



REGIONE CAMPANIA
Area Generale di Coordinamento LL.PP.
Settore Geologico Regionale

**LINEE GUIDA FINALIZZATE ALLA MITIGAZIONE
DEL RISCHIO SISMICO**

**Verifica strutturale degli edifici in cemento
armato in attuazione dell'O.P.C.M. 3274/03**

Documento redatto da: Commissione Tecnico Scientifica
L. Cascini, E. Cosenza, P. Gasparini,
B. Palazzo, A. Rapolla, F. Vinale

Il Dirigente del
Settore Geologico Regionale
Ing. Luigi A. M. Cicalese

Il Coordinatore
dell'A.G.C. LL.PP.
Dott. Italo Abate

INTRODUZIONE

Tra le competenze del Settore Geologico Regionale rientra la redazione di Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche ed il patrimonio edilizio pubblico e privato presente nel territorio regionale.

L'esigenza di predisporre tali Linee guida scaturisce dall'obiettivo, che la Regione Campania si è posta nel 2003, di programmare e attuare interventi che mirano alla salvaguardia, al recupero e/o all'adeguamento sismico di detto patrimonio, da realizzarsi attraverso:

- la verifica sistematica delle condizioni strutturali del patrimonio edilizio e infrastrutturale
- l'analisi e la caratterizzazione geologica in prospettiva sismica del territorio campano.

A tal fine, la Giunta Regionale della Campania, con deliberazioni n. 335 del 31/01/2003 e n. 2322 del 18/07/2003 (quest'ultima necessaria per dare attuazione alle disposizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003) ha approvato la "Procedura tecnico-amministrativa per la verifica strutturale del patrimonio pubblico e l'analisi geologica in prospettiva sismica del territorio campano".

Con la delibera n. 2322 è stato costituito un tavolo di lavoro interdisciplinare coordinato dal dirigente del Settore Geologico Regionale con la partecipazione dei Settori Regionali "Geotecnica, Geotermia e Difesa del Suolo", "Interventi di Protezione Civile sul Territorio", "Urbanistica" e "Provinciale del Genio Civile di Napoli" ed è stata confermata la costituzione della Commissione tecnico-scientifica, già operata con la delibera n. 335.

Infine, con Decreto del Presidente della Giunta Regionale della Campania n. 770 del 13/11/2003 è stata emanata la suddetta procedura tecnico-amministrativa e costituita la Commissione tecnico-scientifica, composta dai Professori Universitari Leonardo Cascini, Edoardo Cosenza, Paolo Gasparini, Bruno Palazzo, Antonio Rapolla e Filippo Vinale.

La Commissione, tenendo conto delle norme tecniche vigenti e delle conoscenze tecnico-scientifiche più recenti, ha elaborato le seguenti Linee guida:

- **Linee guida finalizzate alla definizione delle indagini ed analisi geologiche, geofisiche e geotecniche**
- **Linee guida finalizzate alla verifica strutturale degli edifici in cemento armato in attuazione dell'O.P.C.M. 3274/2003.**

Le prime si prestano a un duplice uso: alla scala della singola opera, esse illustrano i procedimenti (good practice) utilizzabili per l'analisi del comportamento del sistema struttura-terreno di fondazione sotto le azioni prodotte da un evento sismico; alla scala

territoriale, invece, espongono i procedimenti “di buona pratica” con cui tenere conto degli effetti che le condizioni locali di sito inducono sul moto sismico.

Tali Linee guida potranno risultare utili, pertanto, sia ai geologi ed agli ingegneri geotecnici coinvolti, a vario titolo, nelle verifiche tecniche e nelle progettazioni sui singoli manufatti, sia ai geologi incaricati di svolgere le attività finalizzate alla microzonazione sismica.

Le Linee guida indicate al secondo punto si rivolgono agli ingegneri ed agli architetti chiamati ad effettuare le verifiche tecniche strutturali degli edifici costruiti in cemento armato, nonché le progettazioni degli interventi di adeguamento sismico, miglioramento o miglioramento controllato.

Esse tracciano un “percorso guidato” nell’applicazione delle norme tecniche contenute nell’allegato 2 dell’O.P.C.M. 3274/2003, che si ritiene potrà essere apprezzato anche in relazione al carattere innovativo delle norme tecniche citate rispetto a quelle previgenti.

Il Dirigente del Settore
Geologico Regionale
Ing. Luigi A. M. Cicalese

Il Coordinatore
dell’A.G.C. LL.PP.
Dott. Italo Abate



RIFERIMENTI NORMATIVI

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03

Delibera Giunta Regione Campania n°2322 del 18/07/2003

Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n° 3685 del 21/10/03

Delibera Regionale n°3573 del 5/12/2003

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 dell'8/07/04

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/05/05

Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 06/06/05

Decreto Ministeriale Infrastrutture e Trasporti del 14/09/05



INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI	2
2.1. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica.....	3
3. IDENTIFICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	7
3.1. Livelli di Conoscenza.....	8
4. ACQUISIZIONE DATI.....	11
4.1. Identificazione organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3 delle norme tecniche allegate all’Ord. 3274/03 e successive modificazioni	11
4.2. Identificazione delle strutture di fondazione.....	13
4.3. Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti	14
4.4. Informazioni su possibili difetti locali dei materiali	16
4.5. Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi.....	17
4.6. Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione q, se applicabile.....	17
4.7. Descrizione della destinazione d’uso attuale e futura dell’edificio con identificazione della categoria di importanza secondo i punti 2.5. e 4.7 delle norme tecniche allegate all’Ord. 3274/03 e successive modificazioni	18
4.8. Rivalutazione dei carichi variabili in funzione della destinazione d’uso	18
4.9. Informazioni sulla natura e l’entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.....	18
4.10. Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1. delle norme tecniche allegate all’Ord. 3274/03 e successive modificazione .	19
5. ANALISI DELLA STRUTTURA.....	22
5.1. Modellazione della struttura.....	22
5.2. Metodi di analisi.....	23
5.3. Metodi di Analisi Lineare	23
5.4. Metodi di Analisi Non Lineare.....	24
5.5. Analisi Statica non Lineare (Analisi Push-Over).....	25
5.6. Procedura per l’Analisi Statica non Lineare descritta nell’Ord. 3274/03 e successive modificazioni	27
6. CRITERI DI VERIFICA	31
6.1. Metodi di verifica.....	33
6.2. Verifica dello Stato Limite di Collasso (SL-CO)	34
6.3. Verifica dello Stato Limite di Danno Severo (SL-DS).....	35



6.4. Verifica dello Stato Limite Limitato (SL-DL)	35
7. CRITERI PER LA SCELTA DELL'INTERVENTO	37
ALLEGATI.....	41
A. PROVE NON DISTRUTTIVE	41
A.1. Indagine Pacometrica	41
A.2. Metodo Sclerometrico	42
A.3. Metodo ad Ultrasuoni	43
A.4. Metodo Sonreb (Sclerometro+Ultrasuoni)– Analisi dei risultati	44
A.5. Misura del potenziale elettrochimico di corrosione delle armature	46
5.6. Prove con Georadar	47
5.7. Prova Ecometrica o Sonica su pali.....	49
B. PROVE DISTRUTTIVE	52
B.1. Carotaggio	52
B.2. Prova di Carbonatazione in situ	54



1. PREMESSA

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/03 ha previsto l'obbligo di procedere alla verifica nei confronti delle azioni sismiche degli:

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

Tali verifiche devono essere eseguite entro cinque anni dall'emanazione dell'Ordinanza stessa e devono riguardare in via prioritaria gli edifici e le opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2.

L'elenco delle tipologie di edifici da verificare è contenuto nel DPCM del 21 ottobre 2003 per quanto attiene quelli di interesse statale, e nella Delibera Regionale del 5 dicembre 2003 n°3573 per quanto attiene quelli di interesse regionale.

Il DPCM 21 ottobre 2003 definisce, inoltre, 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 sommarî sull'opera ed è applicabile in modo sistematico a tutte le tipologie individuate. I livelli 1 e 2 prevedono invece lo svolgimento di verifiche analitiche secondo quanto riportato negli allegati tecnici all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni.

La Giunta Regionale della Campania nella seduta del 31 Gennaio 2003 (deliberazione n°335) ha avviato la "*Procedura Tecnico-Amministrativa per la Verifica Strutturale del Patrimonio Pubblico e l'Analisi Geologica in Prospettiva Sismica del Territorio Campano*", successivamente riapprovata con deliberazione n. 2322 del 18 luglio 2003, con le modifiche e le integrazioni necessarie per l'adeguamento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. In particolare, per effetto di quest'ultima delibera è stata istituita la Commissione Tecnico-Scientifica composta dai Proff. Leonardo Cascini, Edoardo Cosenza, Paolo Gasparini, Bruno Palazzo, Antonio Rampolla e Filippo Vinale.

Il presente documento, redatto nell'ambito dei lavori svolti dalla suddetta commissione, illustra i principi e le modalità per la verifica sismica analitica degli edifici esistenti in cemento armato in accordo a quanto contenuto nell'allegato 2 cap.11 dell'Ordinanza 3274 e successive modificazioni.



2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI

Le strutture esistenti, in quanto tali, sono affette da un **grado di incertezza** differente da quello tipico delle strutture di nuova concezione e quindi necessitano di specifici criteri e procedure di verifica, definiti in funzione del livello di conoscenza delle stesse.

È evidente, infatti, che le metodologie di analisi e verifica previste per gli edifici di nuova concezione, progettati nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e delle prescrizioni minime atte a garantire un comportamento duttile nei confronti degli eventi sismici rari, mal si adattano alle strutture esistenti che, nella maggior parte dei casi, sono state concepite in assenza di specifiche normative antisismiche e per le quali non è possibile in generale stabilire a priori il comportamento in campo post-elastico.

Le strutture esistenti, per di più, riflettono lo stato delle conoscenze e della normativa al tempo della costruzione e possono contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili.

Le tipiche deficienze di tali strutture, spesso realizzate in assenza di norme antisismiche, sono individuabili sia nella carenza di resistenza e duttilità che nella fragilità degli elementi strutturali o dei meccanismi di collasso che si possono realizzare sotto sisma violento. Gli edifici realizzati prima degli anni '80 sono infatti generalmente progettati per soli carichi verticali e, di conseguenza, difficilmente sono dotati di un adeguato sistema di controvento alle azioni orizzontali in entrambe le direzioni principali e, in alcuni casi, possono essere caratterizzati da forti irregolarità in pianta.

Inoltre, gli edifici esistenti possono essere stati soggetti a terremoti o ad altre azioni accidentali, i cui effetti non sono visibilmente manifesti, e/o possono presentare problemi di degrado dei materiali dovuto alla vetustà o alle condizioni ambientali sfavorevoli, a fenomeni di infiltrazione ed umidità, ovvero alla carenza o cattiva manutenzione degli stessi durante la loro vita.

La difficoltà ad *operare* sul costruito consiste pertanto nella “**non conoscenza**” dello stesso e nella difficoltà ad individuare eventuali cause di patologie già per i carichi verticali di servizio. Al fine di non inficiare le valutazioni di sicurezza che si vanno a condurre è quindi di fondamentale importanza il ruolo che gioca l'identificazione della struttura nel suo complesso. Per *identificazione strutturale* si intende la determinazione della struttura



portante in elevazione ed in fondazione, la ricostruzione della geometria degli elementi principali che la compongono, l'individuazione dei dettagli costruttivi e la caratterizzazione meccanica dei materiali in opera. D'altro canto, è evidente che anche le indagini più approfondite non permetteranno mai di conoscere *completamente* una struttura esistente in tutte le sue parti.

Di conseguenza, per tali strutture, come detto, la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono *normalmente* affetti da un grado di incertezza molto diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Per tener conto di tali incertezze le norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni, individuati tre livelli di conoscenza perseguibili (LC1, LC2, LC3), impongono l'impiego nelle verifiche di sicurezza di adeguati **fattori di confidenza** definiti in considerazione del livello di conoscenza raggiunto e quindi della completezza e dell'affidabilità delle informazioni disponibili. È ovvio che tali fattori di confidenza sono tanto più elevati quanto più è basso il livello di conoscenza. A tal proposito si osserva che conviene, in generale, conseguire attraverso indagini in sito un livello di conoscenza sufficientemente elevato in maniera tale da non penalizzare in maniera eccessiva, con l'impiego di fattori di confidenza più onerosi, le verifiche da condurre. Tutto ciò, in termini economici, si traduce in un impegno di spesa maggiore finalizzato all'esecuzione di una più vasta campagna di indagini che consentirà però di ridurre il costo dell'eventuale intervento di adeguamento o miglioramento.

In generale, l'obiettivo di una *valutazione della sicurezza sismica* di una struttura esistente può essere quello di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato nel verso di un minore cimento statico;
- debba essere necessario procedere ad aumentare la capacità portante;
- debba essere necessario procedere a ripristinare la capacità portante preesistente ad un danno;
- debba essere necessario adeguare la sicurezza dell'opera, in tutto o in parte, alle prescrizioni normative vigenti.

2.1. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

L'Ordinanza prevede per l'analisi e la verifica delle strutture esistenti la verifica di tre stati limite in luogo dei due previsti per le strutture di nuova concezione. In particolare,



sono previste la verifica allo Stato Limite di Collasso (SL-CO), quella allo Stato Limite di Danno Severo (SL-DS) e quella allo Stato Limite di Danno Limitato (SL-DL).

Le prestazioni che si intendono accertare con le verifiche allo Stato Limite di Danno Severo e allo Stato Limite di Danno Limitato, come di seguito descritto, sono le duali di quelle previste per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato limite di Danno per gli edifici di nuova progettazione. Inoltre è richiesta la verifica nei confronti dello Stato Limite di Collasso (CO) in quanto si presume che le strutture esistenti non siano state progettate nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e non posseggano adeguata duttilità, per cui non è possibile a priori contare sullo sviluppo di un meccanismo globale di collasso duttile come nel caso delle costruzioni di nuova concezione.

Come detto, nel caso degli edifici esistenti, è necessario condurre le verifiche rispetto ai seguenti stati limite nei confronti delle azioni calcolate dagli spettri di risposta (punto 3.2 Ord. 3274 e successive modificazioni) definiti dalle accelerazioni orizzontali massime come segue:

- **Stato Limite di Collasso (SL-CO)** nei confronti del massimo terremoto atteso caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari a 2% in 50 anni ($T=2475$ anni). L'accelerazione di progetto è pari a quelle di base a_g (corrispondente al periodo di ritorno $T=475$ anni) moltiplicata per 1,5;
- **Stato Limite di Danno Severo (SL-DS)** nei confronti dell'evento raro caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari a 10% in 50 anni ($T=475$ anni). L'accelerazione di progetto è pari a quella di base a_g .
- **Stato Limite di Danno Limitato (SL-DL)** nei confronti dell'evento frequente caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari a 50% in 50 anni ($T=95$ anni). L'accelerazione di progetto è pari a quella di base a_g (corrispondente al periodo di ritorno $T=475$ anni) divisa per 2,5.

Il soddisfacimento di tali verifiche permette che le strutture nei confronti dei suddetti eventi abbiano rispettivamente le seguenti prestazioni:

- **SL-CO:** La struttura è fortemente danneggiata, presenta ridotte caratteristiche di rigidità e resistenza laterale residue ed è appena in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte degli elementi non strutturali è distrutta. L'edificio potrebbe non essere in grado di far fronte ad ulteriori anche modesti risentimenti sismici;



- **SL-DS:** La struttura presenta danni importanti con significative riduzioni di resistenza e rigidezza laterale. Gli elementi non strutturali sono danneggiati ma senza espulsione di tramezzi e tompagnature. La struttura è in grado di sostenere i carichi verticali ma data la presenza di deformazioni residue la riparazione della stessa risulta in genere economicamente non conveniente;
- **SL-DL:** La struttura presenta danni di modesta entità senza significative escursioni in campo plastico. Le capacità resistenti e di rigidezza laterale non sono compromesse. Gli elementi non strutturali presentano fessurazioni diffuse suscettibili di riparazioni di modesto impegno economico. Le deformazioni residue sono trascurabili.

Si osserva che nell'ultima versione delle norme tecniche allegate all'Ordinanza n°3274 (Ord. n°3431 del 3/5/05), la verifica allo Stato Limite di Collasso (SL-CO) può essere eseguita in alternativa alla verifica allo Stato Limite di Danno Severo (SL-DS).

Alle verifiche previste dalla norma, sintetizzate nella tabella che segue, corrispondono limiti sulle deformazioni ovvero sulle resistenze in considerazione del metodo di analisi che si adotta e del comportamento degli elementi strutturali che si considerano, così come descritto successivamente nel capitolo 6:

Stato limite	Stato struttura post-sisma	Accelerazione di verifica	Probabilità di superamento (Periodo di ritorno)
SL-DL	danni di modesta entità	$a_g/2,5$	50% in 50 anni (T = 75 anni)
SL-DS	danni importanti con significative riduzioni di resistenza e rigidezza laterale	a_g	10% in 50 anni (T = 475 anni)
SL-CO	fortemente danneggiata e non in grado di sostenere ulteriori risentimenti sismici	$1,5 a_g$	2% in 50 anni (T = 2475 anni)

Gli interventi previsti, a valle delle verifiche, sono di adeguamento o miglioramento sismico.

L'Ordinanza 3274 e successive modificazioni introduce, inoltre, la possibilità per le Regioni di poter consentire, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive del proprio territorio, per gli interventi di adeguamento, un **miglioramento controllato** della vulnerabilità, riducendo i livelli di protezione sismica fino al 65% del livello previsto per le



nuove costruzioni e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i diversi stati limite, nonché il numero degli stati limite da considerare. Dal punto di vista operativo, ciò corrisponde all'incirca a scalare di una zona l'accelerazione di verifica.

Per i beni culturali tutelati, l'Ordinanza prevede la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, secondo quanto disposto al comma 4), art. 29 del decreto legislativo n°42/2004, "Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio", e di calcolare comunque i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascun stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

Recente è la pubblicazione delle Linee Guida per l'applicazione al patrimonio culturale della normativa tecnica di cui all'Ord. 3274 e successive modificazioni redatte dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri-Dipartimento della Protezione Civile di concerto con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali - Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici.



3. IDENTIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

La valutazione della sicurezza delle strutture esistenti è strettamente correlata al livello di conoscenza raggiunto. Di conseguenza il rilievo delle strutture portanti ossia l'identificazione strutturale rappresenta un passo di fondamentale importanza nel processo di verifica.

La procedura di indagine è costituita da una fase preliminare di rilievo e da un programma dettagliato di campionamento e di prove finalizzato alla ricostruzione dei dettagli costruttivi ed alla caratterizzazione meccanica dei materiali. La fase preliminare, oltre ad individuare la struttura dal punto di vista geometrico, ha lo scopo di verificare l'esistenza di un'eventuale situazione patologica, di descriverne la natura e darne una prima valutazione sommaria per quanto riguarda i possibili effetti sulle prestazioni, sulla vita residua e sulla sicurezza della struttura. Fondamentale in questa fase è la capacità di riconoscere eventuali danni e deficienze statiche che possano prefigurare situazioni di crisi imminente e, quindi, la predisposizione tempestiva di opportuni interventi di rinforzo.

Questa fase dovrebbe essere supportata da informazioni riguardanti la “storia” dell'edificio. In particolare, sono utili i documenti di progetto originali ovvero qualsiasi documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione attraverso cui è possibile risalire al periodo (o ai periodi) di costruzione e che permettono, dunque, di caratterizzare l'edificio attraverso le tecniche costruttive dell'epoca o, per gli edifici più recenti, le normative vigenti all'epoca della costruzione.

Dallo studio dei documenti progettuali originali è possibile inoltre individuare eventuali interventi eseguiti sull'edificio non previsti nel progetto originale, quali ampliamenti, sopraelevazioni e/o variazioni delle destinazioni d'uso che potrebbero aver influito o influire sulla statica dello stesso e quindi sul suo comportamento globale.

L'ispezione dell'edificio e le informazioni preliminari raccolte consentono di programmare il tipo ed il numero di indagini strumentali e di verificare, inoltre, la fattibilità tecnica delle indagini programmate.

Stabiliti la tipologia ed il numero di prove, il piano di campionamento costituisce una fase estremamente delicata, in quanto deve cercare di riflettere al meglio le caratteristiche di variabilità della struttura. La pianificazione delle indagini strumentali è infatti un processo



interattivo nel senso che le ipotesi di lavoro sulle quali si basa la campagna sperimentale possono e devono essere revisionate ed aggiornate man mano che si acquisiscono ulteriori informazioni, sia in relazione alla tipologia di indagine da eseguire, in funzione della *natura* del problema, sia in relazione al numero di saggi da effettuare, in funzione della *dimensione* dello stesso.

3.1. Livelli di Conoscenza

L'acquisizione delle informazioni, condotta in accordo alle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274 e successive modificazioni, prevede tre livelli di approfondimento:

- LC1: *Conoscenza Limitata*
- LC2: *Conoscenza Adeguata*
- LC3: *Conoscenza Accurata*

Gli aspetti su cui è necessario indagare sono:

- *geometria*, caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- *dettagli strutturali*, quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- *materiali*, proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Le procedure dettagliate per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a..

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella tabella seguente.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	Fattori di confidenza 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 e <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

in cui le verifiche limitate, estese ed esaustive sono definite come segue:

	Rilievo dei dettagli costruttivi	Prove sui materiali
<i>Per ogni elemento primario (trave, pilastro)</i>		
Verifiche limitate	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls per 300 mq di piano dell'edificio e 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls per 300 mq di piano dell'edificio e 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls per 300 mq di piano dell'edificio e 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 riportate in tabella hanno valore indicativo e debbono essere adattati ai singoli casi tenendo conto dei seguenti aspetti:

per la determinazione dei dettagli costruttivi:

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale;

Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.



per la caratterizzazione meccanica dei materiali:

Ai fini delle prove sui materiali è consentito 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;

Il numero dei provini potrà essere variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

I fattori di confidenza indicati in tabella servono a un duplice scopo:

- a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- b) per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili. A tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

È evidente che, come detto, per evitare di penalizzare con un fattore di confidenza più alto le verifiche che si vanno a condurre, può convenire puntare su un livello di conoscenza più elevato, tanto in termini di conoscenza dei dettagli costruttivi (maggiore sforzo per valutare l'effettivo stato della costruzione in termini di geometria e di armature), quanto di caratterizzazione meccanica dei materiali (maggiore sforzo per caratterizzare adeguatamente le caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed acciaio).

In altri termini, considerati i valori dei fattori di confidenza, è più probabile che la verifica sismica sia soddisfatta se si persegue un Livello di Conoscenza 3. L'Ordinanza sancisce dunque in modo incontrovertibile che l'investimento economico in conoscenza può spesso essere più conveniente di quello in lavori di adeguamento.

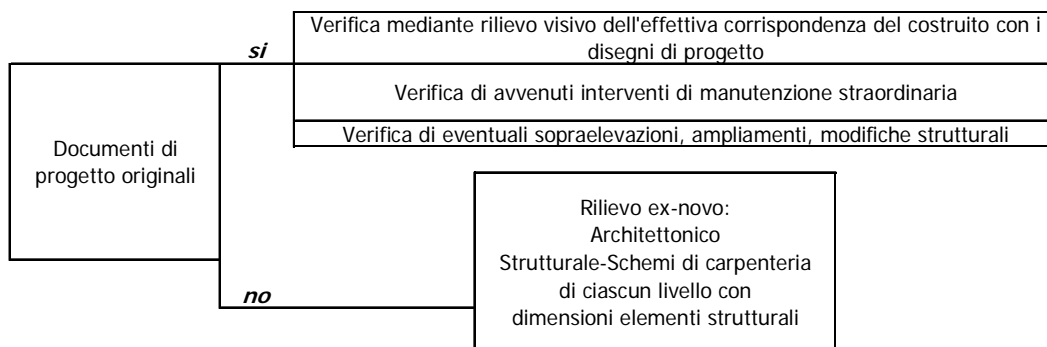


4. ACQUISIZIONE DATI

L'acquisizione dei dati per l'identificazione della struttura e del suolo di fondazione, deve essere condotta in accordo a quanto previsto al punto 11.2.3.2 delle norme tecniche allegata all'Ordinanza 3274 e successive modificazioni.

4.1. Identificazione organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3 delle norme tecniche allegata all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni

L'identificazione dell'organismo strutturale può essere effettuata, in caso di disponibilità dei documenti di progetto originali, attraverso lo studio degli stessi e verificando le eventuali modificazioni intervenute nel tempo. In caso contrario è necessario effettuare un rilievo ex-novo della struttura.



Per l'identificazione della geometria, i dati da raccogliere devono includere i seguenti aspetti:

- identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
- tessitura dei solai;
- dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- larghezza delle ali di travi a T;
- possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.



Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati da raccogliere devono includere i seguenti aspetti:

- a) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- b) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- c) quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- d) lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- e) spessore del copriferro;
- f) lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per l'identificazione dei materiali, i dati da raccogliere devono includere i seguenti aspetti:

- a) resistenza del calcestruzzo;
- b) resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

Particolare attenzione andrà posta sui seguenti aspetti:

- presenza di nuclei, pareti o corpi scala in posizione eccentrica rispetto alla distribuzione delle masse e delle rigidità in pianta;
- presenza di elementi prefabbricati e loro vincolamento;
- presenza di strutture orizzontali spingenti quali volte, capriate, etc.;
- eventuali eccentricità delle masse rispetto alle rigidità dei controventi;
- presenza di pareti al piano interrato con funzioni anche di contenimento del terreno;
- presenza di strutture esterne spingenti;
- aderenza ad altri corpi di fabbrica: solai a quote sfalsate;
solai a quote uguali;
- esistenza di piano soffice (assenza di tamponature perimetrali).

Individuati gli schemi statici delle strutture principali, è necessario controllare il rispetto dei criteri di regolarità secondo quanto previsto al punto 4.3. delle norme tecniche:

Regolarità in pianta

- a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto inferiore a 4;
- c) Eventuali rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;



- d) Solai che possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti a trasferire le azioni alle strutture di controvento.

Regolarità in altezza

- e) Sistemi resistenti verticali (telai e pareti) estesi per tutta l'altezza dell'edificio;
- f) Massa e rigidezza costanti o riduzioni graduali dalla base alla cima (variazioni di massa da un piano all'altro non superiori al 20%, riduzioni di rigidezza minori del 30% e aumenti non superiori del 10% da un piano al sovrastante). Sono considerate regolari strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante in elevazione o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) Rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate in classe duttilità bassa non significativamente diverso per piani diversi (il rapporto tra resistenza effettiva e quella richiesta al generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani;
- h) Restringimenti ai piani superiori minori del 30% rispetto al primo piano e minori del 20% rispetto al piano immediatamente sottostante ad eccezione dell'ultimo livello.

4.2. Identificazione delle strutture di fondazione

In caso di disponibilità dei documenti di progetto originali, dall'esame degli stessi, è possibile identificare la tipologia e la geometria delle strutture di fondazione. Devono essere raccolte le informazioni relative alle caratteristiche geotecniche dei terreni delle aree di sedime, alla stabilità delle stesse, all'eventuale presenza di falda idrica.

Al fine di valutare le reali condizioni di sito, è necessario verificare la presenza di eventuali fenomeni superficiali che potrebbero interessare o aver interessato l'area di sedime della costruzione quali:

- o Frane; Cedimenti del terreno/Sprofondamenti; Crolli; Erosione.

Inoltre, le condizioni di sito devono essere descritte rilevando la presenza e l'eventuale modificazione dei siti che potrebbe essere intervenuta successivamente alla costruzione in relazione a:

- o Pendii, Rilevati, Dirupi, Scarpate, Scavi;



- Cavità;
- Presenza di falde acquifere;
- Opere di sostegno rilevanti;
- Opere strutturali interrato;
- Opere infrastrutturali interrato (condotte, sottoservizi, etc.)
- Spinte di terrapieni.

Nel caso in cui si siano verificate una o più modificazioni nell'interno dell'area di sedime è necessario valutare l'influenza diretta o indiretta di queste sulla costruzione.

In caso di non reperibilità dei documenti originali di progetto devono raccogliersi informazioni sugli edifici circostanti ed effettuare indagini per la determinazione delle strutture di fondazione attraverso prove dirette (ad es. scavi) ovvero indirette (metodo georadar, o ancora, nel caso di fondazioni di tipo indiretto, attraverso prove soniche).

4.3. Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti

In caso di incompletezza o mancata disponibilità dei documenti di progetto originali si perviene all'identificazione delle strutture principali, dei quantitativi di armatura, delle proprietà meccaniche dei materiali per mezzo di prove di tipo diretto ed indiretto. La quantità degli elementi da indagare viene individuata sulla base del livello di conoscenza che si intende perseguire. Per la caratterizzazione dei dettagli costruttivi, oltre alle indagini in situ, è necessario anche effettuare un progetto simulato secondo la pratica dell'epoca della costruzione.

Le zone da indagare sono da individuare prioritariamente in corrispondenza degli elementi strutturali che hanno maggior influenza sulla risposta strutturale, ad esempio pilastri corti, pilastri pilotis, attacco in fondazione dei pilastri, travi di accoppiamento delle pareti, etc..

Si osserva che in genere alcune zone sono difficili da indagare, come l'armatura superiore delle travi, la chiusura delle staffe solitamente posizionata all'estradosso, la presenza di ferri piegati, le lunghezze di sovrapposizione e le armature nei nodi trave-pilastro, a meno di estese demolizioni. Pertanto, sarebbe opportuno, tenendo conto della



pratica dell'epoca della costruzione, limitarsi a saggi campione ed all'uso di tecniche non distruttive.

Per una corretta esecuzione delle indagini distruttive, l'individuazione degli elementi e delle parti di questi oggetto di prova, dovrà essere programmata in considerazione della funzione statica degli elementi strutturali, dell'accessibilità, del tasso di lavoro degli stessi, delle tipologie presenti di sezione strutturale e della complessità della struttura nel suo insieme.

In generale, per l'elemento pilastro è necessario considerare i seguenti aspetti:

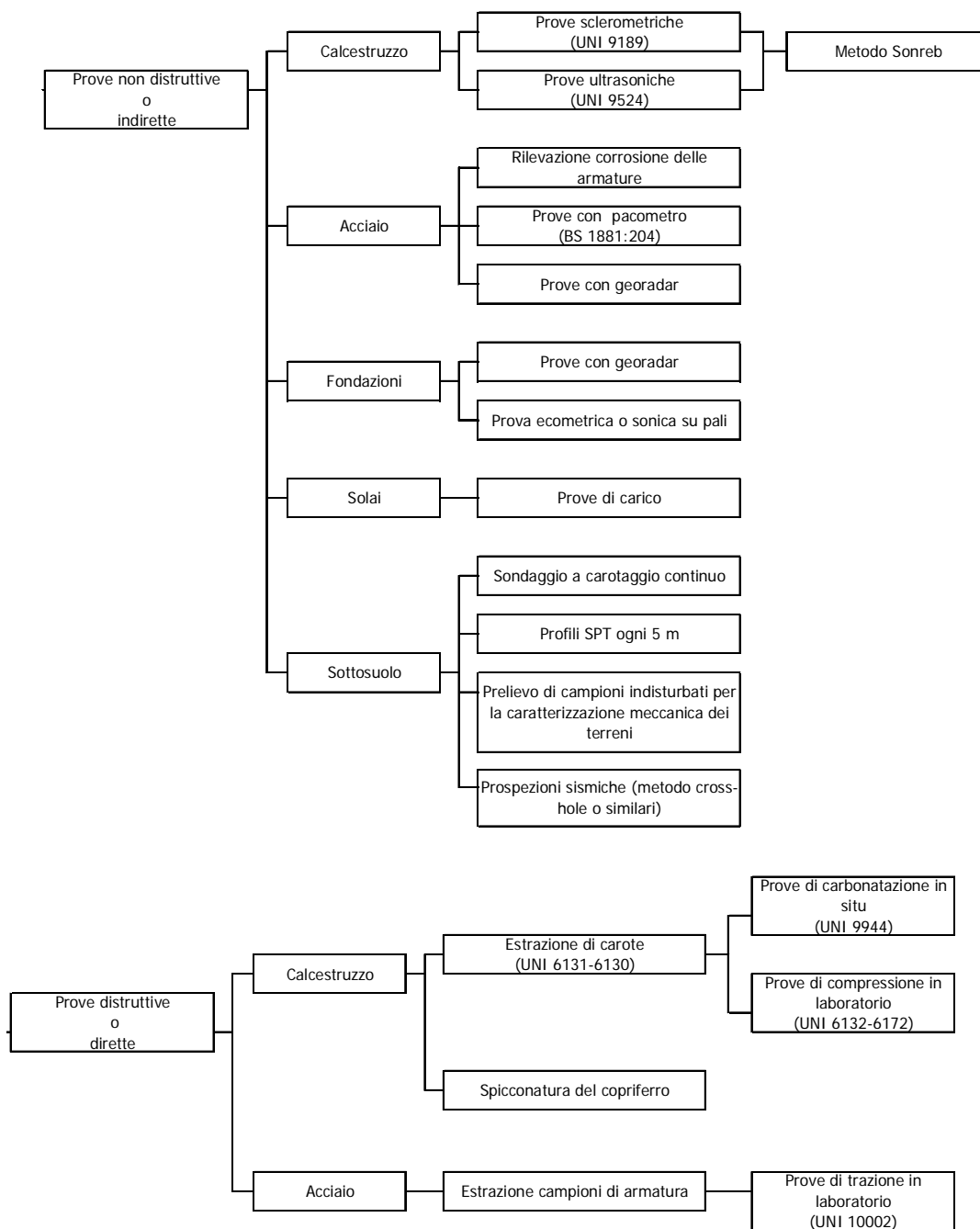
- evitare di scegliere elementi con elevati tassi di lavoro (analisi della tensione media nei confronti dei carichi verticali effettuata attraverso l'individuazione delle aree di influenza);
- scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali (ad esempio zona ad $h/2$);
- evitare gli estremi dell'elemento in quanto potrebbero dare luogo a risultati falsati dalla segregazione dei componenti del getto;
- effettuare prelievi passanti al fine di ottenere campioni il più possibile indisturbati;
- rispettare le norme UNI sul rapporto $\Phi_{\text{carota}}/\Phi_{\text{inertemax}} > 3$

per l'elemento trave:

- eseguire preferibilmente prove non distruttive;
- nel caso di prove distruttive: scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali: zona a $l/5$ dai nodi;
- rispettare le norme UNI sul rapporto $\Phi_{\text{carota}}/\Phi_{\text{inertemax}} > 3$

Come detto, particolare attenzione dovrà essere posta alle ipotesi sulla possibile distribuzione delle armature nei nodi dove risulta difficile procedere ad indagini conoscitive sia di tipo distruttivo che non distruttivo.

Di norma, ai fini della caratterizzazione geometrica e meccanica delle strutture principali è possibile eseguire prove, distruttive e non, come ad esempio quelle di seguito riportate:



In allegato sono riportati, per le tipologie di indagine richiamata, i principi, la metodologia di esecuzione ed i limiti di applicazione.

4.4. Informazioni su possibili difetti locali dei materiali

È necessario individuare e descrivere i possibili difetti originali dei materiali o quelli che si sono manifestati nel tempo, quali ad esempio:

- Nidi di ghiaia;



- Corrosione delle armature;
- Espulsione copriferri;
- Lesioni da ritiro nel c.a.;
- Carbonatazione del cls;
- Attacco da cloruri del cls;
- Disgregazione del cls.

Nel caso di corrosione delle armature si deve valutare l'effetto del fenomeno sulle condizioni di aderenza, sulla riduzione della sezione resistente, sulla velocità di avanzamento del fenomeno.

4.5. Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi

In fase di rilievo è importante individuare gli eventuali difetti e/o errori di concezione, ponendo particolare attenzione ai seguenti aspetti:

- Eccentricità travi-pilastro;
- Eccentricità pilastro-pilastro;
- Presenza di elementi verticali portanti in falso;
- Presenza di pilastri tozzi;
- Cattiva disposizione e vincolo di elementi prefabbricati.

4.6. Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione q , se applicabile

In caso di disponibilità dei documenti di progetto originali ed in considerazione delle normative vigenti all'epoca di costruzione del fabbricato, è necessario verificare quali sono stati i criteri adottati nel progetto originale, individuando le carenze rispetto alle attuali filosofie di progetto in zona sismica e l'evoluzione della classificazione sismica dell'area di sedime della costruzione.

È necessario, inoltre, valutare il coefficiente di struttura più rappresentativo della tipologia strutturale oggetto di studio ovvero verificare quello adottato nel progetto originale. Si osserva che generalmente le strutture esistenti non sono progettate nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e non posseggono adeguata duttilità, pertanto per tali strutture vanno adottati valori cautelativi del coefficiente di struttura (si



suggerisce di adottare il minimo valore suggerito dalle norme nei casi in cui non si conducono analisi non lineari finalizzate alla valutazione di q).

4.7. Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza secondo i punti 2.5. e 4.7 delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni

Alla luce delle normative vigenti all'epoca della costruzione del fabbricato e in considerazione della destinazione d'uso attuale, si può individuare e verificare, in caso di disponibilità dei documenti di progetto originali, il coefficiente di importanza adottato.

È importante segnalare eventuali variazioni di destinazione d'uso futura del fabbricato rispetto allo stato di fatto.

4.8. Rivalutazione dei carichi variabili in funzione della destinazione d'uso

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è necessario valutare i carichi sismici in considerazione della reale destinazione d'uso prevista. A tal proposito bisogna riferirsi ai valori dei sovraccarichi prescritti nelle normative vigenti all'atto della verifica.

4.9. Informazioni sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate

È necessario individuare la presenza di dissesti sia sulle parti strutturali che non strutturali. In particolare, per gli elementi strutturali, bisogna porre particolare attenzione alle seguenti problematiche:

- Possibilità di martellamento con strutture adiacenti;
- Ridotta aderenza per fenomeni di ossidazione;
- Fuori piombo costruttivi;
- Pilastri tozzi;
- Carenze di controventamento in una o più direzioni;
- Presenza di lesioni verticali nei pilastri che potrebbero indicare schiacciamenti;
- Fessurazioni dovute a taglio/flessione;
- Marcata inflessione degli orizzontamenti;



- Lesioni su elementi non strutturali indotte da cedimenti fondali;
- Danni dovuti ad eventi sismici precedenti o ad azioni accidentali;
- Infiltrazioni;
- Umidità;
- Fessurazioni nei tompagni esterni;
- Fessurazioni nelle pareti divisorie;
- Imperfetta chiusura degli infissi e delle porte.

Dal rilievo dei dissesti che interessano la struttura è possibile individuare eventuali condizioni di manifesto pericolo strutturale. In particolare, bisogna porre particolare attenzione ai fenomeni di schiacciamento degli elementi strutturali verticali, di marcata inflessione dei solai, di cedimenti differenziali o di fuori piombo considerevoli, di possibili crolli di elementi o parti di elementi strutturali e non strutturali.

È necessario inoltre individuare e descrivere gli eventuali interventi di riparazione o rinforzo effettuati sulla costruzione nell'arco della vita della stessa, tra cui:

- Placcaggio/cerchiatura o ringrosso degli elementi verticali;
- Placcaggio delle travi;
- Placcaggio dei nodi;
- Rifacimento dei copriferri con ripristino delle armature;
- Risarcitura di lesioni;
- Sostituzione della copertura con solai latero-cementizi;
- Creazione di nuove strutture di controvento;
- Consolidamento delle fondazioni.

L'individuazione degli interventi effettuati sulle strutture può essere effettuata attraverso l'accertamento diretto dello stato di fatto e dal confronto di questo con i documenti progettuali originali ove disponibili.

4.10. Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1. delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazione

In considerazione della documentazione disponibile sull'area di sedime del fabbricato, è necessario individuare la categoria di suolo (A,B,C,D,E,S1,S2) secondo quanto previsto al punto 3.1. delle norme tecniche allegate all'Ordinanza n°3274 e successive modificazioni.



In particolare, la corretta assegnazione della categoria può avvenire in considerazione della valutazione diretta della velocità media di propagazione delle onde di taglio V_{s30} ovvero indiretta attraverso il numero medio di colpi N_{SPT} che caratterizzano la stratigrafia dei primi 30m.

<i>Categoria di suolo</i>		
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, presenza di eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m	$V_{s30} > 800$ m/s
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$800 \text{ m/s} > V_{s30} > 360 \text{ m/s}$ o $N_{SPT} > 50$ o $c_u > 250$ kPa
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri	$360 \text{ m/s} > V_{s30} > 180 \text{ m/s}$ o $50 > N_{SPT} > 15$, $250 > c_u > 70$ kPa
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	$V_{s30} < 180$ m/s o $N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s	
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità e contenuto d'acqua	$V_{s30} < 100$ m/s $20 < c_u < 10$ kPa $PI > 40$ (indice di plasticità)
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

Data l'importanza cruciale di individuare in modo corretto la categoria di sottosuolo, occorre verificare la qualità e la congruenza dei dati geologici, geofisici e geotecnici esistenti ed utilizzati in sede di progettazione dell'edificio in esame. Laddove le informazioni sul sottosuolo siano insufficienti, occorre programmare e realizzare specifiche indagini di dettaglio. I criteri e le procedure con i quali programmare e realizzare le indagini sono trattati nelle "Linee guida finalizzate alle definizioni delle indagini ed analisi geologiche e geotecniche di dettaglio ed alla formulazione di atti d'indirizzo per la mitigazione del rischio sismico per le infrastrutture pubbliche ed il patrimonio pubblico e privato" a cura della stessa Commissione Tecnica Scientifica.



Nel caso di categorie di suolo del tipo S1 o S2 sono richiesti studi speciali per la caratterizzazione dell'azione sismica (cfr. O.P.C.M. 3274/03 - Par.3.1 - Categorie di suolo di fondazione).



5. ANALISI DELLA STRUTTURA

Per tutti i livelli di conoscenza l'identificazione della struttura, così come descritto nei precedenti paragrafi, deve essere sufficientemente accurata per la costruzione di un adeguato modello strutturale su cui effettuare le analisi necessarie alle verifiche.

5.1. Modellazione della struttura

Il modello da adottare per effettuare le analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione delle masse e delle rigidezze effettive considerando laddove appropriato il contributo degli elementi non strutturali.

In generale, è richiesta la costruzione di un modello tridimensionale per mezzo di pareti o telai piani connessi ai singoli livelli da diaframmi orizzontali. Nel caso di solai sufficientemente rigidi nel proprio piano, è possibile rappresentare il moto dell'edificio per mezzo di soli tre gradi di libertà ad ogni livello.

Gli edifici regolari in pianta ai sensi del punto 4.3 delle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni possono essere descritti da due modelli piani separati, uno per ogni direzione principale.

Ad ogni livello, in considerazione dell'aleatorietà della distribuzione dei carichi, le norme richiedono di considerare una eccentricità in pianta traslando il centro delle masse ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica del +/- 5% rispetto alla massima dimensione in pianta ortogonale alla direzione considerata.

Per la definizione della rigidezza degli elementi che costituiscono il modello di calcolo ci si può riferire alle condizioni di sezioni parzializzate (condizioni fessurate). A tal fine, è possibile ridurre la rigidezza degli elementi fessurati fino al 50% rispetto a quella degli elementi non fessurati. Per le travi ed i pilastri è possibile assumere, in mancanza di studi specifici, valori di riferimento per il modulo elastico del calcestruzzo ridotti rispettivamente del 50% e del 30%.

Un ruolo importante, quando si conducono analisi di tipo non lineare, gioca la modellazione del comportamento non lineare degli elementi strutturali.

Gli strumenti di calcolo più diffusi descrivono, di norma, il comportamento non lineare degli elementi strutturali per mezzo di modelli a plasticità concentrata. Tale metodologia di



analisi prevede che gli elementi strutturali rimangano sempre in campo elastico e che la risposta plastica sia considerata per mezzo di elementi cerniera, caratterizzati da un comportamento plastico, posti alle estremità degli stessi elementi strutturali.

Al fine di una corretta analisi è necessario individuare, per ogni cerniera plastica, la curva caratteristica momento–rotazione che meglio descrive il comportamento dell'elemento strutturale cui si riferisce in considerazione delle caratteristiche dei materiali, della geometria e dei dettagli costruttivi.

Si evidenzia che la risposta che si ottiene dall'analisi non lineare è fortemente influenzata dall'accuratezza della modellazione del comportamento plastico delle cerniere e dalla disposizione delle stesse, rimandando all'estesa letteratura esistente per gli approfondimenti del caso.

5.2. Metodi di analisi

In generale le norme permettono di applicare i seguenti metodi di analisi:

<i>Metodi Lineari</i>	Statica Lineare
	Dinamica Modale
<i>Metodi Non Lineari</i>	Statica Non Lineare
	Dinamica non Lineare

La scelta della metodologia di analisi da condurre è funzione del livello di conoscenza che si intende perseguire, della regolarità dell'edificio e dell'obiettivo delle verifiche come sarà di seguito descritto.

5.3. Metodi di Analisi Lineare

I metodi lineari possono essere generalmente applicati considerando le azioni descritte dagli spettri elastici ridotti del coefficiente di struttura q . L'uso degli spettri elastici scalati è consentito solo se il rapporto capacità/resistenza degli elementi strutturali è uniforme, ovvero quando:



1. Definito $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i che agisce sulla generica sezione i -ma in condizioni di carico sismico ed il momento resistente C_i della medesima sezione valutato in condizioni di carico statico, il rapporto ρ_{\max}/ρ_{\min} , valutato in considerazione dei soli valori di $\rho_i > 2$, è minore di 2,5;
2. La capacità C_i degli elementi o dei meccanismi fragili è maggiore della domanda D_i di calcolo se gli elementi duttili adiacenti presentano valori di $\rho_i < 1$, ovvero maggiore della domanda D_i che gli elementi duttili adiacenti possono trasmettere quando $\rho_i > 1$.

Nell'ambito dei metodi lineari è possibile condurre analisi dinamiche modali e analisi statiche lineari. In particolare, l'*analisi dinamica modale* è sempre applicabile.

L'*analisi statica lineare* è invece consentita solo se la struttura è regolare in altezza, secondo quanto prescritto al punto 4.3 delle norme tecniche allegata all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni, ed il primo periodo di vibrazione T_1 della struttura è minore di $2,5T_c$ con:

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

$C_1 = 0,075$ per strutture a telaio in calcestruzzo;

$C_1 = 0,050$ per edifici con struttura diversa;

H =altezza dell'edificio;

T_c =periodo di transizione nella definizione dello spettro elastico della norma.

L'utilizzo di tali metodi di analisi è consentito per le verifiche allo stato limite di danno severo e di danno limitato.

5.4. Metodi di Analisi Non Lineare

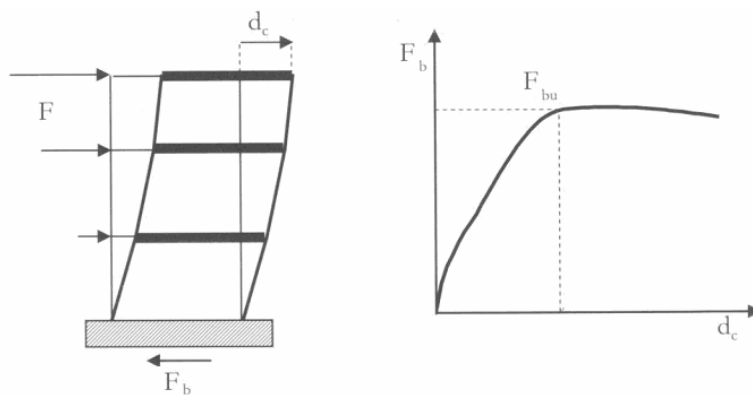
I metodi di analisi non lineare possono essere applicati in tutti i casi in cui non è possibile applicare quelli lineari. In particolare, l'*analisi statica non lineare* è il *metodo di riferimento* indicato dalle norme per le verifiche degli edifici esistenti. Le analisi non lineari sono quelle da adottare per le verifiche nei confronti dello stato limite di collasso.

I metodi non lineari prevedono che le azioni indotte dall'azione sismica sugli elementi (duttile e fragili) siano quelle derivanti da analisi strutturali che considerano valori medi delle proprietà dei materiali ed azioni descritte dagli spettri elastici di riferimento non scalati del fattore di struttura q .

5.5. Analisi Statica non Lineare (Analisi Push-Over)

L'analisi statica non lineare, nota come analisi *push-over*, prevede nella formulazione più generale del metodo l'applicazione incrementale ad un modello della struttura, rappresentativo del comportamento non lineare della stessa, di distribuzioni di forze orizzontali equivalenti alle azioni inerziali indotte dall'evento sismico.

Tali azioni *spingono* la struttura fino al raggiungimento del collasso della stessa. Il risultato dell'analisi è la curva taglio alla base (F_b) –spostamento in sommità (d_c), che rappresenta la *curva di capacità* del sistema.



Con tale analisi è possibile dunque seguire l'evoluzione della risposta di un sistema strutturale, dalla formazione della prima cerniera plastica fino alla creazione del meccanismo di collasso e valutare, ad ogni passo, lo spostamento globale, lo spostamento relativo fra i piani, le deformazioni e le sollecitazioni nei singoli elementi strutturali.

Tale tipo di analisi consente di valutare l'effettiva capacità deformativa della struttura e quindi determinare il coefficiente di struttura q che, nel caso di strutture di elevato periodo di vibrazione, può essere assunto pari al rapporto tra lo spostamento ultimo e quello al limite elastico.

Al variare del tipo di distribuzione di carico e della modalità di applicazione dello stesso, si distinguono diversi tipi di analisi push-over. In particolare, tale analisi può condursi a “*controllo di forze*” applicando al sistema una distribuzione di azioni orizzontali equivalenti alle azioni inerziali indotte dal sisma o a “*controllo di spostamenti*” applicando al sistema una distribuzione di spostamenti coerenti con la deformata dello stesso in campo elasto-plastico.



In entrambi i metodi, i carichi applicati sono incrementati in maniera tale da aumentare monotonamente lo spostamento di un nodo di controllo della struttura, generalmente scelto in sommità della stessa, e si basano sull'assunzione che il comportamento dinamico della struttura sia governato dalla prima forma modale e che la stessa si mantenga inalterata fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

L'approccio tradizionale alla base delle correnti normative sia a livello europeo che nazionale [ATC40, 1997; SEAOC, 1995; CEN 1995; OPCM, 2003; Norme Tecniche per le Costruzioni, 2005] prevede generalmente l'applicazione di *analisi push-over a controllo di forze*, considerando due distribuzioni delle forze orizzontali, una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente alla prima forma modale e l'altra proporzionale alle masse.

La necessità di condurre due analisi statiche non lineari risiede nel fatto che, con la distribuzione di forze proporzionale alla prima forma modale si coglie il comportamento di strutture che presentano meccanismi di collasso di tipo globale mentre, con la distribuzione di forze proporzionale alle masse è possibile cogliere eventuali meccanismi di collasso che coinvolgono singoli piani.

Tale modalità di analisi può condurre a risultati fortemente approssimati nel caso di strutture irregolari o alte, nelle quali i modi di vibrare superiori al primo diventano significativi o il danno indotto dall'azione sismica modifica significativamente nel tempo i modi di vibrare della struttura. In questi casi è necessario utilizzare metodologie di analisi push-over più sofisticate in grado di tener conto dell'effettivo modo di danneggiarsi della struttura durante il moto sismico. Una modalità di analisi push-over più accurata è quella che si basa su procedure di tipo "evolutivo" o "adattivo", in cui la distribuzione delle forze applicate varia in funzione della deformata istantanea, e quindi della richiesta di plasticità del sistema.

In particolare, l'uso dei metodi push-over di tipo "adattivo" è raccomandato per gli edifici esistenti non regolari ed in cui non è possibile assumere che siano stati adottati principi di gerarchia delle resistenze e di duttilità rimandando alla estesa letteratura esistente per gli approfondimenti del caso.



5.6. Procedura per l'Analisi Statica non Lineare descritta nell'Ord. 3274/03 e successive modificazioni

La metodologia per l'applicazione dell'analisi statica non lineare contenuta nell'Ord. N. 3274/03 si basa sul metodo N2 (Fajfar P. [1996], "The N2 method for the seismic damage analysis of rc buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1996) ed è di seguito descritta:

1. *Analisi push-over per la definizione del legame forza-spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema:*

Scelto un punto significativo della struttura (punto di controllo), generalmente coincidente con il baricentro dell'ultimo piano, le distribuzioni di forza come sopra descritto vengono amplificate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo fino al raggiungimento del collasso della struttura. Risultato dell'analisi è la curva non lineare taglio alla base F_b – spostamento del punto di controllo d_c che rappresenta la *curva di capacità* della struttura.

2. *Determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente:*

Calcolato il vettore Φ corrispondente al primo modo di vibrare, normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo scelto, si calcola il coefficiente di partecipazione Γ associato alla prima forma modale:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2}$$

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

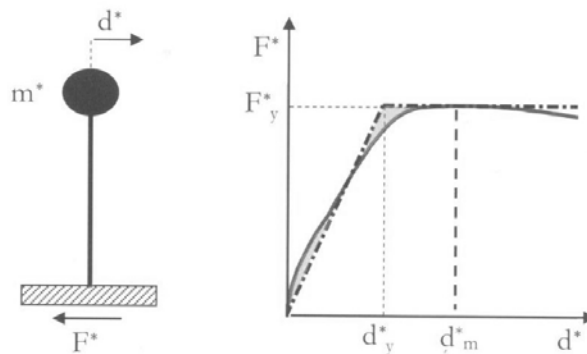
$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$
$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Individuato sulla curva di capacità il valore della resistenza massima F_{bu} , le

coordinate del punto di snervamento del sistema bilineare equivalente sono:

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$
$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

dove k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente. La rigidezza viene determinata graficamente costruendo la curva bilineare, fissando la resistenza pari al valore massimo del taglio alla base raggiunto nell'analisi push-over (F_y^* uguale a F_{bu}), e fissando lo spostamento al limite elastico d_y^* in modo tale da eguagliare le aree comprese tra la curva push-over ed il diagramma stesso come di seguito illustrato.



Nota la curva caratteristica del sistema equivalente ad un solo grado di libertà, il suo periodo proprio elastico risulta essere pari a:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove la massa m^* del sistema equivalente rappresenta la massa generalizzata associata alla prima forma modale ed è data da:

$$m^* = \sum_i m_i \cdot \Phi_i$$

3. *Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo dello spettro di risposta elastico:*

Nel caso in cui il sistema equivalente ad un solo grado di libertà abbia periodo proprio T^* sufficientemente elevato ($T^* \geq T_c$), il massimo spostamento raggiunto dal sistema



elasto-plastico può essere assunto pari a quello di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max} = S_{de}(T^*)$$

essendo SDe lo spettro di risposta elastico in spostamento:

$$S_{de}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

Se invece il sistema equivalente ad un solo grado di libertà ha periodo proprio $T^* < T_c$, la risposta in spostamento del sistema elasto-plastico può essere valutato come indicato al punto 4.5.4.4 delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni:

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

essendo q^* il rapporto tra la forza di risposta elastica (prodotto dello spettro di risposta elastico $S_e(T^*)$ e la massa m^*) e la forza di snervamento del sistema equivalente (F^*y):

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Nel caso in cui $q^* < 1$ si assume:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}$$

4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica:

Noto d_{\max}^* , il massimo spostamento del sistema equivalente ad un grado di libertà, è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo dell'edificio attraverso la seguente equazione:

$$d_{\max} = \Gamma_1 \cdot d_{\max}^*$$

e quindi verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto un valore di spostamento dc almeno pari a d_{\max} .

Noto lo spostamento del nodo di controllo si conosce dall'analisi la configurazione



deformata ed è quindi possibile eseguire la verifica dell'edificio, controllando la compatibilità degli spostamenti con quelli degli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che presentano un comportamento fragile.



6. CRITERI DI VERIFICA

Per la verifica degli edifici di interesse strategico e di quelli che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso è necessario riferirsi oltre che alle norme tecniche allegate all'OPCM 3274/03 e successive modificazioni anche al DPCM 21.10.03 "Disposizione attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'OPCM n°3274 del 20/03/03" che prevede tre livelli di conoscenza e verifica (Livello 0, Livello 1 e Livello 2) e all'O.P.C.M 3362 08/07/04 come di seguito descritto.

<i>Livello di Conoscenza e Verifica</i>	<i>Obiettivo</i>	<i>Tipologia delle costruzioni</i>
<i>Livello 0</i>	Acquisizione di dati sommari secondo le schede adeguatamente predisposte dalla Regione.	Tutte le costruzioni
<i>Livello 1</i>	Verifica puntuale degli edifici secondo quanto previsto dalle norme tecniche aggiornate di cui all'OPCM 3274/03	Strutture regolari. Ad esclusione delle categorie di suolo S1 e S2 ed degli edifici realizzati in prossimità di dirupi, creste o su corpi franosi
<i>Livello 2</i>		Strutture non regolari e condizioni di sito non favorevoli

Il DPCM 21.10.03 "Disposizione attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'OPCM n°3274 del 20/03/03" dispone che le verifiche siano condotte confrontando le massime accelerazioni al suolo che conducono agli Stati Limite di Collasso (CO), Danno Severo (DS) e Danno Limitato (DL) con quelle che definiscono gli spettri per i quali è necessario verificare i suddetti Stati Limite.

In considerazione del livello di Conoscenza e Verifica è necessario assicurare i seguenti Livelli di Conoscenza:

<i>Livello di Conoscenza e Verifica</i>	<i>Livello di Conoscenza richiesto</i>	<i>Caratterizzazione del sito</i>	<i>Metodi di analisi</i>
L1	Qualsiasi	Anche da studi ed indagini esistenti	Statica Lineare Dinamica Modale
L2	LC2 o LC3	Prove in situ	Statica Lineare Dinamica Modale Statica non Lineare

Nel caso di livello di conoscenza e verifica L2, l'analisi statica lineare e quella dinamica modale sono consentiti solo quando il rapporto domanda/capacità per i singoli



elementi strutturali è uniforme (punto 11.2.5.4 delle norme tecniche allegata all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni) ed i meccanismi di collasso fragile sono impediti.

L'obbligo di procedere ad un livello di conoscenza e verifica L2 comporta la necessità di procedere ad effettuare comunque le verifiche L1 almeno con analisi lineari.

L'Ordinanza O.P.C.M. 3362 del 08/07/2004 introduce i seguenti indicatori di rischio che pongono a confronto le accelerazioni che producono lo stato limite considerato con quelle rispetto alle quali tale stato limite deve essere soddisfatto:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{2\%}}$$

ovvero in alternativa:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}} \text{ e } \alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

dove

PGA_{CO} =accelerazione stimata di collasso della struttura;

PGA_{DS} =accelerazione stimata di danno severo;

PGA_{DL} =accelerazione stimata di danno limitato;

$PGA_{2\%}$ =accelerazione al suolo attesa con probabilità di occorrenza del 2% in 50 anni;

$PGA_{10\%}$ =accelerazione al suolo attesa con probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni;

$PGA_{50\%}$ =accelerazione al suolo attesa con probabilità di occorrenza del 50% in 50 anni.

Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, mentre il parametro α_e è considerato un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano i casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello definito dalle norme, mentre valori bassi, prossimi a zero caratterizzano casi ad elevato rischio.

Nel caso di opere con conseguenze rilevanti in caso di collasso è necessario valutare α_u , nel caso di opere di interesse strategico il valore minimo tra α_e e α_u .

Tali indicatori di danno si valutano in considerazione dell'accelerazione massima orizzontale al suolo che determina il raggiungimento degli stati limite considerati.



In particolare, per lo stato limite di Collasso è necessario valutare l'accelerazione al suolo che comporta il raggiungimento della rotazione ultima (θ_u) in uno degli elementi che costituiscono la struttura.

Per la verifica dello stato limite di Danno Severo si valuta l'accelerazione al suolo che comporta, invece, il raggiungimento della resistenza massima ovvero la rotazione massima ammissibile ($0,75\theta_u$) per tale stato limite in un elemento strutturale.

Infine, per la verifica allo stato limite di Danno Limitato si valuta l'accelerazione al suolo che comporta il raggiungimento del limite massimo per gli spostamenti relativi di piano ovvero la rotazione al limite elastico (θ_y) in un elemento della struttura.

6.1. Metodi di verifica

Le verifiche possono essere condotte secondo i seguenti due metodi:

Impiego dello Spettro Elastico

Questo metodo può essere adottato per la verifica di tutti gli stati limite descritti. Gli effetti vanno calcolati in considerazione delle azioni sismiche (T=475anni) descrittive degli spettri elastici non scalati del fattore di struttura q . Tale metodo è obbligatorio nel caso di analisi non lineari.

Le verifiche degli elementi duttili vanno condotte confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformabilità. Le verifiche, invece, degli elementi fragili vanno eseguite confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Impiego dello Spettro Elastico ridotto del fattore q

Questo metodo può essere applicato solo per la verifica degli Stati Limite di Danno Severo(DS) e Danno Limitato (DL) e solo nel caso di analisi lineari.

La scelta del fattore di struttura q , nel campo compreso fra 1,5 e 3,0, sarà fatta in considerazione della regolarità della struttura e dei tassi di lavoro dei materiali nei confronti delle sole azioni statiche. Non può non essere segnalata la rilevanza della scelta del fattore di struttura sull'esito delle verifiche. Una determinazione corretta del fattore di struttura q può basarsi sui risultati dell'analisi statica non lineare, confrontando lo



spostamento ultimo ammissibile per la struttura con quello al limite elastico. Per strutture con periodo fondamentale di vibrazione maggiore di 0,4 secondi, una misura del fattore di struttura è data dal rapporto dei suddetti spostamenti.

Le verifiche degli elementi strutturali vanno condotte confrontando le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche con le resistenze secondo il criterio di verifica agli stati limite.

Ai fini delle verifiche di sicurezza si suddividono gli elementi strutturali in:

- **Elementi Duttili:** travi, pilastri e pareti inflesse in presenza o meno di sforzo normale;
- **Elementi Fragili:** meccanismi di taglio in travi, pilastri e pareti. Nodi e pilastri soggetti a valori particolarmente elevati di sforzo normale.

Il calcolo della capacità degli elementi duttili va condotto verificando che le deformazioni indotte siano contenute nei limiti di deformabilità previsti e considerando i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali risultanti dalle indagini condotte ridotti del Fattore di Confidenza (FC) che dipende dal livello di conoscenza.

Per gli elementi fragili, invece, la capacità sarà valutata sostanzialmente in termini di resistenza, considerando i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali risultanti dalle indagini ridotti del Fattore di Confidenza (FC) e dei coefficienti parziali di sicurezza previsti.

6.2. Verifica dello Stato Limite di Collasso (SL-CO)

Le verifiche sono condotte in considerazione degli effetti prodotti da un evento sismico descritto dallo spettro elastico definito al punto 3.2.3 delle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274 e successive modificazioni amplificato di un fattore pari a 1,5 e del corretto fattore di importanza α_1 (Tabella 4.3 – O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni). Tali verifiche si conducono per mezzo di analisi non lineari.

Per gli elementi duttili è necessario verificare che le deformazioni indotte dalle suddette azioni, non scalate del fattore di struttura q , siano contenute nei limiti di deformabilità previsti. La verifica consiste nel confrontare la rotazione delle cerniere plastiche indotte dalle azioni sismiche con quelle ultime. In pratica (punto 11.3.2.1 –



O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni), per un dato elemento strutturale si valuta, per ognuno degli estremi, la “rotazione rispetto alla corda” come differenza tra la rotazione della sezione terminale e quella della sezione di momento nullo. La distanza tra le due suddette sezioni, detta luce di taglio, si valuta come $L_v=M/V$. Tale rotazione deve risultare inferiore a quella ultima ammissibile θ_u (ALLEGATO 11.A – Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in cemento armato – O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni).

Per gli elementi fragili è necessario verificare la resistenza degli stessi nei confronti delle sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche sopraspecificate. In particolare, le sollecitazioni che possono essere trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili devono essere valutate amplificando le resistenze medie degli elementi duttili del fattore di confidenza funzione del livello di conoscenza perseguito.

6.3. Verifica dello Stato Limite di Danno Severo (SL-DS)

Le verifiche di sicurezza possono essere condotte, adottando ad esempio un metodo di analisi lineare, in considerazione degli effetti prodotti dall’evento sismico descritto dallo spettro di progetto definito al punto 3.2.5 delle norme tecniche allegate all’Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni, ottenuto dallo spettro elastico scalato del fattore di struttura q ed amplificato del corretto fattore di importanza γ_i . In tal caso le verifiche degli elementi strutturali si conducono nello spirito del metodo semiprobabilitico agli stati limite, confrontando le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche con le resistenze.

In alternativa, si possono valutare gli effetti indotti da un evento sismico descritto dallo spettro elastico definito al punto 3.2.3 delle norme tecniche allegate all’Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni mediante analisi non lineare. In tal caso è necessario condurre verifiche di deformazioni per gli elementi duttili e di resistenza per quelli fragili. Le deformazioni ultime ammissibili per gli elementi duttili corrispondono a quelle determinate nel caso di SL-CO scalate di $3/4$. Le resistenze degli elementi fragili vanno prudenzialmente ridotte.

6.4. Verifica dello Stato Limite Limitato (SL-DL)

Le verifiche di sicurezza possono essere condotte considerando gli effetti prodotti da un evento sismico descritto dallo spettro definito al punto 3.2.6 delle norme tecniche



allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni, ottenuto dallo spettro elastico scalato di un fattore pari a 2,5 ed amplificato del corretto fattore di importanza α_1 . Tali verifiche si conducono per mezzo di analisi lineari.

Per tale stato limite è necessario controllare che gli spostamenti di interpiano d_r siano contenuti nei limiti previsti al punto 4.11.2 delle norme tecniche allegate all'Ordinanza 3274/03 e successive modificazioni e di seguito riportati:

- a) $d_r < 0,005h$ per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa;
- b) $d_r < d_{rp} < 0,01h$ per edifici con tamponamenti progettati in modo tale da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura.

In alternativa è possibile condurre verifiche di deformabilità degli elementi strutturali confrontando la “rotazione rispetto alla corda” indotta dalle azioni sismiche di riferimento con la rotazione totale rispetto alla rotazione allo snervamento θ_y (punto 11.3.2.1 delle norme tecniche allegate all'Ord. 3274/03 e successive modificazioni) per mezzo di analisi non lineari.



7. CRITERI PER LA SCELTA DELL'INTERVENTO

Le tipiche deficienze delle strutture esistenti, realizzate in mancanza di norme sismiche, come detto, sono individuabili generalmente sia nella carenza di resistenza e duttilità che nella fragilità degli elementi strutturali o dei meccanismi di collasso che si possono realizzare sotto sisma violento.

Gli edifici realizzati prima degli anni '80 sono generalmente progettati per soli carichi verticali. Di conseguenza difficilmente sono dotati di un adeguato sistema di controvento alle azioni orizzontali in entrambe le direzioni principali e possono in alcuni casi essere caratterizzati da forti irregolarità in pianta.

Per migliorare le caratteristiche delle prestazioni sismiche di un edificio è possibile perseguire una ovvero una combinazione delle seguenti strategie di intervento:

- Incremento della resistenza alle azioni orizzontali;
- Incremento della rigidezza tagliante;
- Incremento della capacità di dissipazione di energia;
- Incremento delle caratteristiche complessive di duttilità;
- Riduzione delle masse sismiche;
- Modifica delle caratteristiche del moto sismico trasmesso alla struttura.

In sintesi, una strategia di intervento può essere finalizzata ad aumentare le *capacità* sismiche del sistema ovvero diminuire la *domanda sismica* sullo stesso.

La domanda sismica rappresenta l'effetto sulla struttura dell'eccitazione sismica in ingresso, mentre la capacità rappresenta la sintesi delle caratteristiche, in termini di resistenza e di rigidezza, che permettono alla struttura di affrontare la domanda stessa.

L'incremento di resistenza, di duttilità e di rigidezza comportano l'aumento delle capacità sismiche della struttura. L'incremento di dissipazione, la riduzione delle masse sismiche o la modifica delle caratteristiche del moto sismico trasmesso alla struttura attraverso l'inserimento di organi di isolamento, consentono, invece, di diminuire la domanda sismica sul sistema.



La domanda sismica è descritta dalle norme attraverso gli spettri elastici in termini di accelerazioni rappresentative di azioni statiche equivalenti da applicare alla struttura per ottenere le deformazioni massime che l'evento sismico produrrebbe nell'ipotesi di comportamento lineare.

Tali azioni equivalenti sono proporzionali alla massa del sistema e decrescono all'aumentare delle capacità dissipative e del periodo fondamentale di vibrazione della struttura.

In genere, mentre un incremento di resistenza o di duttilità consente di aumentare le capacità del sistema rispetto allo stato limite ultimo e l'incremento di rigidezza consente di migliorare le capacità rispetto allo stato limite di danno, le altre tipologie di intervento consentono un miglioramento rispetto ad entrambi gli stati limite.

L'incremento della resistenza può essere perseguito modificando le sezioni strutturali originali e/o introducendo nuovi controventi sismici.

L'incremento della resistenza delle sezioni può essere ottenuto aggiungendo armatura in zona tesa, ad esempio mediante il placcaggio, o aumentando l'area della sezione resistente. Nel caso si aumenti la sezione resistente si perviene in genere anche ad un aumento della rigidezza della struttura.

Nel caso di carenza di controventi in una delle direzioni principali è opportuno prevedere l'introduzione di un nuovo sistema di controventi mediante la realizzazione di pareti in c.a. o telai in c.a. o acciaio. A differenza degli interventi locali sulle sezioni, la realizzazione di controventi ex-novo consente di ottenere incrementi anche notevoli di resistenza ed in generale comporta una modifica dello schema strutturale originale ed un aumento di rigidezza della struttura.

L'incremento di rigidezza consente di migliorare la risposta sismica della struttura in termini di deformazioni. Tale intervento può, quindi, consentire di migliorare la capacità della struttura nei confronti dello stato limite di danno e migliorare il comportamento latero-torsionale di una struttura. Tale strategia può essere perseguita prevedendo nuovi controventi sismici ed, in genere, comporta anche un incremento di resistenza.

L'incremento della capacità di dissipazione energetica, di natura viscosa e/o isteretica, consente di diminuire la domanda sismica. Ciò può essere perseguito mediante l'installazione opportuna di dispositivi dissipativi aggiuntivi che incrementano la dissipazione della struttura.



I dispositivi dissipativi vengono, in genere, collocati in parallelo ai controventi strutturali già presenti e sfruttano il moto relativo dei diversi piani per dissipare energia. L'efficienza di tale strategia di protezione sismica cresce nel caso si installino i dissipatori in edifici con elevate capacità di deformazione laterale. Infatti, la quantità di energia dissipata è direttamente proporzionale alla forza che si sviluppa all'interno di ogni unità e, quindi, alla velocità ed allo spostamento relativo dei punti tra cui il dispositivo è sistemato. In generale, l'installazione di sistemi di dissipazione determina anche un incremento della rigidità del sistema.

L'incremento della duttilità consente di aumentare la capacità di dissipazione di energia isteretica migliorando il comportamento post-elastico degli elementi strutturali. In genere, il comportamento duttile di una sezione può essere migliorato aumentando il grado di confinamento della stessa mediante, ad esempio, il cerchiaggio delle zone plastiche con elementi metallici o in fibrorinforzati.

La riduzione delle masse consente di diminuire le azioni inerziali e, quindi, gli effetti indotti da un evento sismico su di una struttura. Tale strategia può essere perseguita con l'alleggerimento della struttura originale mediante la sostituzione degli elementi non strutturali di maggior peso, il cambio di destinazione d'uso, la sostituzione del solaio di copertura con strutture leggere o la demolizione di uno o più livelli superiori.

L'isolamento alla base è una tecnica di controllo della risposta sismica fondata sull'inserimento di elementi a rigidità laterale ridotta in corrispondenza di un livello dell'edificio, in genere in prossimità della base. I principi di funzionamento dell'isolamento sismico possono essere così riassunti:

- Creazione di un filtro sulle componenti ad alta frequenza di maggior contenuto energetico prossima a quelle fondamentali della sovrastruttura;
- Dislocazione delle deformazioni relative fuori dalla struttura in elevazione concentrate nel livello di isolamento alla base;
- Riduzione delle accelerazioni assolute della sovrastruttura e, quindi, dell'energia cinetica della stessa in considerazione dell'incremento del periodo fondamentale di vibrazione.

Tale strategia di protezione sismica consente sia di proteggere la struttura dell'edificio in elevazione che le funzioni che si svolgono nello stesso in considerazione della capacità di contenere l'energia cinetica.



Nella tabella che segue si riassumono le principali strategie di intervento:

	Capacità	Domanda	Incremento di Resistenza	Incremento di Rigidezza	Incremento di Duttilità	Incremento della Dissipazione	Modifica delle azioni sismiche	Modifica del segnale sismico
Stato Limite Ultimo								
Aumento sezioni resistenti	•		•					
Placcaggio	•		•					
Controventi	•		•	•				
Sistemi di dissipazione		•				•		
Confinamento Sezioni	•		•		•			
Riduzione delle masse		•					•	
Isolamento alla base		•						•
Stato Limite di Danno								
Controventi	•		•	•				
Sistemi di dissipazione		•				•		
Riduzione delle masse		•					•	
Isolamento alla base		•						•



ALLEGATI

A. PROVE NON DISTRUTTIVE

A.1. Indagine Pacometrica

Principi funzionali

La prova permette di eseguire una mappatura delle armature all'interno dell'elemento indagato (travi, pilastri, solai, travi-parete, ecc.).

Lo strumento sfrutta il principio delle correnti passive. In particolare, il funzionamento dei sensori induttivi è basato sul principio che l'impedenza di un induttore (sonda - filo avvolto a spire) attraversata da una corrente cambia quando un elemento metallico è posto nel campo magnetico prodotta da questa. Questa è una conseguenza del fatto che le correnti parassite che nascono nell'elemento metallico cambiano le proprietà elettriche dell'induttore. Il fenomeno si spiega con l'applicazione delle leggi di Ampere, di Faraday e di Lenz. In considerazione delle equazioni che descrivono i campi magnetici, l'effetto indotto dalla presenza di elementi magnetici sull'induttore (sonda) decresce con l'inverso del cubo della distanza dello stesso dall'elemento da misurare. Pertanto, l'efficacia dello strumento è maggiore per barre di armatura poste a minor profondità.

Normativa di riferimento - BS 1881:204

Accorgimenti, varianti e limiti

Lo strumento che sfrutta il principio delle correnti passive presenta i seguenti vantaggi:

- non vi sono interferenze elettriche, magnetiche, termiche e non vi sono condizionamenti dovuti agli effetti ionici dell'umidità nel cls non stagionato;
- precisione delle misure;
- ripetibilità dei risultati.

La posizione delle barre viene sempre individuata con estrema precisione e rapidità poiché, oltre ai dispositivi ottici (LED ultraluminoso e barra di intensità del segnale), sono previste delle spie audio a frequenza variabile, distinguibili in modo chiaro anche in ambienti rumorosi per indicare l'approssimarsi alla barra, per determinare la direzione e l'esatta localizzazione del tondino, per segnalare le aree con copriferro insufficiente.



Tale metodo è efficace solo per armature poste ad una profondità massima di 30 - 40mm. La prova non consente il rilievo delle armature su doppio registro.

A.2. Metodo Sclerometrico

Principi funzionali

La prova sclerometrica permette di valutare, attraverso il parametro di durezza superficiale, l'omogeneità del calcestruzzo in sito, di delimitare zone di calcestruzzo degradato e di qualità scadente e di stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del calcestruzzo.

La prova consiste nel valutare l'energia assorbita dalla superficie oggetto di indagine per mezzo di rimbalzi di un cursore d'acciaio. L'energia assorbita è inversamente proporzionale alla durezza della superficie e, quindi, al modulo elastico del materiale. Da opportune correlazioni tra il modulo elastico e la resistenza del materiale indagato si ricava quest'ultima.

Normativa di riferimento - UNI 9189

Applicazione della tecnica e fasi operative

- Preparazione dell'elemento strutturale: rimozione dell'intonaco avendo cura di lasciare indisturbato lo strato superficiale del cls;
- Molatura della superficie;
- Rilevazione della disposizione delle barre d'armatura (ferri longitudinali e staffe) mediante pacometro e loro segnatura sull'elemento strutturale indagato;
- Esecuzione delle battute sclerometriche in una zona compresa tra due staffe consecutive (almeno n°9 per ogni faccia dell'elemento). Le impronte dell'urto non devono risultare sovrapposte e devono essere situate almeno a 30mm dai bordi. Per poter comparare i risultati l'angolo di battuta dello sclerometro deve essere sempre lo stesso;
- Documentazione fotografica della prova e dell'elemento strutturale dopo la prova in modo da evidenziare l'area di indagine.

Accorgimenti, varianti e limiti



La durezza superficiale è correlata alla resistenza e durabilità dei materiali esaminati, ma viene influenzata da diversi fattori quali:

- stato di carbonatazione dello strato superficiale di cls;
- eventuale presenza di lesioni;
- età del calcestruzzo e grado di invecchiamento;
- presenza di inerti affioranti.

I limiti sono parzialmente superabili mediante opportune tarature da eseguire con i tradizionali controlli distruttivi (carotaggi e prove di compressione).

A.3. Metodo ad Ultrasuoni

Principi funzionali

Il metodo microsismico ad impulsi d'onde vibrazionali ad alta frequenza (ultrasuoni), consiste essenzialmente nell'analisi della propagazione all'interno del calcestruzzo di onde elastiche longitudinali di compressione, di frequenza compresa tra 10 e 50 Khz. L'onda d'urto, generata da un opportuno emettitore in un punto dell'elemento, viene captata da un ricevitore posizionato in un altro punto e trasmessa, sotto forma di un segnale elettrico, ad un oscilloscopio che ne permette la visualizzazione e la misura del tempo t intercorso tra emissione e ricezione. Dividendo la distanza D tra i due punti per il tempo t si ricava la velocità delle onde elastiche del materiale, che è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e rapporto di Poisson dinamici) e della sua densità. Eventuali disomogeneità (fessure, cavità, ecc.) variando la velocità di propagazione e assorbendo parzialmente, rifrangendo e riflettendo l'onda di vibrazione, possono essere indagate analizzando tali processi.

La frequenza naturale dei trasduttori va scelta in funzione delle dimensioni degli elementi da provare. Percorsi più lunghi possono essere indagati facendo uso di trasduttori con frequenze naturali di vibrazioni basse (10-20 kHz) per minimizzare l'assorbimento del segnale del calcestruzzo. L'uso di sonde con frequenza più elevate (>50 kHz) permette, su percorsi più brevi, di avere misure di tempo più accurate.

È necessario eseguire preferibilmente prove per trasmissione diretta nelle medesime zone su cui è stata effettuata la prova sclerometrica. In tal caso l'elemento da indagare deve presentare dimensioni superiori a 150mm nella direzione della propagazione del segnale.



Normativa di riferimento - UNI 9524

Applicazione della tecnica e fasi operative

- Nel caso di prova per trasmissione diretta, esecuzione di foro per passaggio di cavi su pannelli di tamponatura adiacenti l'elemento strutturale oggetto di indagine;
- Individuazione della zona di indagine: compresa tra due staffe consecutive, preventivamente preparata per la prova sclerometrica;
- Applicazione di vaselina al fine di migliorare l'aderenza sonda-superficie del cls ed eliminare le microasperità ed i vuoti
- Misurazione della distanza tra i due trasduttori
- Esecuzione di n°3 letture del tempo di attraversamento (in microsecondi) per punto di prova (le sonde devono essere perfettamente allineate mediante uso di livella)
- Documentazione fotografica della prova e dell'elemento strutturale dopo la prova in modo da evidenziare che l'area di indagine è la stessa della prova sclerometrica e che non sono state intercettate barre di armatura

Accorgimenti, varianti e limiti

La velocità di propagazione del treno di onde è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e coefficiente di Poisson dinamici) e della sua densità. Le disomogeneità (fessure, zone degradate) variano la velocità di propagazione, riflettendo e rifrangendo l'onda di vibrazione, assorbendola parzialmente e attenuandola secondo determinate direzioni; analizzando tali processi è possibile risalire alle disomogeneità stesse.

I risultati sono influenzati da:

- Preparazione della superficie di contatto tra sonda e materiale;
- Caratteristiche e quantità del mezzo di accoppiamento;
- Pressione sulle sonde;
- Dimensione minima e massima dell'elemento.

A.4. Metodo Sonreb (Sclerometro+Ultrasuoni)– Analisi dei risultati

Principi funzionali



L'indagine Sonreb consente di stimare, in maniera non distruttiva, attraverso la combinazione dei risultati delle indagini ultrasoniche e delle prove sclerometriche, la resistenza media del calcestruzzo e lo spessore degradato per ogni singola zona indagata.

Ogni singola area omogenea è caratterizzata dalla coppia di valori:

- velocità di propagazione
- indice di rimbalzo.

A partire da questi dati è possibile risalire al valore della resistenza cubica convenzionale del cls attraverso le formulazioni esistenti in letteratura:

$$R_{c1} = 0.0286 \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85} \quad \text{con } R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in Km/sec.}$$

(Articolo J.Gasparirik, "Prove non distruttive in edilizia", Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia 1992)

$$R_{c2} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446} \quad \text{con } R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in m/sec.}$$

(Articolo A.Di Leo, G. Pascale, "Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato", Convegno Sistema Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civile, Bologna, Saie '94, 21 ottobre 1994)

$$R_{c3} = 7.695 \cdot 10^{-10} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6} \quad \text{con } R_c \text{ in kg/cm}^2 \text{ e } V \text{ in m/sec.}$$

(Articolo R. Giacchetti, L. Lacquanti, "Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato" Nota tecnica 04, 18980, università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni)

L'attendibilità del risultato può essere migliorata tarando le suddette correlazioni con i risultati delle prove di compressione su carote.

Accorgimenti, varianti e limiti

I limiti dell'applicazione di tale metodo combinato sono numerosi e derivano dai limiti dei due metodi componenti e dal fatto che si misurano grandezze, durezza e velocità del suono, che sono variamente correlabili con la resistenza.

L'utilizzazione di tale metodo non è indicata per i calcestruzzi con strati superficiali degradati e nelle zone con elevata concentrazione dei ferri di armatura, soprattutto quando



tali ferri sono paralleli e vicini alla traiettoria di propagazione degli impulsi ultrasonici ed infine nelle zone con difetti apparenti del calcestruzzo.

A.5. Misura del potenziale elettrochimico di corrosione delle armature

Principi funzionali

Questo metodo di indagine è finalizzato alla determinazione del potenziale spontaneo e sotto polarizzazione dei ferri di armatura delle strutture in c.a. e c.a.p.. La determinazione del potenziale spontaneo viene eseguita allo scopo di conoscere lo stato dell'armatura dal punto di vista dei fenomeni di corrosione. Il metodo si basa sulla misura della differenza di potenziale elettrico tra la barra di armatura, oggetto di indagine, ed un elettrodo di riferimento a potenziale costante. In particolare, è possibile stimare la presenza di corrosione e l'evoluzione della stessa comparando i risultati delle misure con quelli ricavati da osservazioni sperimentali.

L'elettrodo a potenziale costante di riferimento è ottenuto per mezzo di un metallo immerso in una soluzione ionica (Cu/CuSO₄; Calomel (SCE); Ag/AgCl).

Normativa di riferimento - UNI 9535

Applicazione della tecnica e fasi operative

Il metodo può essere applicato:

- in sito su qualsiasi parte dell'armatura delle strutture esistenti, indipendentemente dalla sua età;
- in situ su spezzoni di armatura appositamente predisposti;
- in laboratorio su campioni di armatura appositamente costituiti.

La determinazione può essere eseguita per singole barre di armatura oppure su una superficie prescelta di un elemento strutturale, purché le armature sottostanti la superficie prescelta siano collegate metallicamente tra loro. La connessione elettrica dell'armatura deve essere eseguita direttamente sulle barre da esaminare nel primo caso, su qualsiasi punto dell'armatura sottostante la superficie prescelta nel secondo caso. L'elettrodo di riferimento deve essere posto sulla superficie di calcestruzzo in corrispondenza della barra da esaminare nel primo caso, su punti scelti in maniera casuale nel secondo caso.



Eseguendo le misure, nel secondo caso, spostando l'elettrodo di riferimento sulla superficie del calcestruzzo in maniera ordinata (ad esempio lungo i vertici di un reticolo) è possibile ricavare linee isopotenziali ed i relativi gradienti. La determinazione può essere eseguita anche misurando la differenza di potenziale tra due elettrodi di riferimento appoggiati sulla superficie di calcestruzzo; generalmente un elettrodo si mantiene fisso mentre l'altro viene spostato su punti prescelti in maniera ordinata. Nei casi in cui il potenziale misurato risulta variabile in tempi brevi (per esempio entro un massimo di 1h), risulta opportuna la preumidificazione del calcestruzzo con una opportuna soluzione. In questo caso le misure del potenziale devono essere eseguite quando sulla superficie del calcestruzzo non esiste acqua libera.

Accorgimenti, varianti e limiti

La determinazione si può effettuare indipendentemente dallo spessore del copriferro, del quale però si deve tenere conto nel caso di misure aventi lo scopo di accertare il grado di protezione catodica assicurato all'armatura nel punto di misura.

La determinazione non è adatta per valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e delle armature.

5.6. Prove con Georadar

Principi funzionali

Il Georadar o GPR (Ground Penetrating Radar) rappresenta uno strumento di indagine non distruttivo e non invasivo finalizzato alla ricerca di servizi tecnologici e strutture interrato. Il funzionamento del georadar si basa sulla capacità dello strumento di emettere segnali a radiofrequenza (tipicamente tra 100 e 1000 – 1600 MHz) e registrare quelli reirradiati dagli oggetti presenti nel sottosuolo e/o negli elementi strutturali, caratterizzati da dimensioni sufficienti e da proprietà elettromagnetiche diverse rispetto a quelle del terreno che li circonda. Il parametro misurato è il tempo di propagazione dell'onda che, a seguito dell'intercettazione di ostacoli e discontinuità, ritorna in superficie e viene captata dalle antenne come eco riflesso. La generazione e la ricezione dei segnali a radiofrequenza è operata da una o più antenne che vengono fatte scorrere sul tratto di terreno e/o elemento strutturale che si desidera indagare. I dati raccolti, opportunamente elaborati, sono memorizzati e rappresentati su una unità di controllo che, inoltre, genera gli impulsi necessari al funzionamento delle antenne.



Per lo studio di un edificio esistente le prove con georadar possono essere utilizzate per individuare le tipologie di fondazione e gli strati superficiali del sottosuolo delle aree di sedime.

Campi di applicazione

- *Analisi dei profili stratigrafici e caratterizzazione del terreno:* Con un indagine georadar è possibile distinguere tre macroclassi di sottosuolo:
 - Classe A: argilla, limi e sabbie (materiali facilmente perforabili);
 - Classe B: argilla con ghiaia, marne, ghiaie (materiali perforabili con difficoltà);
 - Classe C: ghiaia grossolana, roccia (materiali perforabili con tecniche ed apparati speciali).
- *Indagini geologiche:* Mediante un georadar multifrequenza, con l'utilizzo delle frequenze più basse nei casi in cui si vogliono raggiungere maggiori profondità (50 – 200 MHz) è possibile rilevare la localizzazione e la geometria di forme carsiche sotterranee, nonché effettuare un'indagine in un'area interessata da dissesto idrogeologico al fine di individuarne le eventuali cause. Si possono inoltre valutare variazioni di stratificazioni geologiche e fratturazioni del terreno, spessori di terreni di riporto, individuare i diversi strati di un rivestimento e vari tipi di discontinuità (faglie, fratture, giunti, paleosuoli).
- *Indagini strutturali su pareti e pavimentazioni:* Tale indagine, effettuata con georadar multifrequenza (100 – 600 – 1600 MHz a seconda dei casi), permette di verificare la struttura di esistenti reti di servizi e di risalire, dove possibile, alla geometria e dimensione di strutture interne, infrastrutture, cavità, fratture, superfici di distacco, senza danneggiare in alcun modo il manufatto. E' possibile, inoltre, determinare la profondità effettiva di micropali, la geometria di fondazioni, spessori di murature, nonché verificare la stratificazione e la distribuzione di rinforzi metallici situati al di sotto del piano da investigare al fine di monitorare l'assetto strutturale di edifici, ponti, ecc.
- *Localizzazione di armature:* L'individuazione e il riconoscimento delle tipologie di armature (tondini, centine, reti elettrosaldate) in una struttura in cemento armato è facilmente rilevabile con un georadar multifrequenza (200 – 600 MHz)
- *Ricerca e individuazione di strutture sepolte:* Attraverso un'indagine georadar è possibile evidenziare la presenza di fusti, serbatoi e/o strutture metalliche, in cemento



armato o materie plastiche, condutture, sepolte nel terreno, ai fini di un'eventuale progettazione e pianificazione di opere di scavo e di ricostruzione o per la bonifica dell'area interessata da tale presenza.

Accorgimenti, varianti e limiti

Nel campo delle indagini del sottosuolo, rispetto agli approcci tradizionali, quali le indagini geognostiche, l'indagine georadar è meno dispendiosa sia in termini di tempo sia di costi effettivi, e non produce risultati puntuali; rispetto agli altri metodi, quali la sismica a rifrazione, la geoelettrica, la magnetica, che richiedono lunghe ed elaborate procedure di acquisizione, fornisce dati con una risoluzione superiore. In sostanza, integrando l'indagine radar con una sola prospezione, per ricavare i parametri di taratura, è possibile avere in tempi brevi una mappatura completa e ad alta risoluzione del sottosuolo di tutta l'area di indagine.

L'acquisizione dei dati radar non sempre può essere possibile o dare risultati soddisfacenti nei casi di seguito specificati.

Condizioni ambientali sfavorevoli quali:

- accentuata asperità delle superfici
- presenza di grigliati di ferro
- presenza d'acqua in superficie

Condizioni geologiche sfavorevoli quali:

- presenza di litologie argilloso-limose umide
- presenza di falde acquifere subsuperficiali
- elevata umidità del sottosuolo

La presenza di elementi o corpi superficiali può determinare una barriera all'individuazione di oggetti più profondi.

5.7. Prova Ecometrica o Sonica su pali

Principi funzionali

La prova ecometrica o sonica su pali è una prova dinamica a bassa deformazione mediante la quale, in maniera non distruttiva, è possibile verificare le eventuali fratture o imperfezioni (strizioni, disomogeneità, ecc.) di un palo, realizzato in opera o prefabbricato, e la sua lunghezza.



Il principio fisico su cui si basa è quello della propagazione dell'onda di compressione in un mezzo elastico. La strumentazione è costituita essenzialmente da una centralina elettronica di acquisizione, da un sensore di velocità (geofono ad alta velocità) e da un martello.

Il palo viene messo in vibrazione con una forza impulsiva assiale esercitata mediante l'impiego del martello. L'onda di compressione generata dal colpo del martello sull'estremità superiore del palo si propaga verso il basso all'interno del palo, con una velocità compresa, in genere per i pali gettati in opera, tra 3500 e 4000 m/s. Giunta alla base del palo, in assenza di discontinuità, l'onda subisce una parziale riflessione verso l'alto e viene rilevata in termini di velocità da un sensore posto alla testa del palo.

L'intervallo di tempo tra la sollecitazione impulsiva iniziale ed il ritorno allo stesso punto dell'onda riflessa è uguale al tempo richiesto dall'onda d'urto a percorrere due volte (dall'alto in basso e viceversa) l'estensione del palo.

Applicazione della tecnica e fasi operative

Nel caso di strutture esistenti, per eseguire la prova ecometrica è necessario creare una nicchia sulla superficie laterale del palo per realizzare una zona orizzontale sulla quale poggiare il sensore ed imprimere l'impulso;

Prima di effettuare le misure di campagna, si impostano la lunghezza approssimativa del palo e la velocità di propagazione delle onde, scelta in funzione delle caratteristiche del materiale. Nel caso in cui la lunghezza del palo non sia nota si effettuano alcune acquisizioni preliminari, incrementando man mano la lunghezza del palo. Il tempo effettivo di acquisizione risulta essere maggiore di circa il 20% rispetto all'intervallo di tempo Δt strettamente necessario calcolato, ciò allo scopo di compensare le possibili imprecisioni nell'indicazione della lunghezza e della velocità di propagazione dell'impulso.

Accorgimenti, varianti e limiti

La propagazione delle onde di stress nel palo è influenzata da diversi fattori, quali la densità del cls, il modulo elastico e la sezione trasversale del palo. In particolare, quando nel percorso verso il piede del palo, le onde attraversano strati a disomogeneità differente o incontrano tratti in cui la sezione presenta variazioni di dimensioni trasversali, si creano riflessioni verso la testa del palo.



Sulla scorta delle esperienze effettuate nel campo del controllo dei pali di fondazione con il metodo ecometrico e considerati i vari fattori che influiscono sul segnale e quindi sull'esito del controllo stesso, si può asserire che le misure sono, in genere, mediamente affette da incertezza variabile tra il 5 ed il 10%.

Per una più corretta interpretazione dei segnali acquisiti è opportuno disporre delle prove penetrometriche e delle stratigrafie eseguite oltre, se è possibile, ai rapporti di cantiere relativi ai pali interessati dalle prove.

Uno dei fattori che influenza il segnale è l'attrito superficiale che il terreno esercita sul palo. Ciò produce un'attenuazione del segnale stesso, con conseguente minore evidenza del riflesso di base. Il valore dell'attrito, ed in pratica gli effetti di attenuazione che produce sul segnale, vanno da un minimo per i terreni argillosi ad un massimo per quelli sabbiosi.

Nel caso di pali liberi in testa, cioè ancora non collegati da fondazione o da magrone, il metodo fornisce buoni risultati.

La prova non fornisce indicazioni sulla portanza del palo.



B. PROVE DISTRUTTIVE

B.1. Carotaggio

Principi funzionali

Il carotaggio consiste nel rilievo di una carota dell'elemento strutturale da sottoporre a prove di laboratorio, per misurare il valore di rottura a compressione del provino (R_{cal}).

Il prelievo delle carote viene realizzato mediante una sonda a corona diamantata (carotatrice) di tipo adatto alla durezza del calcestruzzo ed al tipo di aggregato in esso contenuto. Il prelievo deve essere effettuato in maniera tale da ridurre al minimo il danneggiamento provocato dall'estrazione sul campione. È necessario, quindi, eseguire le operazioni di prelievo quando il calcestruzzo è sufficientemente indurito, ossia quando la sua resistenza a compressione stimata è maggiore di 10 N/mm², evitando, inoltre, per quanto possibile, le zone armate ed i giunti.

L'estrazione può avvenire sia in orizzontale che in verticale. È opportuno che il diametro della corona deve essere almeno pari a 3 volte il diametro massimo dell'aggregato, compatibilmente alla presenza di ferri di armatura ravvicinati e comunque preferibilmente maggiore di 100mm. La carota deve essere estratta in una delle due aree precedentemente già indagate con Metodo Sonreb.

I provini prelevati sono classificati, sottoposti a prova di carbonatazione in sito, riposti in buste sigillate e trasferiti in laboratorio dove saranno rettificati, e preparati per la realizzazione delle prove di compressione.

Normativa di riferimento - UNI 6131

Applicazione della tecnica e fasi operative

La prova si applica mediante i seguenti passi:

- Preparazione dell'elemento strutturale (eseguita preventivamente)
- Rilevazione della disposizione delle armature in modo tale da non incorrere nel taglio di porzioni di armatura durante la prova
- Esecuzione del carotaggio nella stessa zona precedentemente indagata con il metodo Sonreb
- Carotaggio passante in modo da consentire il prelievo di un provino indisturbato



- Estrazione della carota, protezione conservazione e successiva consegna al laboratorio
- Compilazione della scheda
- Documentazione fotografica della prova e dell'elemento strutturale dopo la prova in modo da evidenziare che l'area di indagine è sempre la stessa e che non sono state intercettate barre di armatura
- Ripristino del foro con malta antiritiro in modo da garantire la perfetta integrazione dei getti
- Prove di compressione secondo la norma UNI 6132 da parte del laboratorio
- Rilascio del certificato

La stima della resistenza caratteristica del calcestruzzo deve essere condotta secondo quanto riportato all'Appendice 2 del D.M. 09.01.1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"

Accorgimenti, varianti e limiti

I fattori più importanti che concorrono a determinare il valore di resistenza delle carote:

- rapporto lunghezza/diametro;
- direzione di perforazione dei getti;
- dimensione del campione;
- posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale

I fattori più importanti che determinano le variazioni dei valori di resistenza tra le carote, i cubi ed i cilindri standard sono:

- disturbo conseguente all'operazione di prelievo;
- presenza di armature;
- passaggio dalla resistenza cilindrica a quella cubica;
- modalità di preparazione e stagionatura;
- maturazione al momento della prova

I possibili fattori che possono alterare il valore della resistenza in situ sono:

- Pressione di consolidamento: I valori di resistenza del conglomerato, ottenuti dallo schiacciamento delle carote, risultano influenzati dalla posizione del prelievo



nell'elemento strutturale. In elementi strutturali verticali si hanno variazioni di resistenza del 50-70% tra la base e la sommità. Pertanto le carote devono essere eseguite in una fascia intermedia rispetto all'altezza del pilastro, per evitare mediante le operazioni di carotaggio la riduzione della sezione resistente in zone particolarmente sollecitate;

- Ambiente di maturazione: L'effetto dell'ambiente di maturazione può essere individuato attraverso l'individuazione di due parametri: la perdita di umidità della superficie che può estendersi fino ad una profondità di 5 cm generando uno strato di minor resistenza a causa della segregazione e dell'impoverimento della miscela; la differente maturazione tra strutture e campioni standard in considerazione delle condizioni reali di maturazione del calcestruzzo in opera;
- Operazioni di perforazione: Le operazioni di perforazione possono dar luogo a disturbi sul campione estratto, ripercuotendosi sul valore della resistenza meccanica. In particolare, all'aumentare della coppia torcente diminuiscono le caratteristiche meccaniche dei campioni estratti;
- Direzione di perforazione: Perforazioni perpendicolari alla direzione del getto producono una diminuzione di resistenza variabile tra il 5% e l'8% per conglomerato avente resistenza caratteristica di 250kg/cmq, mentre è praticamente nulla per resistenza caratteristica di 400 kg/cmq. Perforazioni in direzione parallela a quella di getto comportano riduzioni minori;
- Dimensioni carote: Al variare del rapporto diametro-carota/dimensione inerte aumenta sensibilmente il coefficiente di variazione dei risultati ottenuti mentre la resistenza media tende a rimanere costante;
- Armature incluse: La presenza di spezzoni di armatura contribuisce a diminuire la resistenza misurata sulla carota in misura difficilmente quantificabile

B.2. Prova di Carbonatazione in situ

Principi funzionali

La prova di carbonatazione in situ ha lo scopo di determinare lo stato di conservazione delle armature mediante il prelievo e l'analisi di campioni di calcestruzzo. In particolare, la norma si riferisce alla determinazione della profondità di carbonatazione. Tale indagine si esegue allo scopo di indagare le cause di un fenomeno di corrosione già



avvenuto oppure per ricavare elementi di giudizio sul comportamento nel tempo dell'armatura.

La misura della carbonatazione sui campioni appena estratti dalla struttura viene eseguita con il metodo del viraggio chimico, utilizzando come indicatore una soluzione acquosa di fenoftaleina all'1% in alcool etilico al 70%. Questa soluzione viene spruzzata, mediante nebulizzatore, direttamente sui campioni estratti e subisce una variazione di colore, passando dal bianco trasparente al rosso violetto quando la superficie risulta non carbonatata (materiali aventi un pH superiore a 9.2), mentre rimane incolore sulle superfici carbonatate (valori di pH minori di 9,2).

Normativa di riferimento - UNI 9944

Applicazione della tecnica e fasi operative

Il prelievo dei campioni può essere effettuato secondo tre diverse metodologie: prelievo mediante carotaggio (UNI 6131), prelievo di frammenti di calcestruzzo e prelievo di polveri. La determinazione della profondità di carbonatazione deve essere effettuata immediatamente dopo il prelevamento; se per ragioni particolari (per esempio prova di trazione diretta) non si può evitare un'attesa, i campioni devono essere conservati in recipienti a tenuta d'aria.