entrato in campo plastico. Inoltre la capacità dell'elemento fragile dipende dallo sforzo normale sismico, a sua volta funzione di λ . In particolare si potrà avere:

$$C_F(N_o + \lambda N_{s,PGA1}) > \lambda D_{D,PGA1} \quad \text{se } \lambda D_{D,PGA1} < C_D(\lambda)$$

$$C_F(N_0 + \lambda N_{s,PGA1}) > f(C_{D,PGA1}(\lambda)) \text{ se } \lambda D_{D,PGA1} > C_D(\lambda)$$

Avendo indicato con C_F la capacità dell'elemento fragile, C_D la capacità dell'elemento duttile, $D_{D,PGA1}$ la domanda dell'elemento duttile per PGA unitaria, con f la funzione di equilibrio che trasmette le azioni dall'elemento duttile a quello fragile. Una semplificazione si può ottenere considerando costante lo sforzo normale, assumendolo pari a quello statico oppure a quello statico opportunamente incrementato nel caso di pilastri di bordo. In questo caso la capacità non dipende più da λ e quindi:

$$\begin{aligned} C_F > \lambda D_{D,PGA1} & \quad \text{se } \lambda D_{D,PGA1} < C_D \\ C_F > f(\lambda C_{D,PGA1}) & \quad \text{se } \lambda D_{D,PGA1} > C_D \end{aligned}$$

In generale la funzione f è lineare ed è quindi possibile determinare agevolmente λ . Tuttavia la forma di f dipende dalla geometria in questione e non è quindi possibile fornirne una espressione univoca.

Tenendo conto della possibile presenza di elementi fragili e duttili, il valore di λ da mantenere sarà pari al minore fra i λ valutati considerando i soli elementi duttili ed i λ valutati considerando i soli elementi fragili.

Il valore di λ così determinato rappresenta la PGA di raggiungimento dello SL di DS, PGA_{DS}

Dopo aver determinato PGA_{DS} che porta al raggiungimento dello SL di DS è necessario effettuare i controlli di accettazione del metodo, come descritti al paragrafo precedente, per uno spettro elastico ancorato a PGA_{DS} . Se il controllo è positivo, PGA_{DS} può ritenersi quella che porta al raggiungimento dello SL di DS, se in controllo non è positivo, il metodo non è idoneo alla valutazione di PGA_{DS} ed è necessario utilizzare un altro metodo di analisi.

L'approccio presentato, contrariamente al calcolo di PGA_{DL} , richiede un apposito post-processore, in particolare nel caso in cui siano presenti elementi fragili e/o non si voglia semplificare la capacità dei pilastri di bordo.

In alternativa al metodo descritto è possibile effettuare iterativamente un processo di verifica, incrementando da zero la PGA dello spettro elastico, effettuando ad ogni incremento un controllo di accettazione e, se positivo, valutando o meno il raggiungimento delle condizioni di SL di DS. PGA_{DS} sarà quella PGA per la quale il controllo di accettazione del metodo è positivo e per la quale, con un ulteriore incremento di PGA, non viene soddisfatto lo SL di DS. La precisione del metodo dipende dall'incremento attribuito a PGA. Una buona precisione si ottiene incrementando di PGA di 0.005. Una riduzione dei tempi di calcolo si ottiene determinando la PGA successiva con processi di bisezione.

Visto il possibile esito negativo del controllo di accettazione, si consiglia di utilizzare il metodo per strutture regolari ed, inoltre, nei seguenti casi:

- Approccio di calcolo con PGA unitaria, se si dispone di un post-processore apposito oppure, in mancanza di un apposito post processore, solo se la struttura presenta esclusivamente elementi duttili, cosa non usualmente verificata per la presenza di nodi non confinati.
- Approccio incrementale con un post-processore di verifica

7.4 Analisi statica non lineare

E' il metodo di analisi che è possibile applicare quando la struttura non soddisfa alle condizioni di applicabilità dei metodi lineari.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare inizialmente all'edificio i carichi gravitazionali e successivamente un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengono scalate proporzionalmente in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Si utilizzeranno due distribuzioni di forze distinte, la prima proporzionale alle masse di piano, la seconda proporzionale al prodotto delle masse di piano per la deformata del primo modo di vibrare. Ognuna delle due distribuzioni di forze verrà considerata agire separatamente in due direzioni, perpendicolari, dell'opera da verificare.

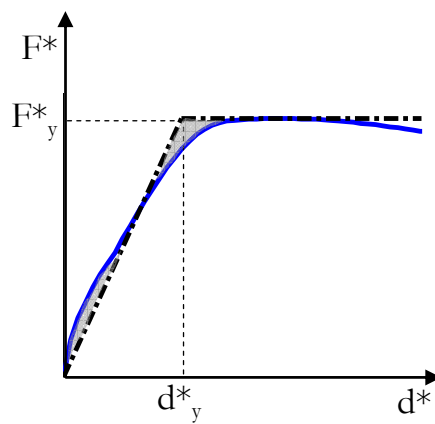
In verifica il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate ("taglio alla base", F) e lo spostamento, d , di un "punto di controllo", usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo piano;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti.

Per la determinazione della PGA che provoca il superamento di un prefissato stato limite le operazioni da effettuare sono invece le seguenti:

1. Determinare la curva di push-over, Taglio alla base-spostamento in sommità, per una prefissata direzione di spinta e per una data distribuzione di forze lungo l'altezza. La distribuzione di forze sarà proporzionale alle masse oppure proporzionale al prodotto delle masse per la deformata del primo modo di vibrare.
2. Determinare sulla curva di push-over il punto corrispondente al raggiungimento di un determinato SL. Questo punto sarà caratterizzato da una coppia di valori (F_{SL} , d_{SL}). In genere il programma di calcolo utilizzato fornirà il punto della curva che rappresenta il raggiungimento dello stato limite prefissato,
3. Trasformare la curva di push-over del sistema a molti gradi di libertà in una curva forza spostamento di un sistema ad un grado di libertà. Questo si ottiene dividendo forze e spostamenti per il coefficiente di partecipazione modale Γ , che dipende dalla forma modale assunta lungo l'altezza dell'edificio ($F^*=F/\Gamma$, $d^*=d/\Gamma$). Il coefficiente di partecipazione modale ha espressione $\Gamma = \sum_i m_i \Phi_i / \sum_i m_i \Phi_i^2$, usualmente normalizzato in maniera da risultare unitario in sommità. Alla distribuzione di forze proporzionale alle masse si associa un modo di vibrare uniforme in altezza, cosicché Γ vale sempre 1, qualunque sia il numero di piani, e la risposta del sistema MDOF è la stessa del sistema equivalente SDOF. Alla distribuzione di forze proporzionale al prodotto delle masse per la deformata del primo di vibrare si associa il modo di vibrare prescelto per la determinazione della distribuzione di forze. In molti casi è possibile considerare le masse costanti ai vari piani e Φ lineare in altezza. In questo caso detta h_i l'altezza sulla fondazione del generico piano i , si ha $\Gamma = N \sum_i h_i / \sum_i h_i^2$, in cui le sommatorie sono estese da 1 al numero di piani N dell'edificio. Assumendo, inoltre, costanti e pari ad S le altezze di interpiano, posto $h_i = iS$ con i numero del piano, il coefficiente di partecipazione assume l'espressione semplificata di $\Gamma = N \sum_i i / \sum_i i^2$, che risulta essere pari a $\Gamma = 3N / (2N+1)$. Per edifici con un solo livello $\Gamma=1$, per edifici con un numero di piani molto elevato $\Gamma=1.50$. Ove non fosse possibile adottare l'ipotesi di modo lineare in altezza, masse costanti e interpiano costante, sarà necessario calcolare Γ secondo l'espressione esatta.

4. Trasformare il punto corrispondente al raggiungimento di un determinato stato limite nella curva MDOF nel corrispettivo punto nella curva SDOF ($d_{SL}^* = d_{SL}/\Gamma$).
5. Calcolare il periodo del sistema equivalente SDOF, $T^* = 2\pi(M^*/K^*)^{0.5}$. La massa modale M^* vale $M^* = \sum_i m_i \Phi_i^2$ e quindi $M^* = M$, massa totale, nel caso di modo uniforme per edifici con qualsiasi numero di piani o nel caso di modo lineare per edifici ad un solo piano, e $M^* = [(N+1)/(2N)]M$ nel caso di modo lineare, masse costanti ed interpiano costante. In questo ultimo caso per edifici con numero di piani elevato, $M^* = M/2$. La rigidezza del sistema equivalente si ricava invece da una equivalenza energetica tra la curva di pushover del sistema SDOF ed una curva elasto-plastica con uguale capacità massima (vedi figura). In particolare si avrà $K^* = F_y^*/d_y^*$ con $F_y^* = \max(F^*)$ e d_y^* ottenuto dalla relazione $\frac{1}{2}F_y^*d_y^* + F_y^*(d_p^* - d_y^*) = \int_0^{d_p^*} F^*(d^*) dd^*$ con l'integrale esteso tra 0 e d_p^* , spostamento in corrispondenza di $\max(F^*)$. L'integrale può essere valutato come $\sum_i (F_{i+1}^* + F_i^*)(d_{i+1}^* - d_i^*)$ dove la sommatoria è estesa fino al punto i , tale per cui $F_{i+1}^* = \max(F^*)$



6. Calcolare la PGA che provoca sul sistema equivalente uno spostamento pari a d_{SL}^* . Se $T^* \geq T_C$, (T_C dipende dalla stratigrafia di sito) lo spostamento di un sistema lineare è uguale a quello di un sistema non lineare di uguale periodo, per cui $S_d(T^*) = d_{SL}^*$, con $S_d(T^*)$ spostamento spettrale in corrispondenza del periodo equivalente T^* . Poiché tra accelerazione e spostamento spettrale vale la relazione $S_a = \omega^2 S_d$, l'accelerazione spettrale che provoca il raggiungimento del prefissato stato limite è data da $S_{aSL}(T^*) = (2\pi/T^*)^2 S_d(T^*) = (2\pi/T^*)^2 d_{SL}^*$. A questo punto, a secondo del valore di T^* , si inverte l'appropriata espressione dello spettro di risposta elastico (punto 3.2.3 dell'Ordinanza 3274 e smi dove l'accelerazione spettrale è indicata come S_e), comprensivo del fattore di suolo, topografico e del coefficiente di importanza, ricavando PGA in funzione di $S_{aSL}(T^*)$ e T^* . LA PGA così determinata rappresenta PGA_{SL} , cioè la PGA che provoca il raggiungimento dello stato limite prescelto. Se invece $T^* < T_C$, la risposta del sistema non lineare è maggiore di quella di un sistema lineare di uguale periodo, $d_{NL}^* = d_{EL}^*/q[1+(q-1)T_C/T^*]$, da cui essendo S_d riferibile al sistema lineare e d_{SL}^* al sistema non lineare si ha $S_d(T^*) = d_{SL}^* q/[1+(q-1)T_C/T^*]$. Il valore di q dipende dal rapporto tra la forza di risposta elastica $M^* S_a(T^*)$ e la capacità della struttura F_y^* , $q = M^* S_a(T^*)/F_y^*$ con $S_a(T^*)$ ancora accelerazione spettrale elastica in corrispondenza del periodo T^* . Essendo sempre $S_a = \omega^2 S_d$, l'accelerazione spettrale elastica, corrispondente al raggiungimento del prefissato stato limite, si ottiene sviluppando la seguente relazione $S_{aSL}(T^*) = (2\pi/T^*)^2 S_d(T^*) = (2\pi/T^*)^2 d_{SL}^* (M^* S_{aSL}(T^*)/F_y^*)/[1+(M^* S_{aSL}(T^*)/F_y^*-1)T_C/T^*]$, da cui si ricava $S_{aSL}(T^*) = \{[(2\pi/T^*)^2 d_{SL}^* M^*/F_y^*-1](T^*/T_C) + 1\} F_y^*/M^*$. Ottenuta S_{aSL} per determinare PGA_{SL} si procede come nel caso precedente
7. Nel caso specifiche analisi di sito forniscano uno spettro di accelerazione elastico diverso da quello di norma, non risultano definite le espressioni analitiche dello spettro, né risulta definito T_C . In questo caso è necessario fare una ragionevole

assunzione sul valore di T_C , periodo in corrispondenza del quale lo spettro cala dopo aver raggiunto il massimo. Successivamente la PGS_{SL} può essere ottenuta, determinando inizialmente il sistema bilineare equivalente e determinando iterativamente il punto di funzionamento (spostamento) del sistema per lo spettro dato e con le regole descritte in precedenza. Se lo spostamento ottenuto è maggiore di d_{SL}^* , si ripete l'operazione riducendo la PGA di ancoraggio dello spettro, se è minore la si aumenta, finché non si raggiunge nel sistema equivalente, con un prefissato scarto, uno spostamento pari a d_{SL}^* . La PGA di ancoraggio dello spettro ottenuta rappresenta la PGA_{SL} che porta al raggiungimento dello stato limite prescelto.

8. Si ripetono tutte le operazioni descritte per due diverse direzioni di spinta ortogonali e per le due diverse distribuzioni di forze, assumendo come PGA che provoca il raggiungimento dello stato limite prescelto la minore tra le PGA trovate.

La definizione del modello bilineare equivalente è riportata nella sezione relativa agli edifici in muratura.

7.5 Analisi dinamica non lineare

La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 3.2.7 della norma.

La determinazione della risposta strutturale è svolta considerando per ogni gruppo (par. 4.5.5 All. 2 OPCM) due accelerogrammi orizzontali conformi a quanto specificato in 3.2.7, agenti contemporaneamente nelle due direzioni orizzontali (punto 4.6 All. 2 OPCM).

Il modello utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi. Ulteriori aspetti di approfondimento sono la selezione degli accelerogrammi e la strategia di integrazione nel tempo.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento al massimo ai valori più sfavorevoli.

Il fattore d'importanza di cui ai punti 2.5 e 4.7 della norma dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.

Si effettueranno analisi non lineari incrementando l'intensità degli accelerogrammi e si determinerà per ogni accelerogramma la domanda sulla struttura. Nel caso di gruppi di accelerogrammi inferiori a 7 la domanda sarà la massima riscontrata tra i gruppi di accelerogrammi, nel caso i gruppi siano almeno 7, la domanda sarà la media riscontrata.

Per l'elevato tempo uomo e tempo macchina richiesto e per l'elevata specificità del metodo di analisi se ne sconsiglia l'uso per queste verifiche.

7.6 Semplificazioni per edifici di modesta cubatura

Per edifici il cui costo della verifica non supera i **4000** Euro e comunque con un numero di piani non superiore a 4, è consentita l'analisi lineare anche nel caso di edifici moderatamente irregolari, adottando correttivi cautelativi, ad esempio, sull'eccentricità o sul coefficiente di partecipazione.

In alternativa è possibile utilizzare modelli di calcolo approssimati, quali quelli che considerano solo alcuni meccanismi di danno (ad esempio il solo meccanismo di piano dei pilastri), quando sia possibile dimostrare, anche in via semplificata, che i meccanismi

non considerati sono ininfluenti ai fini della valutazione (*si cita solo ad esempio il programma VM disponibile, insieme alle ipotesi di calcolo, sul sito www.reluis.unina.it, ma si lascia al Professionista la piena autonomia di poter utilizzare il software che ritiene più idoneo all'obiettivo da raggiungere*).

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali ed i dettagli costruttivi è consentito derogare dai minimi quantitativi di indagini previsti dalle norme, quando sia possibile raggiungere la convinzione che sono stati appropriatamente considerati gli aspetti che influenzano significativamente la determinazione del livello di adeguatezza. Ad esempio possono essere assunti dettagli costruttivi ragionevoli e documentabili, comprovati da limitate verifiche dirette a campione, anche con tecniche non distruttive. Quanto sopra è ancor più giustificato nel caso in cui siano chiaramente identificati alcuni elementi primari che condizionano la capacità, mentre gli altri sono sostanzialmente ininfluenti. In tal caso le indagini possono essere limitate ai primi.

Sono esclusi da questa semplificazione tutti gli edifici scolastici di qualunque volumetria o elevazione in altezza.

7.7 Verifica delle fondazioni

7.7.1 Strutture di fondazione

Le strutture di fondazione possono essere incluse esplicitamente nel modello di calcolo della struttura oppure possono essere considerate separatamente. In entrambi i casi le verifiche delle strutture di fondazione saranno effettuate con gli stessi criteri utilizzati per la verifica degli elementi in elevazione.

Se il modello di calcolo è limitato alla porzione della struttura in elevazione, le sollecitazioni agenti sulla fondazione si desumono dalle reazioni vincolari di questo ultimo. Esse saranno applicate a modelli parziali, anche semplificati, delle sole fondazioni, al fine di determinare lo stato di sollecitazione e deformazione.

Se si effettua un'analisi statica lineare con spettro elastico, le strutture di fondazione possono non essere considerate ai fini del controllo delle condizioni di ammissibilità del metodo (6.3.1), mentre sono da considerare per la determinazione delle accelerazioni corrispondenti ai diversi stati limite (6.3.2).

7.7.2 Capacità portante del terreno

Nelle verifiche di capacità portante dei terreni di fondazione si adotteranno modelli di comprovata affidabilità quali, ad esempio, quelli di cui alle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14.9.2005), EC8-Parte 5 o Linee Guida AGI del 2005.

Limitatamente alle strutture di dimensioni e caratteristiche correnti, eretti su suoli di fondazione di tipo A, B e C, le verifiche potranno essere effettuate anche confrontando le sollecitazioni trasmesse al terreno con la capacità limite di questo ultimo determinata assumendo i valori nominali dei parametri di resistenza del terreno ed utilizzando un coefficiente di sicurezza globale pari a 2.0 per le fondazioni superficiali e ad 1.7 per le fondazioni su pali. Il predetto coefficiente 1.7 si applica globalmente al modello del blocco rigido equivalente alla palificata.

Le verifiche del terreno andranno condotte per il solo stato limite di DS. Le verifiche di capacità portante si effettueranno considerando le sollecitazioni totali sul terreno corrispondenti alla PGA_{DS} determinata con l'analisi della struttura (elevazione più fondazione). Se la verifica è soddisfatta, allora la capacità dell'opera è determinata dalla

struttura e il valore di PGA_{DS} da considerare per stabilire il livello di adeguatezza è quello che deriva dall'analisi strutturale.

Se la verifica di capacità portante non è soddisfatta, occorre determinare il valore limite di accelerazione per il quale si raggiunge il limite di capacità portante nel terreno.

Se l'analisi strutturale è stata condotta con metodi lineari tale stima potrà essere effettuata per proporzione, a partire da uno stato iniziale corrispondente ai soli carichi verticali.

Se invece l'analisi strutturale adottata è di tipo non lineare, l'analisi strutturale andrà ripetuta per diversi livelli di azione sismica, fino al raggiungimento della condizione per cui la capacità portante del terreno uguaglia la sollecitazione trasmessa dalla struttura. L'accelerazione corrispondente a tale condizione sarà la PGA_{DS} del sistema terreno-struttura da considerare per la valutazione del livello di adeguatezza dell'opera.

Nel caso si sia condotta sulla struttura di elevazione una analisi lineare, statica o dinamica, con spettro elastico, le azioni sul terreno di fondazione andranno opportunamente ridotte rispetto a quelle derivanti dall'analisi, in relazione al numero ed estensione delle zone plasticizzate ($\rho > 1$) ed alla presenza, o meno, di meccanismi fragili.

8. INDICAZIONI PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO O ADEGUAMENTO SISMICO

Limitatamente a quelle opere per le quali è stato finanziato un intervento di miglioramento o adeguamento sismico, andrà redatto un progetto dell'intervento.

Il progetto dovrà contenere sia la valutazione del livello di sicurezza dell'opera nella situazione attuale sia la valutazione del livello di sicurezza che sarà raggiunto con gli interventi previsti.

La normativa tecnica a cui far riferimento sia per la valutazione dell'esistente sia per il progetto dell'intervento è quella relativa all'OPCM 3274/03 e s.m.i.

L'intervento progettato dovrà tener conto del comportamento di tutta l'opera, essere realizzato nelle sue varie parti e garantire che l'opera, a conclusione dei lavori, sia sicura, funzionale e fruibile.

E' richiesto un intervento tale da raggiungere almeno un livello minimo di sicurezza pari al 65% di quello relativo ad una opera simile nuova e realizzata secondo la buona norma.

In mancanza di più specifiche determinazioni, il livello di sicurezza minimo si considera raggiunto applicando all'opera azioni pari al 65% di quelle relative ad un opera nuova.

Al fine di assicurare il raggiungimento di quanto sopra definito, in relazione anche al finanziamento disponibile, prima della stesura del progetto definitivo il Professionista incaricato e il Beneficiario dovranno confrontare con la Regione quanto predisposto, al fine di valutare il tipo di intervento ed il possibile raggiungimento del livello di sicurezza minimo.

9. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

La Regione all'atto della presentazione del Programma delle Verifiche tecniche e degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico ha previsto un incremento del 20% per le indagini, rispetto al Costo delle verifiche e degli interventi. Nelle indagini sono comprese anche quelle geologiche e geotecniche sui terreni.

Al fine di raggiungere l'obiettivo minimo che valuti, per l'opera da verificare, i livelli di accelerazione al suolo corrispondenti al raggiungimento dei differenti stati limite ed i loro rapporti con le accelerazioni di riferimento è necessario individuare le situazioni geologiche e geotecniche a contorno dell'area di sedime dell'opera nelle loro situazioni attuali e nel loro stato evolutivo.

Risulta, quindi, determinante ai fini della comprensione del sito e della verifica sismica dell'edificio una corretta e completa ricostruzione del modello geologico all'interno del quale inserire la struttura in oggetto. Tale modello, per conseguire lo scopo prefissato, deve attingere a competenze professionali specifiche, comprovate da adeguato curriculum, tipicamente afferenti alle discipline delle Scienze della Terra.

Per questo motivo su tutti gli edifici finanziati nel Programma di verifiche tecniche della Regione Lazio, devono essere effettuate indagini specialistiche sulle strutture e sui terreni di fondazione per raggiungere i livelli di conoscenza previsti.

Si sensibilizzano i Beneficiari, nella loro autonomia e nel rispetto delle normative, ed il Professionista delle Strutture, nella sua coscienza professionale, di avvalersi del Geologo al fine di raggiungere il livello di conoscenza previsto, a beneficio del *comune interesse per il bene pubblico e per l'incolumità delle persone*.

Altresì si sensibilizzano i Professionisti Geologi, laddove intervengano, nel saper effettivamente calibrare "*socialmente a beneficio del bene pubblico*" il costo della propria prestazione insieme con l'Amministrazione ed il Professionista delle Strutture. Infatti le indagini per la definizione del modello geologico e geotecnico vanno commisurate, con scienza e coscienza professionale del Geologo, all'importanza dell'opera, alle informazioni geologiche e geotecniche, oggettivamente già in possesso del Beneficiario, ed al relativo quadro economico del costo della verifica.

I modelli geologico e geotecnico dovranno ricostruire i caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e geotecnici dell'area di sedime. Essi dovranno essere sviluppati in modo da costituire utile elemento quantitativo, e non solo qualitativo, di riferimento per il Professionista delle strutture.

9.1 Indagini geologiche e/o geotecniche: opzioni per la raccolta dei dati

Le indagini geologiche e geotecniche dovranno rispondere all'esigenza di ricostruire il modello geologico del sottosuolo interessato dalla struttura in verifica e di caratterizzare le proprietà fisico meccaniche dei terreni di fondazione da utilizzare nelle verifiche sismiche.

Nell'ambito delle indagini è possibile ottenere dati dalle seguenti **tre** opzioni:

1. La prestazione del Geologo è **obbligatoria** nel caso in cui non esistano studi e/o indagini (geologiche e/o geotecniche) specifici e puntuali eseguiti per l'edificio in verifica, o quando, Pur esistendo studi e/o indagini (geologiche e/o geotecniche) specifiche e puntuali eseguite per l'edificio in verifica, questi oggettivamente (per vetustà, per carenza anche parziale di dati o per loro incongruenza) non permettano al Professionista incaricato per le verifiche di avere una rappresentazione chiara ed esaustiva della situazione geologico/geotecnica. La valutazione oggettiva è di competenza del Beneficiario, la cui sensibilità viene richiamata ai fini della sicurezza e incolumità dei cittadini. Per questa opzione la prestazione obbligatoria del Geologo

(comprensiva delle indagini) è da ritenere oggettivamente come “**prestazione quantitativa**”.

2. Se si è in presenza di studi ed indagini pregresse eseguite in aree contigue, il Beneficiario valuta sotto la propria responsabilità l'omogeneità e la qualità geologica e geotecnica dei dati disponibili e, sentito il Professionista delle strutture incaricato, dovrà decidere se far **intervenire** il Geologo oppure permettere al Professionista delle strutture di avvalersi di questi studi. In questo caso non potranno essere affrontate ulteriori spese di carattere geologico/geotecniche senza però avvalersi del Geologo.
3. Se si è in presenza di studi ed indagini pregresse eseguite specificatamente per l'opera in verifica, che descrivano e ricostruiscano chiaramente il modello geologico e la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione, il Beneficiario permetterà, sotto la propria responsabilità, al Professionista delle strutture di **avvalersi** direttamente, sotto la propria responsabilità, di questi studi. Il Professionista delle Strutture assumerà la responsabilità tecnica dei dati geologici e geotecnica utilizzati. Anche in questo caso, come al precedente punto 2, non potranno essere affrontate ulteriori spese di carattere geologico/geotecniche senza però avvalersi del Geologo.

Il Geologo, investito da incarico professionale, dovrà redigere una relazione che sarà parte integrante della Verifica Tecnica e compilare la Scheda di sintesi nei paragrafi di propria competenza (*paragrafi 5, 6, 10, 19 e 20*).

Laddove il Geologo non fosse chiamato per l'incarico professionale (*cfr precedenti punti 2 e 3*), il Beneficiario, nella persona del Sindaco, dovrà allegare alla Scheda di Sintesi una sua asseverazione di responsabilità riguardante la veridicità e la qualità dei dati geologici/geotecnica utilizzati. Senza tale asseverazione il processo di Verifica non verrà ritenuto concluso.

Ricordando che per tutte le verifiche tecniche è stato previsto un ulteriore incremento del 20% per le indagini, resta inteso che, essendo la ricostruzione del modello geologico e delle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione fondamentale ed importante per ogni singola verifica, il Professionista Geologo, eventualmente incaricato, dovrà commisurare la propria prestazione alla risorsa economica disponibile, ottimizzando il proprio intervento professionale. Il Beneficiario dovrà, dal canto suo, renderlo espressamente edotto all'atto del conferimento dell'incarico professionale.

9.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica

La caratterizzazione geologica del sito consiste nella comprensione e descrizione dei seguenti aspetti relativi al sito in esame, al fine di definire il modello geologico:

- *assetto geologico, ricostruzione stratigrafica, caratteristiche sismiche, assetto idrogeologico (con particolare riferimento alla vulnerabilità), caratteri geomorfologici, caratteri geostrutturali.*

I parametri geologici in senso lato devono essere desunti secondo le opzioni previste nel paragrafo precedente.

L'ampiezza dei rilevamenti dovrà permettere di valutare in maniera oggettiva, e compatibilmente con risorse disponibili, lo stato di fatto della situazione geologica al contorno e la sua eventuale evoluzione che possa presagire fenomeni di instabilità in caso di evento sismico.

Geologicamente dovranno essere valutate le condizioni che possono provocare effetti di amplificazione in caso di evento sismico.

È importante valutare la situazione stratigrafica del sito al fine di riconoscere eventuali e possibili livelli passibili di fenomeni di liquefazione. Tale valutazione è necessaria al fine di

poter indirizzare le indagini geotecniche in modo mirato. In relazione ed in scheda di Sintesi dovrà essere indicata tale possibilità.

E' fatto obbligo comunque di tenere in considerazione per la verifica tecnica e di indicare nella Scheda di Sintesi i seguenti parametri geologici dell'area su cui insiste l'opera da verificare:

- **Dati Geologici/Geomorfologici** (*litologia, presenza di limiti tettonici o di cambiamento litologico, fenomeni erosivi e di instabilità in atto e loro grado, presenza di cresta o dirupo, acclività del pendio, fenomeni erosivi e di instabilità in atto e loro grado*),
- **Dati Idrogeologici** (*vicinanza a corsi di acqua, presenza di falda entro i 3m dal p.c.*),
- **Dati Sismici** (*zona sismica di riferimento, Valore di ancoraggio orizzontale del suolo, presenza di studi di microzonazione sismica etc., Velocità media onde di taglio V_{s30}*),
- **Dati di Vulnerabilità geologica** (*area perimetrata ai sensi del DL 180/98 o in altre perimetrazioni specifiche di tipo nazionale o regionale*).

9.3 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica consiste nella individuazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno, necessarie alla definizione del modello geotecnico ed alla valutazione della sicurezza del sistema opera-terreno.

I parametri fisici e meccanici da attribuire ai terreni devono essere desunti secondo le opzioni previste nel precedente paragrafo 8.1. Nel caso in cui vengano effettuate apposite indagini i parametri fisici e meccanici saranno desunti da prove eseguite in laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e/o attraverso l'elaborazione dei risultati di prove e misure in sito.

L'ubicazione delle indagini richiederà particolare cura in presenza di manufatti particolarmente sensibili ai cedimenti del terreno di fondazione, a fenomeni di liquefazione e/o a terreni che possono determinare fenomeni di amplificazione di sito in caso di evento sismico.

Il rischio di liquefazione deve essere valutato per i terreni suscettibili di tale comportamento. Per il calcolo del potenziale di liquefazione si deve fare riferimento ai risultati di prove in sito, utilizzando procedure condivise in letteratura.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulla capacità portante o sulla stabilità delle fondazioni, dovrà essere ben evidenziato in relazione e indicato nella Scheda di sintesi tecnica.

La valutazione dell'oggettivo grado di conoscenza e di affidabilità dei dati pregressi in possesso del Beneficiario porterà a programmare le eventuali indagini per sopperire alla mancanza di dati oggettivi e quantitativi.

Dal punto di vista geotecnico si dovranno indicare i seguenti parametri del terreno di fondazione dell'opera da verificare: **Angolo di attrito interno ϕ** , **Coesione efficace c** , **Resistenza non drenata c_u** , **Peso dell'unità di volume γ** . In presenza di possibili terreni liquefacibili, oltre a quelli precedentemente indicati, dovranno essere riportati la **Densità Relativa** ed il **numero di colpi NSPT** (per *Standard Penetration Test* o *Cone Penetration Test*)

9.4 Indicazione della categoria del suolo di fondazione

Il Geologo e/o il Professionista incaricato della Verifica, in riferimento a quanto indicato nel Cap. 5 e definito nel dettaglio nel paragrafo 9.1, una volta raccolti tutti i dati geologici e

geotecnici dovrà indicare chiaramente in quale categoria di suolo di fondazione si attesta l'opera in verifica, secondo quanto disposto dal paragrafo 3.2.1. del DM. Infrastrutture 14.09.2005.

L'obiettivo è eseguire la verifica nel modo più idoneo al fine di ottenere il livello di rischio dell'opera associato alla effettiva situazione geologico/geotecnica.