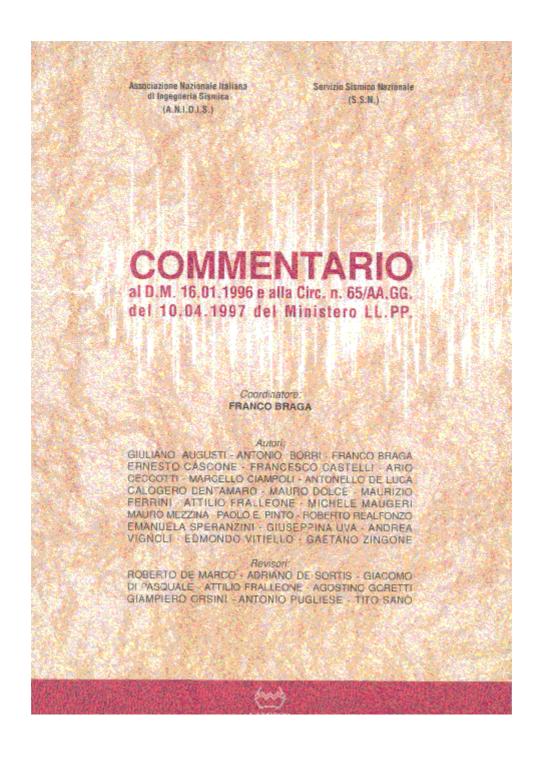
ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.



Premessa

Nel Settembre del '94, assumendo la Presidenza dell'Associazione Nazionale Italiana Di Ingegneria Sismica (ANIDIS), mi sono chiesto quali iniziative intraprendere affinché, come spesso avviene all'estero, l'associazione raccogliesse non soltanto docenti universitari ma anche la massima parte dei professionisti operanti nel settore, così da avere una connotazione sia accademica che professionale; mi sembrò allora che un Corso di aggiornamento in Ingegneria Antisismica fosse l'iniziativa più efficace per procedere in tale direzione. Il Corso, da tenersi a cura dell'Associazione e con identico programma in tutte le Regioni d'Italia, avrebbe dovuto fornire ai tecnici operanti nel campo dell'ingegneria antisismica (Architetti, Geologi, Geometri, Ingegneri), sia dipendenti dalla Pubblica Amministrazione che liberi professionisti, una esauriente e qualificata illustrazione della normativa sismica italiana in termini di novità rispetto alla precedente versione e di probabili futuri sviluppi; all'epoca ritenevo infatti prossima l'emissione della nuova normativa tecnica del Min. dei LL. PP. sulle costruzioni in zona sismica, ed agevole l'organizzazione del Corso, specie se si fosse ottenuto il supporto del Servizio Sismico Nazionale (SSN).

Proposi il Corso al Direttore del SSN, Dott. Roberto De Marco, che accolse favorevolmente la proposta. Con l'entusiasmo e l'attivismo che contraddistinguono entrambi, ci mettemmo dunque all'opera coinvolgendo nel progetto l'amico Tito Sanò; in particolare sua fu l'idea, sicuramente indovinata, di accompagnare il Corso con un testo scritto che costituisse un utile supporto didattico ed un comune riferimento bibliografico. Per tale testo Tito suggerì il titolo di Commentario, accettato all'unanimità ed immediatamente inserito nella bozza di convenzione SSN - ANIDIS che in quei giorni si andava stilando.

Da allora sono passati oltre tre anni durante i quali Roberto De Marco ed io, affrontando con inesauribile pazienza difficoltà burocratiche insospettate e insospettabili, abbiamo portato avanti il progetto del Corso e del Commentario, spesso disperando del risultato finale, ma senza mai rinunciare a perseguirlo ed infine conseguendolo. Per buona fortuna, anche la comparsa della nuova normativa tecnica e della relativa circolare illustrativa hanno incontrato significative difficoltà, sicché si può ancora sostenere, con qualche ragione (almeno lo spero), che il Corso ed il Commentario conservino la validità illustrativa che, nelle intenzioni, dovevano avere, e non siano del tutto intempestivi. Questa speranza è stata suffragata in modo sostanziale dalla comparsa nell'Aprile '97, ad oltre tredici mesi di distanza dalla pubblicazione della norma, della relativa circolare illustrativa, con lo strascico di polemiche che i suoi Allegati hanno suscitato.

Venendo ora al Commentario, che del Corso raccoglie tutti i contenuti, esso è stato finalizzato, come il titolo chiaramente denuncia, al commento ed alla illustrazione della attuale normativa per le costruzioni in zona sismica (D.M. LL. PP. del 16.01.1996) e della relativa circolare illustrativa (Circ. LL. PP. n. 65/AA.GG. del 10.04.1997); da esso non si devono quindi attendere richiami di dinamica o di sismologia e, più in generale, l'impostazione tipica dei testi d'ingegneria sismica. Gli argomenti trattati sono tutti, e soli, quelli presenti nella norma e nella circolare, documenti dei quali il Commentario segue fedelmente l'articolazione; tali argomenti sono stati però accorpati opportunamente in capitoli, così da trattare in termini unitari (unico capitolo) specifiche tipologie costruttive (edifici in muratura ordinaria o armata, edifici in legno, ecc.) o specifiche tipologie d'intervento (interventi sugli edifici esistenti in muratura, interventi sugli edifici esistenti in c.a., ecc.); per rendere inoltre più organica una trattazione fisiologicamente disorganica sia per la molteplicità degli autori sia per la varietà degli argomenti trattati, ciascun capitolo è stato suddiviso, ove possibile, negli stessi sei paragrafi e cioè: Generalità, Esame ragionato delle prescrizioni di norma, Commenti e miglioramenti possibili, Esempi di applicazione, Conclusioni, Bibliografia. Infine, per rendere immediato il collegamento tra articolazione del testo e norma più circolare, accanto ai titolo di ciascun capitolo sono stati indicati i paragrafi della norma e gli allegati della circolare, dal capitolo trattati.

Il Commentano, come del resto la norma, è divisibile in quattro parti:

- 1 . parte generale e valida per tutte le tipologie strutturali (capitoli 1, 2 e 3 del Commentario, sezioni A e B della norma).
- 2. parte relativa ai soli edifici di nuova costruzione (capitoli 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 e 11 del Commentario, sezione C della norma con l'esclusione del solo paragrafo C.9, allegato 1 della circolare),
- 3. parte relativa al miglioramento e adeguamento dei soli edifici esistenti (capitoli 12, 13 e 14 del Commentario, paragrafo C.9 della norma, allegati 2, 3 e 4 della circolare),
- 4. parte relativa alle opere di sostegno dei terreni (capitolo 1 5 del Commentario, sezione D della norma).

Esaminando ora più direttamente i contenuti del Commentario, come detto i capitoli 1, 2 e 3 sono validi quale che sia la tipologia strutturale considerata, anche se gran parte delle esemplificazioni fornite fa riferimento, per ragioni di facilità di comprensione, agli edifici. In particolare il capitolo 1 illustra il quadro normativa nel quale norma e circolare si inseriscono e le peculiarità del rapporto tra sismicità e zonazione sismica (sezione A della norma), il capitolo 2 tratta di entità e modellazione dell'azione sismica e dei nessi esistenti tra la sua

quantizzazione e la duttilità della struttura (paragrafi da B.1 a B.9 della norma), il capitolo 3 si occupa delle fondazioni e dei terreni di fondazione in un'ottica di presentazione tipicamente geotecnica e spaziando dalla dinamica del terreno all'interazione terreno - struttura (paragrafo B.10 della norma).

Il capitolo 4 (come del resto la sezione C della norma) tratta invece argomenti specifici degli edifici localizzando l'attenzione sulle prescrizioni di carattere urbanistico e tipologico ed in particolare sulle altezze e sui distacchi consentiti (paragrafi C.1, C.2, C.3, C.4 della norma). I capitoli 5, 6 e 7 si occupano degli edifici in muratura di nuova costruzione (paragrafo C.5 della norma) evidenziando modalità costruttive, modelli di calcolo, metodi di progetto - verifica specifici di tali edifici; più precisamente, il capitolo 5 si occupa della muratura ordinaria (paragrafi C.5.1 e C.5.2 della norma), il capitolo 6 della muratura armata (paragrafo C.5.3 della norma), il capitolo 7 delle strutture miste (paragrafo C.5.4 della norma). I capitoli 8 e 9 trattano degli edifici di nuova costruzione, in c.a. o acciaio, a struttura intelaiata, sia dal punto di vista delle regole di progetto e costruttive necessarie a conferire a tali edifici la duttilità strutturale minima richiesta dall'entità attribuita dalla norma alle azioni sismiche di progetto, sia dal punto di vista della modellazione statica e dinamica e delle azioni e della struttura (Allegato 1 alla circolare e paragrafo C.6 della norma). I capitoli 10 e 11 sono dedicati agli edifici realizzati utilizzando tipologie costruttive (i pannelli portanti) o materiali (il legno) abbastanza poco frequenti ma passibili di interessanti sviluppi. Più in dettaglio il capitolo 10 tratta degli edifici di nuova costruzione con struttura a pannelli portanti (paragrafo C.7 della norma) sia prefabbricati che gettati in opera, suggerendo tipologie costruttive desiderabili, dettagli costruttivi, modelli di calcolo, metodi di progetto - verifica; il capitolo 11 tratta degli edifici con struttura in legno di nuova costruzione (paragrafo C.8 della norma) e del miglioramento e adeguamento di elementi costruttivi in legno esistenti fornendo, in assenza di una normativa italiana specifica, utili indicazioni tipologiche e progettuali.

I capitoli 12, 13 e 14 sono dedicati al miglioramento e adeguamento degli edifici esistenti in muratura, c.a., acciaio, questione particolarmente interessante per un paese, quale l'Italia, a sviluppo demografico praticamente nullo e con un patrimonio abitativo, specie nelle zone appenniniche a più alta sismicità, di non grande qualità. In particolare il capitolo 12 illustra i problemi, in termini di dislocazione delle risorse e scelta e programmazione degli interventi, che i tecnici degli enti locali (regioni e comuni) si trovano ad affrontare quando si intraprende una campagna di riduzione del rischio sismico (paragrafi C.9.1, C.9.2, C.9.3, C.9.4 della norma), il capitolo 13 tratta del miglioramento e adeguamento di edifici in muratura (paragrafi C.9.5, C.9.8, C.9.9, C.9.10 della norma e Allegato 3 alla circolare) illustrando problemi specifici, comuni tecniche di intervento, modelli di calcolo, il capitolo 14 si occupa, con analogo taglio, di miglioramento e adeguamento di edifici in c.a. ed acciaio (paragrafi C.9.6, C.9.7 della norma e Allegati 2 e 4 alla circolare). Infine il capitolo 15 esamina le opere di sostegno dei terreni (sezione D della norma) illustrando i problemi tipici delle opere in questione e svolgendo interessanti confronti tra la normativa europea (EC8) e le prescrizioni della normativa italiana.

Per rendere il Commentario ancor più facile da consultare, i testi suo, della norma e della circolare sono stati raccolti, su CD, in un unico ipertesto che viene distribuito ai partecipanti ai corsi e a chi ne fa richiesta; un particolare ringraziamento va all'amico Antonio Borri che del CD ha curato la realizzazione.

Il Commentario è stato scritto da membri del consiglio direttivo e del collegio dei revisori dei conti dell'ANIDIS (Augusti, Borri, Braga, De Luca, Dolce; Ferrini, Maugeri, Mezzina, Zingone), da qualche universitario di buona volontà e di solida preparazione (Ceccotti, Pinto, Vignoli, Vitiello), da un tecnico del SSN (Fralleone), da ricercatori universitari coinvolti direttamente dagli autori prima elencati (Cascone, Castelli, Ciampoli, Dentamaro, Speranzini, Uva). I testi dei diversi capitoli, ancora in bozza, sono stati sottoposti, a norma della convenzione SSN - ANIDIS, all'esame di un comitato di revisione composto da membri del SSN. Il comitato di revisione ha avanzato una serie d'osservazioni che sono state trasmesse agli autori. Gli autori, infine, hanno effettuato una stesura finale del capitolo di propria competenza, tenendo conto di tali osservazioni. All'atto dell'invio alle stampe del Commentario, i ringraziamenti miei e dell'intero consiglio direttivo vanno a tutti gli autori, al comitato di revisione del SSN, a Roberto De Marco e Tito Sanò.

Roma 1 Gennaio 1998

Il Presidente dell'ANIDIS

Prof. Ing. FRANCO BRAGA

Presentazione dell'edizione informatica del "Commentario" su files PDF per Adobe (c) Acrobat Reader

Nel marzo 2001, la *AEDES Software per Ingegneria Civile*, società di produzione di software per il calcolo strutturale impegnata nel campo della ristrutturazione e del consolidamento, ha proposto al *Servizio Sismico Nazionale* la diffusione informatica del "Commentario al D.M. 16.1.1996", dietro esplicita richiesta di molti tecnici operanti nella progettazione antisismica. In questi ultimi anni, ed in particolare dall'inizio della ricostruzione post-sismica nelle Regioni Umbria e Marche, è stato mostrato infatti grande interesse per gli approfondimenti sulle modalità interpretative e applicative della Normativa vigente.

Il Servizio Sismico Nazionale, in linea con i propri compiti istituzionali, ha accolto positivamente l'iniziativa ed ha autorizzato la AEDES a tradurre il Commentario su documenti PDF.

L'organizzazione dell'opera in numerosi capitoli ha consigliato la suddivisione del testo in altrettanti files, distribuiti gratuitamente nei CD software della AEDES ed identicamente reperibili sul sito Internet del Servizio Sismico Nazionale (www.serviziosismico.it).

Il presente CD è stato ottenuto dalla AEDES partendo da una copia su carta del Commentario e, pertanto, non va confuso con quello prodotto dall'ANIDIS e di cui si parla nella Premessa.

Per la pubblicazione informatica, è stata scelta la strutturazione in files PDF in quanto essa consente alcune interessanti operazioni:

- 1. il documento viene stampato in un formato universale, con copia cartacea simile ad una edizione tipografica;
- 2. il programma per la consultazione del documento (Adobe (c) Acrobat Reader) è fornito gratuitamente dal produttore (la società Adobe) ed è installabile da ogni utente sui sistemi operativi più diffusi;
- 3. le funzionalità interne di Adobe (c) Acrobat Reader consentono la ricerca di parole chiave (comando Trova del menu Modifica), e la strutturazione ad ipertesto, con collegamento fra sezioni diverse dello stesso documento e fra documenti distinti.

La AEDES è lieta di contribuire alla diffusione delle conoscenze nel settore, ritenendo indispensabile che l'uso dei moderni strumenti informatici di calcolo sia supportato da una piena comprensione delle impostazioni teoriche. E' auspicabile che venga acquisita una sempre maggiore consapevolezza da un lato della potenza e della versatilità degli strumenti utilizzati, e dall'altro dei limiti intrinseci delle modellazioni che vengono utilizzate per tradurre in schemi matematici realtà fisiche talvolta molto complesse. Conoscenza delle procedure, utilizzo dello strumento di calcolo ed analisi critica correttamente applicati possono condurre il tecnico verso migliori risultati progettuali ed operativi.

Prato, febbraio 2002

Ing. Francesco Pugi AEDES Software s.a.s. - www.aedes.it

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 1 - DISPOSIZIONI GENERALI (Sezione A)

(Franco Braga)

SOMMARIO

- 1.1. Generalità 1.3
- 1.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma, commenti e miglioramenti possibili 1.5
- 1.3. Conclusioni 1.9
- 1.4. Bibliografia 1.10

Cap. 1 - DISPOSIZIONI GENERALI (Sezione A)

(Franco Braga)

1.1. GENERALITA'

Le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche disciplinano "tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ferma restando l'applicazione delle norme di cui all'art. 1 della legge stessa" (A.1 Oggetto delle norme - Classificazione delle zone sismiche).

Questa frase, che apre il testo delle norme tecniche in esame, evidenzia alcuni punti di cui occorre prendere chiara coscienza per una miglior comprensione di tutto ciò che segue. Essa:

- definisce, innanzitutto, l'ambito di applicabilità della norma, individuato attraverso il rapporto tra sicurezza e pubblica incolumità; la sicurezza di una costruzione che non interessi la pubblica incolumità, dunque, anche se ricadente in zona dichiarata sismica, non è disciplinata dalla norma in esame;
- evidenzia, poi, il carattere convenzionale attribuito alla sismicità di una zona, <u>che non è sismica bensì viene</u> dichiarata tale;
- rinvia, infine, alla **legge 2 febbraio 1974, n.64** ed alle norme tecniche citate e riguardanti i vari elementi costruttivi, <u>norme di cui resta ferma l'applicazione</u>.

Il primo punto sopra elencato è di per se significativo; maggiori chiarimenti richiedono invece il secondo ed il terzo, anche per consentire di muoversi con più consapevolezza nel complesso quadro normativa. E' intanto opportuno comprendere a fondo quale sia l'articolazione della normativa tecnica italiana e quali leggi attribuiscano alla normativa tecnica valore cogente.

Le due leggi che disciplinano la normativa tecnica italiana e ne costituiscono il fondamento legale sono:

- legge 5 Novembre 1971 n.1086, pubblicata sulla G.U. n. 321 del 21.12.1971, recante "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica";
- legge 2 Febbraio 1974 n.64, pubblicata sulla G.U. n. 76 del 21.03.1974, recante "*Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*";

la prima chiaramente focalizzata sui materiali adottati, dunque meno significativa, la seconda localizzata sulle costruzioni, sia in zona sismica che non, e sicuramente più importante perché avente il carattere di una vera e propria legge quadro.

Fino alla emanazione della 64, la normativa tecnica poteva assumere valore cogente soltanto in quanto emanata mediante una legge, con tutti i ritardi e le difficoltà, in termini di prevalenza delle considerazioni di carattere politico su quelle di carattere tecnico, connessi alla necessità per tale legge di essere approvata dal Parlamento. La 64 ha risolto una volta per tutte il problema, delegando al Ministro per i lavori pubblici, di concerto con il Ministro per l'interno, l'emanazione delle norme tecniche e dunque affrancandole dall'iter parlamentare.

Infatti al Titolo I "**DISPOSIZIONI GENERALI**", Art 1 'Tipo di strutture e norme tecniche" essa recita: "In tutti i comuni della Repubblica le costruzioni sia pubbliche che private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi che saranno fissate con successivi decreti del Ministro per i lavori pubblici, di concerto con il Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si avvarrà anche della collaborazione dei Consiglio nazionale delle ricerche. Tali decreti dovranno essere emanati entro un anno dalla entrata in vigore della presente legge.'

Nei successivi capoversi secondo, terzo e quarto dei già citato Titolo 1, Art. 1, la 64 fissa inoltre:

- le modalità di revisione della normativa tecnica.
- gli argomenti di cui essa dovrà occuparsi,
- le norme di comportamento a fronte di sistemi costruttivi diversi da quelli già previsti; vi si legge infatti:

"Le norme tecniche di cui al comma precedente potranno essere successivamente modificate o aggiornate con la medesima procedura ogni qualvolta occorra.

Dette norme tratteranno i seguenti argomenti:

- a) criteri generali tecnico costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento:
- b) carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione dei tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera; criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;
- c) indagini sui terreni e sulle rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione:
- d) criteri generali e precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature;
- e) protezione delle costruzioni dagli incendi.
- Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani entro e fuori terra, la idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio."
- La 64 ha prefigurato dunque un preciso quadro della normativa tecnica che, se si elencano le normativa nello stesso ordine utilizzato dalla 64, si presenta oggi nei termini seguenti:
- **D.M. LL. PP. 24 Marzo 1982**, pubblicato sulla G.U. n. 212 supplemento dei 04.08.1982, recante "*Norme tecniche riguardanti la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*".
- **D.M. LL. PP. 12 Dicembre 1985**, pubblicato sulla G.U. n. 61 supplemento dei 14.03.1986, recante "*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle tubazioni*".
- **D.M. LL. PP. 3 Dicembre 1987**, pubblicato sulla G.U. n. 106 supplemento dei 07.05.1988, recante "*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate*".
- **D.M. LL. PP. 20 Novembre 1987**, pubblicato sulla G.U. n. 285 supplemento dei 05.12.1987, recante "*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*".
- D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988, pubblicato sulla G.U. n. 127 supplemento dei 01.06.1988, recante "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. LL. PP. 4 Maggio 1990, pubblicato sulla G.U. n. 24 supplemento dei 29.01.1991, recante "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- D.M. LL. PP. 16 Gennaio 1996, pubblicato sulla G.U. n. 19 supplemento dei 05.02.1996, recante "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- **D.M. LL. PP. 9 Gennaio 1996**, pubblicato sulla G.U. n. 1 9 supplemento dei 05.02.1996, recante "*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*".

Come si vede, per completare il quadro delineato nella 64 mancano le norme relative ai serbatoi, alle torri, agli acquedotti, alle fognature, alla protezione delle costruzioni dagli incendi (su quest'ultimo argomento esiste comunque una normativa relativa agli edifici di civile abitazione emanata dal Ministero degli interni) norme che, a tutt'oggi, non sono ancora state emanate, alle norme tecniche disponibili occorre riferirisi sempre, qualora si intenda operare in accordo con la normativa vigente (v. art. 1 dei D.M. LL. PP. 09.01.96) e dunque sotto la sua copertura legale (eventuali esiti negativi, non riconducibili a violazioni della normativa, non saranno imputabili al progettista). Qualora si voglia fare riferimento ad altre normativa tecniche non esplicitamente citate nel D.M. prima detto (ad esempio l'Eurocodice 8 o le istruzioni CNR-UNI) si dovrà rinunziare a detta copertura legale operando sotto la propria personale responsabilità.

E' infine opportuno segnalare che, per quanto riguarda le peculiarità connesse al ricadere in zona sismica, molte delle tipologie strutturali specifiche al riguardo trattate dalla normativa italiana troppo succintamente (fondazioni, ponti, strutture in legno) o non ancora trattate (antenne, ciminiere, serbatoi, sili, strutture miste acciaio - calcestruzzo, torri, tubi) sono invece già estesamente trattate dall'Eurocodice 8 (EC8). In particolare si citano:

• EC8 - Parte 1-3 - Cap. 4 - Specific Rules for timber Buildings

- EC8 Parte 1-3 Annexe D Specific Rules for steel concrete composite buildings
- EC8 Parte 2 Bridges
- EC8 Parte 3 Towers, Masts, Chimneys
- EC8 Parte 4 Silos, Tanks and Pipelines
- EC8 Parte 5 Foundations, Retaining Structures and Geothecnical Aspects

1.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA, COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Per trovare espresso riferimento alle costruzioni in zona dichiarata sismica ed una chiara menzione della normativa specifica ad esse dedicata, occorre passare dal Titolo I della 64 al Titolo II "NORME PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE", Capo 1 "Nuove costruzioni" Art. 3 "Opere disciplinate e gradi di sismicità".

Nel primo capoverso di tale articolo si legge:

"Tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma lettera a) del presente articolo, sono disciplinate, oltre che dalle norme di cui al precedente articolo 1, da specifiche norme tecniche che verranno emanate con successivi decreti dal Ministro per i lavori pubblici, di concerto con il Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si avvarrà anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche, entro sei mesi dalla entrata in vigore della presente legge ed aggiornate con la medesima procedura ogni qual volta occorra in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici."

La 64 ha prefigurato dunque un quadro normativa nel quale le norme tecniche elencate in precedenza e valide per le diverse costruzioni, indipendentemente dal fatto che ricadano o meno in zona dichiarata sismica, vengono affiancate da specifiche norme tecniche relative alle costruzioni da realizzarsi in zone dichiarate sismiche. Sarebbe dunque lecito attendersi di poter disporre di distinti D.M. LL.PP. che elenchino le peculiarità in presenza di azioni sismiche delle diverse tipologie costruttive, dunque trattino, con riferimento ai materiali, gli edifici in muratura separatamente da quelli in cemento armato e acciaio, con riferimento alle tipologie strutturali, i ponti separatamente dalle dighe e dalle costruzioni prefabbricate. Peraltro tale approccio avrebbe comportato per il Ministero dei lavori pubblici un impegno eccessivamente gravoso e di difficile assolvimento (si pensi che, per produrre gli otto decreti validi in qualunque zona, dichiarata sismica o no, il Ministero ha impiegato oltre 10 anni a fronte dell'anno previsto dalla legge).

Si è dunque preferito emanare il solo **D.M. LL.PP. 3 Marzo 1975**, pubblicato sulla G.U. n. 93 supplemento dei 08.04.1975, recante "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", di tale Decreto il D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996, esaminato nel presente Commentano, costituisce il più recente aggiornamento e conserva immutato l'impianto e cioè:

A. DISPOSIZIONI GENERALI

B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

C. EDIFICI

D. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI.

In particolare il terzo capoverso del paragrafo A.1., rimasto immutato dal D.M. del '75 ad oggi, recita: "Per tutte le costruzioni di cui all'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, valgono i criteri generali di progettazione riportati nella sezione B. Per gli edifici e per le opere di sostegno dei terreni valgono le prescrizioni particolari riportate rispettivamente nelle sezioni C e D' La sezione B della norma raccoglie quindi le prescrizioni progettuali valide per tutte le tipologie strutturali (edifici, ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature). Tali prescrizioni, peraltro, non variano in funzione della tipologia strutturale considerata, bensì sono uniche per tutte le tipologie; questo fatto costituisco una delle più significative differenze esistenti tra il D.M. 16.01.96 e le più avanzate normativa internazionali (ad esempio l'Eurocodice 8). Come chiaramente illustrato nel seguito (v. Cap. 2, par. 2.2.2.) la moderna ingegneria antisismica ha da tempo preso atto della necessità, sostanzialmente riconducibile a motivazioni economiche, di progettare le strutture antisismiche affinché, in presenza dei terremoti più violenti, siano capaci di sostenere

significative plasticizzazioni senza collassare. A partire dunque dall'azione sismica, valutata in termini di accelerazioni, relativa ad una struttura elastica (spettro elastico), attraverso l'utilizzazione di un opportuno fattore riduttivo (fattore di comportamento o di struttura q) legato al comportamento non lineare esibito dalla tipologia strutturale considerata, viene valutata (1) l'azione sismica di progetto, valutata in termini di accelerazioni, relativa alla tipologia strutturale detta (spettro di progetto).

Lo spettro elastico non dipende dalla tipologia strutturale, risultando funzione soltanto dell'azione sismica e dei sito di riferimento, lo spettro di progetto, a parità di spettro elastico, è invece funzione della tipologia strutturale considerata ed in particolare della sua duttilità (fattore q). Le normativa più moderne definiscono dunque:

- l'azione sismica, attraverso uno spettro elastico identico per tutte le tipologie strutturali;
- l'azione sismica di progetto sulla singola tipologia strutturale, attraverso uno spettro di progetto diverso da tipologia a tipologia.

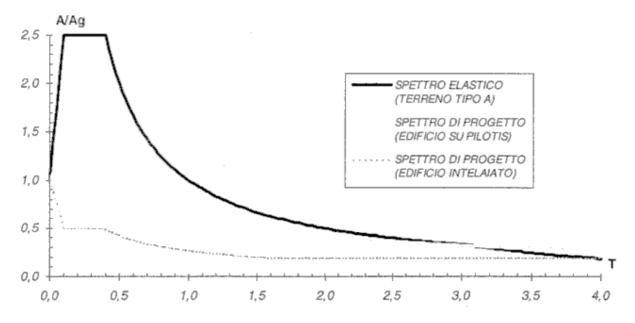


Fig. 1.1. Spettro elastico e spettri di progetto dell'EC8.

Quanto detto è chiaramente illustrato in figura 1.1. Il grafico rappresenta, al variare dei periodo proprio T della struttura considerata, il valore dell'azione sismica su di essa espresso in termini di accelerazione massima A, opportunamente adimensionalizzato dividendolo per l'accelerazione massima al suolo Ag. Sono riportati sia lo spettro di progetto dell'EC8 relativo ad uno specifico terreno (terreno di tipo A) che gli spettri di progetto, sempre su tale terreno, relativi ad un edificio su pilotis e ad un edificio intelaiato; è evidente la differenza tra le azioni di progetto, espresse in termini di accelerazioni massime adimensionalizzate, relative alle due diverse tipologie strutturali. Si chiarisce in questo modo al progettista come, al variare dei comportamento non lineare (coefficiente q, duttilità) della struttura si possa passare dall'unicità dell'azione sismica nel sito considerato, alla molteplicità delle azioni sismiche di progetto sulle diverse tipologie strutturali (v. Cap. 2, par. 2.2.4.).

Di ciò nel D.M. 16.01.96 non è fatta alcuna esplicita menzione; ci si limita infatti a definire le azioni sismiche di progetto sugli edifici (spettro di progetto), senza preliminarmente definire l'azione sismica nel sito considerato (spettro elastico) per di più consentendo, per la valutazione dei livello di sicurezza, l'utilizzazione dei metodo delle tensioni ammissibili. Così facendo, non si allerta il progettista che non abbia una solida preparazione nel campo dell'ingegneria antisismica, sullo stretto legame esistente tra entità delle azioni sismiche di progetto e duttilità della tipologia strutturale considerata, permettendogli di ritenere che l'azione sismica, in analogia con tutte le altre azioni in precedenza incontrate, abbia realmente l'entità fissata dalla normativa e che la struttura, in presenza delle azioni sismiche di norma, si mantenga in campo elastico.

Che il D.M. 16.01.96 si rivolga a tecnici in possesso di una solida preparazione nel campo dell'ingegneria antisismica emerge anche dallo scarso risalto dato, a differenza di quanto fatto ad esempio dall'EC8 (2,3), agli accorgimenti progettuali necessari per conseguire la duttilità della struttura. Tali accorgimenti, proprio per l'importanza che il conseguimento di una elevata duttilità assume nella limitazione della entità delle azioni sismiche di progetto, sono riportati usualmente sotto forma di prescrizioni cogenti ed estesamente trattati. Il D.M. citato, invece, non li menziona espressamente tra le prescrizioni limitandosi a presentarli, ed in termini puramente esemplificativi, nell'Allegato 1 alla Circolare esplicativa dei D.M. (Circolare LI. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG.). Nel paragrafo *B.1. Disposizioni preliminari* di tale Circolare, peraltro, è chiaramente evidenziata la convenzionalità delle azioni di norma e che "la convenzione adottata è idonea a conseguire il desiderato livello di sicurezza, purché la struttura possegga un sufficiente grado di duttilità" come recita il primo capoverso di pag. 6 della Circolare.

Il tecnico che abbia buone nozioni d'ingegneria antisismica, tenderà a leggere D.M. e relativa Circolare come un tutto unico attribuendo dunque alle indicazioni dell'Allegato 1 il giusto risalto, mentre il tecnico privo di tali nozioni troverà le indicazioni costruttive dell'Allegato 1 inutilmente onerose e tenderà a non utilizzarle senza peraltro adottarne altre di pari efficacia, così rendendosi personalmente responsabile d'eventuali esiti negativi riconducibili ad insufficiente duttilità. E' dunque auspicabile che la prossima versione dei D.M. divenga più facilmente accessibile a tutti i tecnici operanti nel settore, adottando una duplice definizione dell'azione sismica attraverso lo spettro elastico e lo spettro di progetto e fornendo indicazioni costruttive, finalizzate al conseguimento dello spettro di progetto desiderato, aventi valore cogente.

Passando ora all'esame ragionato dei paragrafo *A.2 Terreni di fondazione e relative prescrizioni generali*, esso è sostanzialmente riconducibile, come espressamente menzionato nei suo quarto comma, al quarto comma dell'art. 17 della 64 che recita "*Al progetto deve inoltre essere allegata una relazione sulla fondazione nella quale dovranno illustrarsi i criteri adottati nella scelta dei tipo di fondazione, le ipotesi assunte, i calcoli svolti nei riguardi del complesso terreno - opera di fondazione".*

Senza entrare in merito alla scelta della tipologia fondale ed alle relative valutazioni di progetto - verifica, argomenti espressamente ed estesamente trattati nel successivo capitolo 3, è interessante evidenziare alcune peculiarità tipiche delle operazioni di zonazione sismica, ossia di determinazione della intensità delle azioni sismiche da utilizzare per progettare le strutture che sorgono in un sito che sia considerato sismico (attribuzione della sismicità ad un sito), e le ovvie conseguenze di tali peculiarità in termini di valutazione delle azioni sismiche.

Si deve intanto ricordare che, per il singolo comune, l'attribuzione della sismicità viene fatta, tra l'altro, estendendo all'intero territorio comunale la sismicità dei capoluogo comunale anzi, più precisamente, dei sito sul quale fisicamente grava la sede dei comune; di conseguenza tanto più il sito in esame ha caratteristiche mediamente diverse (in termini geologici, geotecnici e orografici) da quelle dei sito nel quale grava l'edificio sede dei comune, tanto più la sismicità del sito considerato può essere diversa da quella di riferimento.

Occorre poi evidenziare che le zone nelle quali si originano i terremoti (aree sismogenetiche) sono relativamente poche rispetto ai comuni considerati sismici e dunque un comune è, nella maggioranza dei casi, sismico perché ad esso giungono terremoti che si generano altrove; nel definire l'intensità dell'azione sismica in un sito è dunque importante individuare l'area sismogenetica nella quale il singolo terremoto è stato generato, la distanza dei sito in esame dall'area sismogenetica, il percorso che le onde sismiche hanno seguito per raggiungere il sito. Dunque, quanto più il sito in esame dista da quello sede dei comune, tanto più la sua sismicità può differire da quella attribuita al comune cui esso appartiene, e tale differenza può variare al variare dell'area sismogenetica da cui proviene il singolo terremoto (al variare di tale area il sito in esame può risultare ad esempio più vicino o più lontano da essa dei sito sede dei comune).

L'influenza delle diversità sopra illustrate sull'entità dell'azione sismica registrabile in un sito è, peraltro, notevolissima; per un singolo comune, infatti, può avvenire che, al variare dei sito considerato, l'intensità macrosismica registrata in corrispondenza di uno stesso terremoto vari di uno o due gradi con conseguente ingente variazione della entità delle accelerazioni al suolo. E' allora evidente che, per individuare l'entità

dell'azione sismica (spettro elastico) in un sito, non basta conoscere la sismicità attribuita al comune nel quale il sito ricade, ossia la sua zonazione sismica, ma occorre individuare meglio le peculiarità dei sito utilizzando una scala di scansione territoriale molto meno grossolana di quella che ha come unità minima indivisibile il territorio dei comune. Occorre, in altri termini, partendo dalla zonazione sismica, passare alla microzonazione sismica, ossia attribuire a siti che appartengono allo stesso comune intensità sismiche (spettri elastici) diversi.

Il D.M. 16.01.96 non segnala in alcun modo l'esistenza del problema sopra illustrato, limitandosi ad evidenziare, rispettivamente nel secondo e terzo capoverso dei paragrafo A.2, alcune situazioni (costruzioni su pendii, possibili fenomeni di liquefazione dei terreno) nelle quali le indagini sui terreni debbono essere più accurate o estese di quanto usualmente richiesto. Non viene dunque fornita alcuna misura della eventuale maggiorazione o riduzione della entità delle azioni sismiche di progetto legata al sito considerato, tranne che attraverso il coefficiente di fondazione ε, riferito peraltro ai soli edifici (v. anche paragrafi 4.3.1 e 9.3.1. successivi), e si forniscono indicazioni molto sintetiche e sempre riferite al solo coefficiente ε su quali caratteristiche del sito siano significative nel produrre tali variazioni (qualche più puntuale indicazione è riportata nelle istruzioni al D.M. LL. PP. 04.05.90).

Come detto in precedenza, anche prescindendo totalmente da quale sia l'area sismogenetica di provenienza dei sisma considerato e concentrando l'attenzione solo sul sito in esame, risultano decisive nella determinazione dell'entità dell'azione sismica in un sito (nota la sismicità dei comune di appartenenza), le caratteristiche geologiche, geotecniche ed orografiche dei sito. Al riguardo l'EC8, pur facendo espressa menzione dei problema, non risulta formulato in modo particolarmente soddisfacente, in quanto si limita a prendere in conto le sole caratteristiche geotecniche dei sito in esame. Vengono infatti considerati tre diversi tipi di terreno (rispettivamente terreno di classe A, B, C) individuati sulla base delle sole caratteristiche geotecniche (rigidezza) dei 20÷50 metri di sottosuolo immediatamente a ridosso della superficie, attribuendo poi a ciascuno terreno un diverso spettro elastico (v. fig. 1.2.) ed un diverso spettro di progetto (v. fig. 1.3.).

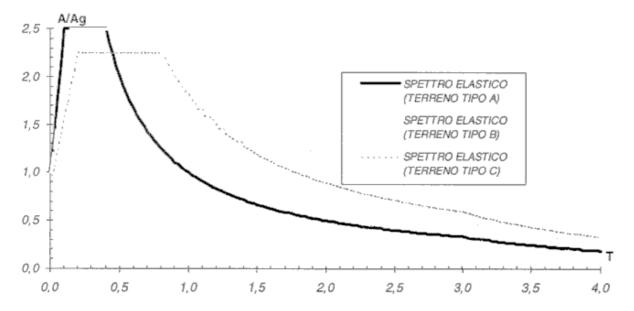


Fig. 1.2. Spettri elastici corrispondenti, rispettivamente, a terreno tipo A,B e C secondo EC8

Il grafico di fig. 1.2. rappresenta, al variare dei periodo proprio T della struttura considerata, il valore dell'azione sismica su di essa (spettro elastico) espresso in termini di accelerazione massima A, opportunamente adimensionalizzato dividendolo per l'accelerazione massima al suolo Ag. Si vede chiaramente che, al variare del tipo di terreno considerato, varia non solo l'entità ma anche la forma dello spettro sicché lo spettro relativo ad un tipo di terreno non può essere ricavato da quello relativo ad un altro tipo di terreno attraverso l'uso di un semplice fattore moltiplicativo. Non è dunque possibile prendere in conto l'influenza del terreno di fondazione

attraverso l'utilizzazione di una costante, come fatto dalla normativa italiana attraverso il coefficiente di fondazione ε , utilizzato per gli edifici con struttura intelaiata.

Il grafico di fig. 1.3. rappresenta, al variare dei periodo proprio T della struttura considerata (edifici intelaiati), lo spettro di progetto espresso in termini di accelerazione massima A, al solito adimensionalizzato dividendolo per l'accelerazione massima al suolo Ag. Si vede chiaramente che, al variare dei tipo di terreno considerato, l'entità dell'azione di progetto può quasi raddoppiare. Dunque, anche accettando di prendere in conto l'influenza dei terreno di fondazione attraverso l'utilizzazione di una costante, come fatto dalla normativa italiana attraverso il coefficiente di fondazione ε utilizzato per gli edifici con struttura intelaiata, occorrerebbe attribuire a tale costante un intervallo di variazione molto più ampio di quello utilizzato dalla normativa italiana (1±1,3); meglio sarebbe, peraltro, utilizzare invece di una costante una variabile, di entità funzione dei periodo proprio considerato. Occorre infine ricordare che lo spettro della normativa italiana ha un andamento in funzione di T assimilabile a quello di uno spettro di progetto EC8 su terreno tipo C, e ciò può compensare, anche se solo parzialmente, l'entità eccessivamente ridotta dell'intervallo di variazione adottato.

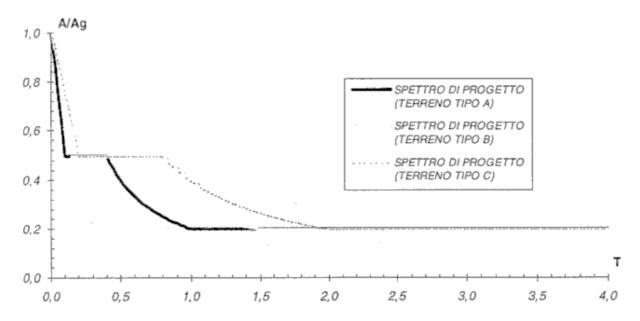


Fig. 1.3. Spettri di progetto EC8 per un edificio intelaiato in c.a., rispettivamente su terreno tipo A,B e C

1.3. CONCLUSIONI

L'esame ragionato della Sezione A "DISPOSIZIONI GENERALI" del D.M. 16.01.96, ha chiaramente evidenziato la necessità di aggiornare rapidamente la normativa vigente, così da rendere più chiaramente leggibili le prescrizioni che possono indurre a valutazioni non cautelative gli utenti non particolarmente preparati nel campo dell'ingegneria sismica. In particolare è opportuno inserire, in una futura versione della normativa, la distinzione tra spettro elastico e spettro di progetto, ormai usuale in tutte le normativa più avanzate e, di conseguenza, le prescrizioni finalizzate al conseguimento della prevista duttilità strutturale. Sembra inoltre opportuno l'inserimento, nella normativa, di indicazioni finalizzate a garantire la presa in conto di eventuali effetti di amplificazione locale che portino alla maggiorazione dell'azione prevista, per il sito in esame, dalla zonazione sismica; tale inserimento potrebbe, ad esempio, realizzarsi con modalità analoghe a quelle previste dall'EC8, ossia attraverso l'utilizzazione di forme spettrali diverse al variare della caratterizzazione geotecnica dei sito. Si dovrebbero, infine, dettagliare meglio i provvedimenti da assumere, al di là della maggiore accuratezza delle indagini, nel caso di possibile instabilità dei pendii e di possibili effetti di liquefazione.

1.4. BIBLIOGRAFIA

- 1) EUROCODE 8 DESIGN PROVISIONS FOR EARTHQUAKE RESISTANCE OF STRUCTURES ENV 1998-1 -1 Seismic Actions and General Requirements of Structures
- **2)** EUROCODE 8 DESIGN PROVISIONS FOR EARTHQUAKE RESISTANCE OF STRUOTURES ENV 1998-1-2 General Rules for Buildings
- **3)** EUROCODE 8 DESIGN PROVISIONS FOR EARTHQUAKE RESISTANCE OF STRUCTURES ENV 1998-1-3 Specific Rules for Various Materials and Elements

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 2 - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE (par. B.1 ÷ B.9)

(Paolo E. Pinto)

SOMMARIO

- 2.1. Generalità 2.3
- 2.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma, commenti e miglioramenti possibili 2.3
 - 2.2.1. Obiettivi del progetto antisismico 2.3
 - 2.2.2. L'azione sismica di progetto 2.4
 - 2.2.3. Limiti di validità dell'azione sismica convenzionale 2.7
 - 2.2.4. La duttilità globale ed i metodi per conseguirla 2.10
- 2.3. Conclusioni 2.15
- 2.4. Bibliografia 2.17

Cap. 2 - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE (par. B.1 ÷ B.9)

(Paolo E. Pinto)

2.1. GENERALITA'

La sezione B delle norme sismiche costituiva, nelle intenzioni originali del legislatore, il riferimento generale per la progettazione antisismica di strutture appartenenti a tipologie e materiali qualsiasi, esclusi gli edifici. Essa contiene di fatto la definizione della azione sismica, i metodi di analisi strutturale ammessi, il modo di combinare l'azione sismica con le altre azioni permanenti ed accidentali ed infine, i criteri per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti.

Nel corso dell'ultimo aggiornamento l'attualità di questa sezione è stata posta in discussione, esaminandola anche in confronto con le più recenti norme internazionali, quali ad esempio l'Eurocodice 8 (3), le norme sismiche della Nuova Zelanda (2), della Francia (1), etc.

Il risultato di questo esame è stato di una certa insufficienza, alla quale tuttavia, stante il criterio assegnato di massima continuità con il testo precedente, non si è potuto mettere rimedio con il carattere di organicità che sarebbe stato seguito in una scrittura ex novo.

Il seguito di questo capitolo è dedicato ad una discussione dei punti di maggiore rilievo trattati (più o meno compiutamente) nella sezione B, con la quale si coglie occasione per delineare gli orientamenti innovativi che sono stati di recente accolti nelle norme internazionali, e che potrebbero anticipare la futura evoluzione del testo attuale.

2.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA, COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

2.2.1. OBIETTIVI DEL PROGETTO ANTISISMICO

Una carenza ancora osservabile nella attuale normativa è la mancata enunciazione degli obiettivi che si prefigge la progettazione antisismica, e del livello di protezione che attraverso l'uso della norma si riesce a conseguire.

I concetti di prestazione attesa e di livelli di garanzia sono entrati oggi nella logica comune e si applicano tanto ai prodotti d'uso domestico quanto ai grandi sistemi infrastrutturali, come trasporti, telecomunicazioni, etc. E' dunque non più accettabile che nè il cliente conosca nè il progettista sia in grado di governare coscientemente il livello di protezione di una costruzione nei confronti di un evento che è sì aleatorio nelle sue modalità, ma è anche statisticamente certo nel suo verificarsi.

Tutte le norme sismiche moderne esordiscono con la dichiarazione degli obiettivi perseguiti e con l'indicazione dei livelli di affidabilità relativi a ciascun obiettivo. Le norme, cosiddette "prestazionali", di nuova generazione tendono ad una articolazione degli obiettivi sempre più spinta, nella quale si individuano non più soltanto i due classici stati-limite di danno (SLD) e di collasso (SLU), bensì una pluralità di stati (4-5), compresi tra l'assenza totale di danno ed il collasso.

Una impostazione così raffinata non è oggi ancora attuabile per una molteplicità di ragioni, una delle quali ma non la principale è l'onere aggiuntivo che ne deriverebbe alla progettazione, onere che dovrebbe essere peraltro riconosciuto e compensato. E' piuttosto la difficoltà di correlare determinati scenari di danno e di funzionalità compromessa con i valori delle grandezze fornite dalla analisi strutturale: tensioni, deformazioni e spostamenti, nonché la questione quanto mai complessa di come determinare su basi razionali (ma che comprendano, oltre all'aspetto economico, anche fattori soggettivi quali ad es. la disponibilità all'investimento per la protezione dai

danni, ed il livello di soglia accettato per il pericolo) i livelli di protezione per tutti gli stati di danno che non sono collegati alla salvaguardia della pubblica incolumità, che è l'unico aspetto considerato dalla norma tecnica nazionale.

Una riformulazione della norma in termini prestazionali avrebbe comportato profonde modifiche ed ampliamenti, essendo il contenuto attuale sostanzialmente convenzionale e prescrittivo.

Gli obiettivi di protezione sono stati perciò introdotti, ma non a premessa delle norme, e nemmeno in modo troppo esplicito e puntuale, nel Paragrafo B.9, che tratta del calcolo di spostamenti e deformazioni.

Si distingue in tale paragrafo tra valori degli spostamenti da utilizzare per la verifica del danno ad elementi non strutturali ed impianti, e valori da utilizzare per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza delle parti strutturali. I primi sono naturalmente più piccoli dei secondi, essendo l'azione sismica di riferimento per lo SLD (cui tali spostamenti sono dovuti) caratterizzata da un periodo medio di ritorno più breve (e quindi da una intensità minore) di quella che è ragionevole assumere per lo SLU.

Le considerazioni esposte sono illustrate nella Fig. 2.1 che presenta una curva cosiddetta di pericolosità sismica ricavata in via ipotetica per un generico sito. In ascisse vi è il picco di accelerazione del suolo: A, in ordinate la probabilità annua di superamento: $Pr\{A \ge a\}$ dei valori in ascissa oppure, nella scala a destra, il periodo medio di ritorno: T_R (a) di tali valori. Ragionando in termini di T_R la curva indica che per $T_R = 50$ anni il corrispondente valore di A (cui le forze sismiche sono proporzionali, per una data struttura) vale:

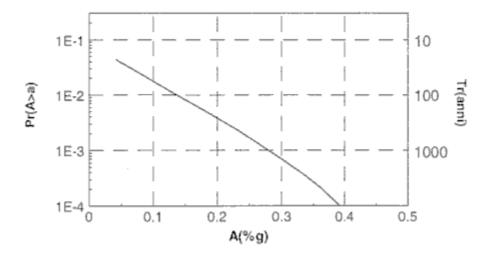


Fig. 2.1. Probabilità annua di superamento e periodo medio di ritorno della accelerazione massima al suolo in un sito generico.

0,1 g, e che per $T_R = 500$ anni il valore diviene 0,25 g, ossia 2,5 volte superiore.

Valori di T_R prossimi a quelli ora discussi sono esplicitamente indicati nelle normative "prestazionali" come riferimenti appropriati per la verifica/progetto ai due stati-limite di danno e di collasso.

2.2.2. L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La dizione azione sismica di progetto non compare esplicitamente nel testo della norma. In B.1 viene detto che gli *effetti* delle azioni sismiche devono essere valutati convenzionalmente mediante una analisi statica (esposta in B.4), ovvero mediante una analisi dinamica (esposta in B.6).

Nella circolare allegata al D.M. viene spiegato che il carattere di convenzionalità deriva principalmente dalla modesta entità assunta dalla norma nel quantificare le azioni sismiche, aggiungendo però che esiste un supporto teorico e sperimentale in grado di dimostrare come la convenzione adottata sia idonea a conseguire il desiderato livello di sicurezza, "purché la struttura possegga un sufficiente grado di duttilità".

Per completare il quadro normativo riguardante l'azione sismica, è da ricordare che in B.1 viene consentito, in alternativa alle prescrizioni convenzionali di cui si è parlato, il ricorso ad "analisi più approfondite, fondate su una opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto, e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati".

Nella circolare questi procedimenti più approfonditi sono identificati con l'impiego di modelli strutturali e metodi di analisi non lineari.

Si osserva che l'alternativa ammessa non è l'impiego di norme più avanzate, bensì il permesso di operare al di fuori della norma, e conseguentemente al di fuori del suo ombrello legale, assumendo la responsabilità di ogni scelta che interviene nel processo progettuale. E' un'alternativa completamente antitetica, con la quale si passa da un modo di operare fortemente convenzionale ma "protetto", ad un percorso autonomo che mira a riprodurre nel modo più realistico possibile il fenomeno fisico naturale (il "terremoto di progetto") ed i suoi effetti nella struttura da progettare.

A causa dell'evidente maggiore impegno che essa comporta, la scelta di 'uscire' dalle norme è stata adottata nel passato solo per costruzioni di importanza speciale e/o ad alto rischio indotto, quali ad es. le centrali nucleari, le grandi dighe, etc., mentre l'incidenza di questa clausola nella progettazione corrente è stata irrilevante.

Dopo aver ripetutamente affermato il carattere di convenzionalità della attuale definizione della azione sismica nella norma, si vuole ora descrivere brevemente un procedimento più razionale per la definizione della azione sismica di progetto, già adottato in numerose normative sismiche internazionali, e quindi di prevedibile introduzione nella prossima edizione della norma nazionale.

Il punto di partenza non può che essere un modello fisico, anche semplificato, del fenomeno in sé, ossia del moto sismico del terreno nel sito di interesse.

Il modello di adozione universale nelle normative moderne consiste in uno spettro di risposta in accelerazione, elastico, il cui andamento normalizzato è congruente con le caratteristiche del meccanismo focale (campo di magnitudo, profondità ipocentrale, distanza) degli eventi che possono interessare il sito, nonché con le caratteristiche morfologiche e geotecniche del sito stesso.

La "forma" dello spettro è definita da un certo numero di parametri (5-6), che consentono di adattarla alle condizioni suddette, mentre l'intensità complessiva è data da un fattore di scala che si applica alla forma normalizzata. Il fattore di scala costituisce l'ordinata dello spettro per T = 0, la quale rappresenta fisicamente il valore di picco della accelerazione del suolo: A.

A titolo di esempio nella Fig. 2.2 è riportato lo spettro di risposta elastico contenuto nell'Eurocodice 8 per condizioni di sito intermedie tra quelle di suolo roccioso e soffice.

Lo spettro di risposta elastico è definito, come ben si ricorda, come il luogo delle risposte massime (in accelerazione) di un oscillatore elastico di assegnato smorzamento e periodo crescente a partire da T = 0.

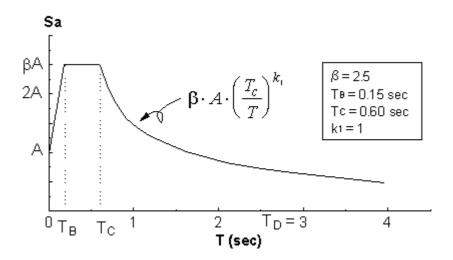


Fig. 2.2. Spettro di risposta elastico dell'Eurocodice 8 per suoli intermedi.

Le ordinate dello spettro in Fig. 2.2 tuttavia (così come di altri spettri similmente proposti) non sono riferibili ad un singolo evento sismico, ma all'insieme degli eventi che possono verificarsi nel sito. Esse si ricavano mediante procedimenti statistico-probabilistici di uso ormai corrente, i quali consentono di ottenere valori delle ordinate caratterizzati da un unico, prefissato, valore della probabilità di venire superati, posto che accada un evento con intensità A al sito. Gli spettri del tipo in Fig. 2.2 si indicano per questo motivo con il nome di spettri "isoprobabili".(spesso, ad esempio nel caso dell'EC8, non disponendo di un numero di spettri sufficientemente numeroso per ricavare lo spettro isoprobabile per il sito in esame, si ricorre a spettri ricavati su siti simili ma non uguali, ottenendo uno spettro medio invece di uno spettro isoprobabile).

La conoscenza di uno spettro isoprobabile (o, in difetto di statistica, medio) (Fig. 2.2) e della legge di probabilità della accelerazione al sito (Fig. 2.1) costituisce una base descrittiva delle caratteristiche di sismicità di un sito adeguata ai fini della progettazione di un edificio. Come si osserva, è una conoscenza a carattere statistico-probabilistico.

Per completezza, si può aggiungere che dato un generico spettro di risposta, è sempre possibile ricavare a posteriori una famiglia di accelerogrammi (detti perciò artificiali) che singolarmente o nella loro media danno uno spettro di risposta compatibile (non uguale, a meno di valutare la media su un numero infinito di spettri generati) a quello di partenza. L'uso di accelerogrammi per la descrizione del moto del terreno è indispensabile quando sono da eseguire analisi dinamiche in campo non-lineare.

Ottenuto il "modello" (probabilistico) del fenomeno sismico in un sito, il passo successivo consiste nella scelta della azione sismica da adottare nel progetto. Si assume per semplificare che lo stato-limite condizionante il progetto sia uno solo, ed in particolare lo SLU, o di collasso.

La azione sismica di progetto per lo SLU è per definizione l'azione che, utilizzata per progettare la resistenza di una costruzione, consente ad essa di sopravvivere in condizioni prossime al collasso ad un evento sismico caratterizzato dal prefissato periodo di ritorno (ad es. 500 anni).

Occorre adesso prima di procedere ricordare brevemente che in condizioni dinamiche il collasso locale o globale di una struttura non è legato all'attingimento della soglia di resistenza degli elementi, bensì all'esaurimento delle loro capacità deformative. Il problema dinamico nasce infatti come problema di spostamenti impressi dal terreno alla costruzione, spostamenti che ingenerano nella struttura accelerazioni e quindi forze di inerzia.

L'equilibrio dinamico tuttavia, al contrario di quello statico, è sempre possibile anche quando, sotto eccitazione crescente, le forze resistenti interne cessano di crescere per raggiunto snervamento, o addirittura decrescono per degrado di resistenza, a condizione che gli elementi siano capaci di sostenere gli spostamenti richiesti senza

perdita di integrità.

Il controllo mediante analisi della dinamica di una struttura nel campo delle forti deformazioni anelastiche, in teoria necessario per la verifica della sicurezza al collasso, è di fatto irrealisticamente oneroso per la pratica corrente e quindi non proponibile come procedura di progetto: oltre tutto una analisi non lineare è necessariamente una analisi di verifica di una struttura già dimensionata, e sarebbe quindi associata ad un procedimento iterativo.

Allo stato attuale della pratica professionale, il progetto delle strutture viene eseguito sulla base di forze assegnate, e con l'uso di modelli strutturali e metodi di analisi lineari, statici o dinamici.

Il procedimento adottato dalle norme moderne è il seguente: - Si stabilisce l'evento sismico: valore di A ed associata forma spettrale, per il quale si vuole garantita la sicurezza allo SLU; - L'azione sismica di progetto è una frazione dell'azione cui la struttura andrebbe soggetta per effetto dell'evento sismico sopra definito se il suo comportamento fosse indefinitamente elastico. In termini operativi, le ordinate dello spettro di risposta elastico corrispondente all'evento di progetto vengono divise per un fattore, e lo spettro di risposta così ridotto, denominato spettro di progetto, fornisce le forze con cui la struttura viene progettata alla soglia di snervamento. -Il fattore di riduzione, detto comunemente 'fattore di comportamento' (q), tiene conto del fatto che la struttura, superata la soglia di snervamento, è in grado di subire spostamenti inelastici cui è associata capacità di dissipazione di energia, ed è quest'ultima, principalmente, a mantenere la risposta entro limiti controllati. In termini espressivi, anche se un po' forzati, il fattore q sostituisce e riassume i risultati della analisi non lineare. - Il fattore q dipende dalle caratteristiche di duttilità degli elementi ma anche, ed in modo sostanziale, dal proporzionamento relativo degli elementi nell'organismo strutturale, tale che la richiesta di duttilità sia uniformemente diffusa tra gli elementi e quindi la dissipazione di energia sia la maggiore possibile. - Per strutture in cemento armato progettate con caratteristiche elevate di duttilità locale e globale il valore di q previsto dall'Eurocodice 8 (3) è pari a 5, mentre può scendere a 2 (= forze di progetto 2,5 volte superiori) per strutture poco duttili.

Questa forte dipendenza delle forze di progetto dalle caratteristiche della struttura, a parità di obiettivi di sicurezza, non si ritrova nella formulazione delle norme attuali (par. B.4 e B.6) e la sua mancanza ne costituisce un limite di importanza non secondaria.

Le norme di nascita più recente si limitano, nella parte generale, a descrivere il modello della azione sismica in quanto tale, introducendo il concetto del fattore q e lasciandone la quantificazione ai capitoli relativi alle strutture di diverso tipo e materiale.

2.2.3. LIMITI DI VALIDITÀ DELLA AZIONE SISMICA CONVENZIONALE

E' stata riportata in precedenza l'affermazione che la convenzionalità con cui le azioni sismiche vengono assegnate nella norma nazionale non è di ostacolo al conseguimento di una sicurezza adeguata, sotto condizione che la struttura possegga un sufficiente grado di duttilità.

A sostegno della affermazione esistono indagini numeriche eseguite con modelli e mezzi di calcolo accurati. E' possibile tuttavia darne anche una giustificazione molto semplice, seppure non rigorosa, che ha il pregio di chiarire su base fisica le ragioni ed i limiti della prassi normativa attuale. La giustificazione si basa su di un risultato a priori non scontato e valido soltanto in approssimazione, ma largamente verificato nella sostanza mediante analisi numeriche, ed accettato da lungo tempo come riferimento operativo nel campo della ingegneria sismica.

Il risultato di cui si tratta è il seguente: lo spostamento massimo (relativo alla base) di un oscillatore avente periodo proprio sufficientemente elevato rispetto ai periodi dominanti contenuti nella eccitazione (usualmente ad es. $T \ge 0.4$ sec) non dipende in modo sistematico dal tipo di legame forza-spostamento che esso possiede, sia cioè esso di tipo elastico, elasto-plastico, o genericamente isteretico, e si può quindi per semplicità considerare in

media uguale a quello di un oscillatore elastico.

Per valori del periodo inferiori al limite approssimativo indicato, l'eguaglianza tra oscillatori elastici ed elastoplastici riguarda non più lo spostamento bensì l'energia, ossia l'area della superficie delimitata dalla curva forzaspostamento e l'asse delle ascisse, ma il ragionamento sarà condotto per la prima delle due situazioni.

Si considerino allora a confronto nella stessa figura (Fig. 2.3a) lo spettro di risposta elastico (semplificato) dell'Eurocodice 8 (3) per una accelerazione al suolo: A = 0.3 g, e lo spettro di risposta della norma italiana ($S_a = 0.1$ g in zone di 1a categoria). Si osserva che le ordinate dello spettro elastico EC8 risultano 7,5 volte superiori a quelle dello spettro di progetto italiano.

Nella Fig. 2.3b è rappresentato un legame forza-spostamento a comportamento elastico indefinito, la cui pendenza rappresenta la rigidezza k della struttura ed è quindi legata al periodo dalla relazione: $T = 2 \pi \sqrt{(M/k)}$

Per tale struttura indefinitamente elastica lo spettro EC8 fornisce lo spostamento indicato in Fig. 2.3b con $5\delta y$. Si è detto in precedenza, tuttavia, che l'EC8 usa per il progetto forze ridotte rispetto a quelle di comportamento elastico: in questo ragionamento si assume che il fattore di struttura sia pari a: q = 5, con il ché le forze divengono 0.75 g / 5 = 0.15 g ed il corrispondente spostamento: $5\delta y / 5 = \delta y$. Sotto l'azione delle forze di progetto, la struttura viene progettata al limite di snervamento, rappresentato da δy , mentre al verificarsi dell'evento sismico di progetto lo spostamento raggiungerà (in virtù della uguaglianza degli spostamenti tra struttura elastica ed inelastica) il valore $5\delta y$.

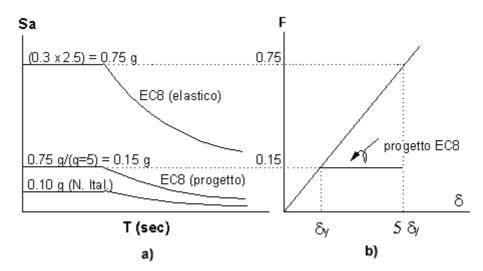


Fig. 2.3. Spettri di risposta di progetto (EC8 e Norma it.) (a), e resistenza e duttilità della struttura (b).

La sopravvivenza della struttura al verificarsi di tale evento è dunque legata alla sua capacità di sostenere senza perdita di integrità uno spostamento pari a 5 volte quello di snervamento.

La norma italiana prevede due possibilità: progetto alle tensioni ammissibili (forze di progetto: 0,1 g), oppure allo stato limite (forze di progetto: $\gamma_E \cdot 0,1$ g = 0,15 g).

Si osserva in primo luogo che se la "distanza" tra sollecitazioni resistenti alle tensioni ammissibili e sollecitazioni resistenti ultime è quantificabile con un fattore pari ad 1,5, le due alternative portano a progettare nello stesso modo: questo è stato un esplicito proposito della revisione della norma.

Facendo allora riferimento al progetto allo SLU ammesso dalla norma, si constata che il livello delle forze di progetto tra norma italiana ed EC8 è lo stesso.

Vi è solo da prendere coscienza che il livello dell'EC8 deriva da un presupposto di duttilità pari a 5, che è ben lungi dall'essere un requisito "naturale" delle strutture, ma è legato al contrario a specifiche scelte tipologiche, a specifiche procedure di dimensionamento, a specifiche regole di dettaglio costruttivo.

Se non si adottano le scelte ed i provvedimenti più efficaci ai fini della duttilità, quali verranno brevemente richiamati nel seguito di questo capitolo ed nel successivo Cap. 8, le forze di progetto previste dall'EC8 sono maggiori, fino anche a più del doppio di quelle indicate in precedenza. Questi provvedimenti sono invece lasciati ancora alla competenza ed alla iniziativa del progettista dalla norma sismica italiana.

Un esempio molto noto, a conclusione di questo paragrafo, per chiarire come l'adozione di azioni sismiche di progetto ridotte deve essere necessariamente accompagnata da provvedimenti di duttilità, pena la perdita di controllo della condizione di SLU.

Si consideri il telaio a portale semplice in Fig. 2.4, a termini di normasoggetto ad azioni gravitazionali (G+Q) ed alle forze sismiche convenzionali: 0,1 (G+SQ), agenti orizzontalmente.

Le osservazioni che seguono si applicano a tutte le sezioni critiche del telaio: A, B, C e D; esse verranno svolte con riferimento alla sezione B, intesa come sezione terminale del traverso del telaio.

Se i carichi gravitazionali sono sufficientemente elevati, le azioni orizzontali di progetto non giungono ad invertire il segno del momento flettente complessivo in B (Fig. 2.4c), che rimane sempre di segno negativo.

Dal calcolo non discende quindi la necessità di disporre in B armature per un momento positivo, che potrebbero essere ridotte ai due ferri longitudinali inferiori necessari per tenere le staffe.

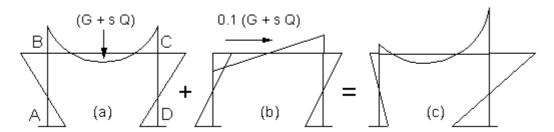


Fig. 2.4. Azioni gravitazionali di norma (a), azioni sismiche di progetto ridotte (b), e loro combinazione (c)

In realtà, al verificarsi dell'evento sismico di progetto, la struttura è soggetta a carichi gravitazionali inferiori a quelli di norma, (G+sQ) invece che (G+Q), ed è condotta a spostamenti laterali molto superiori (di almeno q volte) a quelli prodotti dalle forze sismiche convenzionali e, nel caso di Fig. 2.4, alla formazione di un meccanismo nel quale in B è presente nella trave una cerniera plastica a momento positivo. In assenza di una adeguata quantità di armatura le rotazioni plastiche diverrebbero eccessive e troppo localizzate, con possibile crisi della sezione per rottura a trazione dell'acciaio.

Il calcolo convenzionale elastico con forze ridotte ha dunque delle limitazioni intrinseche, che possono essere superate con il ragionamento qualitativo ed accorgimenti di natura pragmatica: tutte le norme internazionali prevedono che le armature inferiori nelle sezioni d'estremità delle travi abbiano una sezione pari almeno alla metà di quella richiesta per il momento negativo di calcolo (questo provvedimento serve anche per migliorare la duttilità della sezione in presenza di momento negativo), e siano adeguatamente ancorate secondo le stesse prescrizioni applicabili alle armature superiori.

2.2.4. LA DUTTILITÀ GLOBALE ED I METODI PER CONSEGUIRLA

Il comportamento duttile e la associata capacità di dissipare energia sono le caratteristiche che.consentono di progettare per azioni ridotte rispetto a quelle che l'evento sismico di progetto produrrebbe in una struttura a comportamento elastico, rispettando in pari tempo il richiesto livello di sicurezza nei confronti dello SLU.

Le considerazioni giustificative svolte nel paragrafo precedente si riferivano ad una struttura elementare composta da una massa ed un legame forza-spostamento. E' intuitivo che esse possano essere estese a strutture a molti gradi di libertà, in cui le fonti di dissipazione siano diffuse in un numero più o meno elevato di elementi.

Il fattore di riduzione non coincide tuttavia più con la duttilità dei singoli elementi, ma dipende fortemente dalla topologia della struttura e dal dimensionamento relativo dei diversi componenti strutturali.

L'estensione viene discussa con riferimento a strutture intelaiate in cemento armato.

Per tale tipologia le norme internazionali sono unanimi nell'indicare quale obiettivo la formazione di un meccanismo di plasticizzazione con presenza di cerniere plastiche in tutte e sole le sezioni di estremità delle travi, con esclusione quindi di cerniere nei pilastri, fatta eccezione per l'inevitabile cerniera nella sezione di base.

Il meccanismo descritto è rappresentato in Fig. 2.5a. Esso è ottimale in quanto è l'unico a dar luogo ad una rotazione plastica uguale in tutte le travi (richiesta inelastica uniforme) e circa uguale alla rotazione d'insieme del telaio: $\theta = \delta / H$ con $\delta =$ spostamento orizzontale in sommità. L'ordine di grandezza massimo di questa rotazione per telai progettati anche con forze molto ridotte (valori di q compresi tra 5 e 7) e successivamente analizzati in campo dinamico non lineare usando accelerogrammi corrispondenti all'azione sismica non ridotta vale 0,02-0,03 rad.

Anche la duttilità in spostamento corrisponde, in questo caso speciale, alla duttilità rotazionale richiesta alle sezioni, e quindi il fattore di riduzione delle forze, che si riferisce alla duttilità in spostamento del sistema, è legato ancora in modo univoco e diretto alla duttilità degli elementi.

Per quanto riguarda la rotazione plastica alla base dei pilastri, in primo luogo essa viene ritardata rispetto a quella delle travi assegnando loro una resistenza maggiorata rispetto alle richieste del calcolo (come sarà illustrato nel seguito), ed inoltre essa viene controllata mediante adeguate armature di confinamento.

Plasticizzazioni nei pilastri in elevazione non sono desiderabili sia perché in generale incompatibili con il più efficiente meccanismo di Fig. 2.5a, sia per la minore capacità dissipativa e duttilità degli elementi presso-inflessi, ed infine per il rischio che esse presentano di dar luogo a meccanismi di piano, i quali sono in generale fatali a causa della concentrazione di richiesta di duttilità che si verifica non appena vengono innescati.

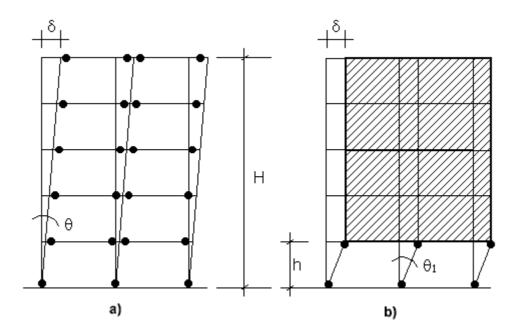


Fig. 2.5. Meccanismi di plasticizzazione; (a) cerniere nelle travi ed alla base dei pilastri; (b) cerniere ai pilastri del piano terra

Per rendere più evidente il contrasto, a fianco del meccanismo ottimale in Fig. 2.5a è rappresentato in Fig. 2.5b il meccanismo più sfavorevole possibile, quello cosiddetto di 'piano debole'.

L'innesco di tale meccanismo è quasi sempre dovuto alla variazione di resistenza e di rigidezza che si ha tra il piano terra ed i piani superiori per l'eliminazione parziale o totale dei pannelli di tamponatura al piano terra, tamponature ignorate in sede di modellazione ed analisi della struttura.

Le tamponature in realtà possono svolgere un ruolo anche molto favorevole per la resistenza sismica di un edificio, ma perché questo avvenga occorre che la loro distribuzione non sia tale da creare nè dissimmetrie in pianta nè discontinuità di resistenza lungo l'altezza.

Lo sforzo di taglio risultante dovuto alla azione sismica è massimo alla base: se le caratteristiche dimensionali e meccaniche delle tamponature adottate sono tali da fornire un contributo di resistenza significativo, la loro sezione complessiva deve essere maggiore, non minore, al piano terra rispetto al piano primo. Lo stesso concetto di riduzione complessiva dal basso verso l'alto, e non viceversa, vale per i piani superiori.

Se la resistenza delle tamponature a piano terra viene superata, il loro contributo viene a cessare quasi del tutto, a causa della natura fragile del loro comportamento; il taglio deve allora essere assorbito per intero dai soli pilastri, che non funzionano però come previsto in Fig. 2.5a bensì come elementi doppiamente incastrati a causa dell'effetto irrigidente delle tamponature superiori.

In queste condizioni, a parità di duttilità in spostamento con il caso in Fig. 2.5a la duttilità rotazionale richiesta ai pilastri aumenta nel rapporto tra altezza totale dell'edificio ed altezza del piano, ossia linearmente con il numero dei piani. Salvo che per edifici di modesta altezza, nessuna armatura di confinamento, ammesso che sia stata prevista, può consentire ai pilastri duttilità così elevate, ed il collasso è inevitabile.

Alle stesse conclusioni si arriva del resto con considerazioni qualitative di carattere energetico. Per mantenere la risposta entro gli stessi limiti, il meccanismo in Fig. 2.5b deve dissipare in sei sezioni, presso-inflesse e quindi intrinsecamente meno dissipative, la quantità di energia che il modello in Fig. 2.5a può dissipare in venti sezioni soggette a pura flessione. Si comprende anche per questa via come il problema del 'piano debole' cresca di

gravità con l'altezza dell'edificio.

In tutti gli eventi sismici, anche di intensità modesta, avvenuti nel nostro Paese e che hanno interessato edifici in cemento armato di costruzione più o meno recente, si sono verificati sistematicamente danni ai pilastri dei piani terra "a pilotis". In molti casi si può affermare che i danni si sono limitati in sostanza ai soli pilotis, creando situazioni di ripristino ed adeguamento evidentemente delicate e costose.

Le norme attuali non prendono in considerazione il problema, la cui unica soluzione consiste in un sostanziale aumento della resistenza del piano terra (pilastri e travi), in funzione della altezza dell'edificio.

Questo criterio è richiamato nelle Istruzioni, al par. B.4, trattando degli effetti della irregolarità in elevazione, e si indicano incrementi non inferiori al 40% da applicare alle sollecitazioni di calcolo se l'altezza non supera gli otto piani, ed adeguatamente maggiori (anche il 100%) per altezze superiori. Queste indicazioni, onerose rispetto alla pratica corrente, sono in realtà indicazioni di minimo se si tiene conto, oltre che dell'aspetto della sicurezza a collasso, anche della rilevanza del problema del danneggiamento.

Tornando ora al meccanismo di Fig. 2.5a è importante tener conto del fatto che il funzionamento da esso atteso è di tipo esclusivamente flessionale: ciò comporta la necessità di escludere significativi fenomeni inelastici dovuti a sollecitazioni di taglio, sia nelle travi che nei pilastri, nonché la salvaguardia della integrità dei nodi travepilastro.

Una accentuata fessurazione di questi ultimi (negli edifici danneggiati dai sismi è frequente poter osservare la presenza di lesioni diagonali incrociate nelle zone di compenetrazione tra travi e pilastri) è doppiamente deleteria; aumenta la deformabilità del sistema strutturale senza aumentare la energia dissipata, riduce la aderenza delle barre passanti delle travi che, scorrendo, non riescono ad esplicare per intero il momento flettente nelle sezioni terminali. A ciò si aggiunge l'estrema difficoltà e onerosità del ripristino della funzionalità dei nodi danneggiati.

I criteri necessari per limitare la fessurazione dei nodi sono descritti al successivo Capitolo 8.

Nel seguito si discutono invece i criteri mediante i quali è possibile "forzare" la risposta di una struttura intelaiata in modo che questa sviluppi il meccanismo di Fig. 2.5a.

Tali criteri sono ormai presenti in tutte le normative di nuova generazione: in quella italiana attuale non vi sono indicazioni esplicite al riguardo, salvo il richiamo all'importanza di un comportamento globale duttile, espresso più volte nella circolare, in particolare al punto B.1.

L'enunciazione del criterio è semplice e di giustificazione immediata: gli elementi ed i meccanismi cui non è richiesta (perché non opportuno o perché non se sarebbero capaci) una funzione di dissipazione di energia, e devono quindi rimanere in campo elastico, vengono dimensionati per sollecitazioni superiori a quelle derivanti dal calcolo, le quali si adoperano invece per dimensionare gli elementi dissipativi. Così facendo, le forze massime che gli elementi dissipativi possono trasmettere a quelli destinati a rimanere elastici sono inferiori alla soglia di resistenza di questi ultimi, e l'obiettivo è raggiunto.

A titolo esemplificativo (non impositivo) si considera ora in dettaglio l'applicazione del criterio a due situazioni: il dimensionamento degli elementi a taglio, in modo da evitare rotture e fessurazioni pronunciate secondo questo meccanismo, ed il dimensionamento dei pilastri, per proteggerli dallo snervamento.

Dimensionamento delle travi a taglio

L'analisi della struttura sotto la combinazione di carico sismica (è implicito il riferimento al metodo degli SL) fornisce i valori dei momenti flettenti alle estremità delle travi, in base ai quali si verifica la congruità delle dimensioni assunte e si esegue il progetto delle armature. Si passa quindi al dimensionamento per gli sforzi di taglio. Questi ultimi sono dati, per ciascuna estremità (indicate con 1 e 2), dalla somma degli effetti dei carichi

direttamente applicati e dei momenti di estremità.

L'espressione con cui si calcola il valore dello sforzo di taglio di progetto, ad es. alla estremità 1, è data da:

$$V_{I} = V_{I} (G+sQ) + \gamma (M_{RI} + M_{R2}) / L \tag{2.1}$$

nella quale V_I (G+sQ) rappresenta il contributo isostatico dei carichi, mentre il secondo termine vuole rappresentare il massimo (= un conveniente frattile superiore) contributo che i momenti di estremità possono esplicare.

Allo scopo si assume in primo luogo che si abbia completa inversione dei momenti di estremità (negativo in 1 e positivo in 2 nel caso in esame) in modo che i segni siano equiversi e quindi i valori sommabili. Inoltre, i valori di M_{RI} e M_{R2} non sono quelli che provengono dalla analisi strutturale, bensì i valori dei momenti *resistenti* alle due estremità, quali risultano dalle armature effettivamente disposte.

Si ricorda al riguardo che le norme moderne chiedono per i momenti positivi di estremità delle travi almeno metà delle armature disposte superiormente, indipendentemente dalle richieste dell'analisi, per cui la somma $M_{RI} + M_{R2}$ può risultare molto superiore alla somma algebrica dei momenti di calcolo $M_I + M_2$. D'altronde, l'inversione dei momenti di estremità delle travi di un telaio sotto azione sismica intensa è un fatto quasi sistematico, salvo nei casi particolari in cui i carichi gravitazionali sono molto forti e l'azione sismica relativamente debole.

Il fattore γ che moltiplica l'effetto dei momenti nella eq. (2.1) è un coefficiente di sicurezza necessario per tener conto di diversi effetti.

Il primo è dato dal fatto che i momenti resistenti sono calcolati, come di norma, applicando un coefficiente di sicurezza alla resistenza caratteristica dell'acciaio a snervamento. In questo caso tuttavia, l'evento sfavorevole è che l'acciaio si trovi con la resistenza ad un suo valore frattile superiore, non inferiore, in quanto ciò significa momenti resistenti maggiori e quindi sforzi di taglio maggiori.

Il secondo effetto sta nella possibilità che la resistenza dell'acciaio abbia un valore superiore al valore nominale, il quale come è noto ha praticamente il significato di valore minimo garantito. I due effetti citati sono tra loro ben distinti: il primo dipende dalla dispersione della resistenza attorno al valor medio, il secondo è legato alla variabilità dei valori medi.

Infine, vi è da tener conto che tutti gli acciai presentano un grado maggiore o minore di incrudimento, dopo lo snervamento. Poiché si fa affidamento su valori relativamente elevati delle rotazioni plastiche delle sezioni terminali, l'acciaio presente in esse si trova senza dubbio in campo incrudente, e quindi la tensione da esso sviluppata è superiore a quella di snervamento.

Per l'insieme dei tre effetti discussi, il valore adottato per il coefficiente γ ad es. dall'Eurocodice 8 è pari a: $\gamma = 1,35$, nel caso di strutture ad elevata duttilità. Tale valore potrebbe apparire a prima vista esiguo a chi conosce la possibile variabilità delle caratteristiche meccaniche degli acciai rispetto ai valori previsti in progetto.

Si deve tuttavia considerare che tra le caratteristiche meccaniche delle armature longitudinali delle travi e di quelle verticali (taglio) è verosimile l'esistenza di una significativa correlazione positiva, in conseguenza della quale ad uno spostamento verso l'alto delle caratteristiche meccaniche delle prime corrisponde un analogo spostamento anche per le seconde, e quindi alcuni degli effetti descritti in precedenza si compensano mutuamente.

Protezione dei pilastri dallo snervamento

In assenza di significative azioni orizzontali ad essi direttamente applicate, i momenti flettenti nei pilastri hanno un andamento lineare lungo la altezza interpiano, e quindi le sezioni critiche per un possibile snervamento sono quelle di estremità. Si consideri allora un generico nodo interno di un telaio, nel quale convergono due travi, da

destra e da sinistra, e dal quale spiccano due pilastri, verso l'alto e verso il basso. Si indica con Σ Mst e Σ Msp la somma (con il loro segno) dei due momenti terminali nelle travi e nei pilastri attorno al nodo, come ottenuti dal calcolo.

Per le travi, i due momenti di estremità possono essere equiversi oppure no a seconda della intensità relativa dei carichi verticali rispetto a quelli sismici. I due casi considerati sono rappresentati per chiarezza nella Fig. 2.6.

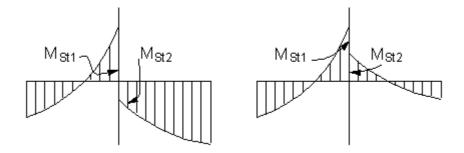


Fig. 2.6. Possibili situazioni di momenti flettenti alle estremità delle travi in un nodo per effetto della combinazione di carico sismico

Nei pilastri, i momenti superiore ed inferiore in un nodo interno di un telaio sono dovuti quasi, se non del tutto, esclusivamente alle azioni sismiche, e sono quindi equiversi. Con Σ Mrt e Σ Mrp si indica invece la somma dei momenti resistenti nelle sezioni terminali delle.travi e dei pilastri, ove però Σ Mrt indica la somma del momento resistente negativo da un lato e di quello positivo dall'altro.

Il progetto dei pilastri si esegue nel modo seguente. Noti i momenti di calcolo delle travi: *Mst*, si procede al progetto delle sezioni di estremità, ricavando quindi, in base alla armatura effettivamente disposta, il momento resistente negativo e quello positivo. I momenti da considerare per il progetto dei pilastri sono in definitiva quelli forniti dal calcolo moltiplicati per il fattore:

$$\gamma \left(\sum Mrt / \sum Mst \right) \tag{2.2}$$

L'impiego della eq. (2.2) contiene l'ipotesi che l'intensità dell'evento sismico di progetto sia sempre tale da esaurire la capacità resistente delle travi al momento resistente positivo e negativo. Il rapporto tra Σ Mrt e Σ Mst, e quindi il fattore maggiorativo da applicare alle sollecitazioni di calcolo dei pilastri per farle diventare sollecitazioni di progetto dipende, come già osservato, dal rapporto di intensità tra azioni sismiche ed azioni gravitazionali: esso sarebbe prossimo ad 1 (e dipendente solo dall'eventuale arrotondamento della sezione di armatura disposta rispetto a quella richiesta) se i carichi verticali fossero trascurabili, mentre può assumere valori molto elevati nel caso opposto. I due casi discussi sono illustrati in Fig. 2.7.

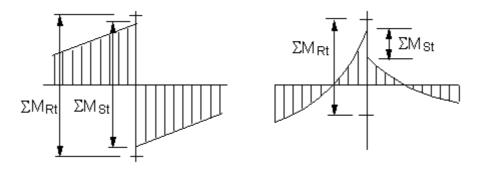


Fig. 2.7. Valori dei termini Σ Mst e Σ Mrt nel caso di azione sismica predominante sui carichi verticali (a), e nel caso opposto (b)

La regola espressa dalla eq. (2.2) diviene eccessivamente onerosa nei casi in cui l'effetto gravitazionale predomina (ad es. magazzini) perché in tali casi la azione sismica non arriva ad invertire il segno del momento nella trave fino a raggiungere la resistenza positiva. L'Eurocodice 8 contiene una regola alternativa che allevia quella espressa dalla eq. (2.2) per tener conto di questi casi.

Infine, il fattore γ presente nella eq. (2.2) è un coefficiente parziale di sicurezza che ha le stesse motivazioni e lo stesso valore considerato a proposito del progetto per il taglio.

Per quanto riguarda la sezione dei pilastri alla base dell'edificio, il problema non si pone evidentemente in termini di resistenza relativa travi-pilastri. Di fatto, l'EC8 e le altre norme internazionali prescrivono di progettare la sezione di base con lo stesso coefficiente maggiorativo calcolato per la sezione di sommità del pilastro. Lo scopo è evidentemente quello di posticipare l'inizio dello snervamento alla base del pilastro rispetto a quello delle sezioni terminali delle travi ai piani superiori.

Il procedimento suesposto per evitare la formazione di cerniere plastiche nei pilastri è stato oggetto negli anni recenti di numerose applicazioni aventi lo scopo di saggiarne onerosità ed efficacia. Nella versione presentata, che costituisce una delle diverse proposte contenute nelle varie normative internazionali, esso dà luogo a fattori di amplificazione generalmente compresi tra 1,35 e 2,0.

Con una sovraresistenza (rispetto alle travi) di tale entità, le analisi dinamiche non lineari di verifica indicano che i livelli di plasticizzazione nei pilastri sono di fatto molto contenuti (duttilità richiesta inferiore a ~2) ma che comunque la protezione nei confronti dello snervamento non è assoluta.

La ragione di questa apparente anomalia stà nel fatto che la procedura assicura un'offerta di resistenza da parte dei pilastri superiore alle sollecitazioni che le travi possono trasmettere, ma nell'ipotesi che il rapporto tra momento superiore e inferiore dei pilastri nel nodo si mantenga uguale a quello derivante dalla analisi elastica di progetto.

In realtà, al primo svilupparsi delle plasticizzazioni sulle travi la distribuzione dei momenti ai nodi viene alterata, e quindi il fattore di sovraresistenza per uno dei due può risultare insufficiente e per l'altro esuberante.

Di questa possibile diversa distribuzione dei momenti ai nodi dovuta agli "effetti dei modi superiori in fase postelastica" tiene conto la norma sismica Neozelandese, introducendo ulteriori fattori detti di "amplificazione dinamica" (ω), calibrati mediante simulazioni numeriche su telai di dimensioni caratteristiche.

I valori di ω sono compresi tra 1,3 ed 1,8 per telai piani, ed 1,5–1,9 per quelli spaziali...L'amplificazione complessiva dei momenti rispetto ai valori di calcolo arriva in media, secondo tali norme, a 2,3-3 volte. Seguendo tale procedura, tuttavia, i pilastri risultano effettivamente protetti dalla plasticizzazione, tanto che le norme Neozelandesi non richiedono più per essi l'adozione di armature di confinamento nelle zone di estremità, al contrario dell'Eurocodice 8 che comunque provvede i pilastri di sostanziali armature pro-duttilità.

2.3. CONCLUSIONI

La sezione B del D.M., intitolata Criteri Generali di Progettazione, è quella che maggiormente qualifica la norma dal punto di vista concettuale, e stabilisce il livello di riferimento per la protezione sismica delle opere.

Il suo contenuto è stato esaminato con riferimento a quanto oggi proposto dalle moderne norme sismiche internazionali.

Un dato 'forte' che emerge subito è l'intensità delle forze sismiche di progetto: essa è molto prossima a quella che prevederebbero le norme internazionali a parità di pericolosità sismica del sito.

Nella nuova edizione, il D.M. affianca al tradizionale metodo alle tensioni ammissibili il più razionale criterio di progetto allo stato-limite ultimo, aggiustando nei due casi i valori delle azioni sismiche e di quelle gravitazionali in modo da avere praticamente gli stessi dimensionamenti delle strutture.

Queste considerazioni, che suonano evidentemente come una conferma della validità sostanziale della norma, non implicano automaticamente un giudizio di imperfettibilità. Al contrario, è stato a più riguardi osservato che la norma non possiede l'articolazione necessaria per coprire con un grado di protezione uniforme strutture di tipologie e caratteristiche diverse.

Benevolmente, si potrebbe affermare che la norma si limita a considerazioni di minimo, e che provvede poi la competenza del progettista a distinguere caso da caso e a realizzare le condizioni implicite nelle prescrizioni normative. Questa visione non è confortata dalla realtà, e le norme internazionali, che ne hanno preso atto, si sono mosse nella direzione di testi più articolati ed informativi.

I punti di maggior rilievo discussi con un certo dettaglio nel capitolo sono: - l'opportunità, se non l'esigenza, di chiarire l'obiettivo di protezione posto alla base della norma, qualificato in termini di probabilità, o di periodo medio di ritorno, dell'evento sismico considerato per il progetto; - la necessità di definire in termini fisici espliciti il fenomeno sismico dagli effetti del quale la norma intende fornire difesa, anche allo scopo di escludere i fenomeni che per caratteristiche ed intensità la norma non prende in considerazione. Occorre allo scopo un modello del moto sismico atteso, sufficientemente flessibile per adattarsi alle condizioni di sismicità regionali e di sito. Il modello oggi universalmente accettato è uno spettro di risposta elastico, isoprobabile, caratterizzato da 5-7 parametri, il cui fattore di scala è il valore di picco della accelerazione al suolo; - l'azione sismica di progetto per lo SLU deriva da quella cui sarebbe soggetta una struttura a comportamento elastico al verificarsi dell'evento sismico di progetto, con una riduzione che dipende dalle caratteristiche tipologiche e di materiale della struttura, nonché dai provvedimenti a carattere locale (sui singoli elementi) e globali (sull'insieme strutturale) assunti per conseguire caratteristiche di duttilità. L'attuale D.M. nella sezione B non introduce il concetto di duttilità, nè le implicazioni che esso ha nella quantificazione delle azioni di progetto, nè i provvedimenti per assicurarla. A sostegno della interpretazione che il D.M. intenzionalmente esclude dalla parte cogente i "dettagli", è giusto ricordare che in Appendice alla circolare con le istruzioni al D.M. sono riportate con sufficiente estensione le principali regole per conferire duttilità ad elementi in cemento armato; - al verificarsi dell'evento sismico di progetto la struttura è soggetta a forti oscillazioni inelastiche; il collasso può avvenire se, e solo se, qualche elemento strutturale perde integrità per difetto di capacità di deformazione. A sua volta ciò può verificarsi o purché la richiesta di duttilità è eccessivamente concentrata su pochi elementi, anche se duttili: è questo il caso ad es. delle strutture "a pilotis", o perché vi sono nella struttura elementi fragili la cui rottura prematura non consente a quelli duttili l'esplicazione della loro capacità dissipativa.

Le norme moderne sono molto dettagliate su come realizzare meccanismi dissipativi stabili, adottando procedimenti "da sistema". Di tali procedimenti è stato qui presentato un saggio, anche esso a titolo di anticipazione di futura pratica nel nostro paese.

Le osservazioni sulla sezione B chiudono con una nota positiva: il riferimento esplicito del D.M. alla possibilità di impiego di dispositivi di isolamento o di dissipazione dell'energia posti alla base degli edifici.

Queste tecniche di protezione passiva hanno già dimostrato la loro efficacia nel corso di eventi sismici recenti, e la tecnologia relativa è progredita ed affidabile. A conferma della fiducia accordata a questa tecnica, il Ministero ha più di recente predisposto un documento dal titolo: "Linee Guida per la Progettazione, Esecuzione e Collaudo di Strutture Isolate dal Sisma", compiutamente allineato con la moderna filosofia prestazionale ed affidabilistica delle norme antisismiche. Scopo del documento è anche quello di agevolare l'iter di approvazione da parte del Consiglio Superiore di progetti eseguiti in accordo con le indicazioni in esso contenute.

2.4. BIBLIOGRAFIA

- (1) "Recommandations AFPS 90" Association Française du Génie Parasismique, Partie 1 1992, Partie 2 1994, Partie 3 1995, Parigi.
- (2) "NZS 4203, 1992: Loadings Standard"; "NZS 3101, 1995: Cincrete Structures Standard", Standards New Zealand, Wellington, NZ.
- (3) Eurocode 8 "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures" ENV 1998-1-1,2,3 CEN, Brussels, 1994.
- (4) "Linee Guida per la Progettazione, Esecuzione e Collaudo di Strutture Isolate dal Sisma" Circ. Min. LL.PP. n. 256/AAA.GG. del 28.10.96.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 3 - FONDAZIONI (par. B.10)

(Francesco Castelli, Michele Maugeri)

SOMMARIO

- 3.1. Generalità 3.3
- 3.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 3.3
 - 3.2.1. Criteri generali di progettazione 3.3
 - 3.2.2. Fondazioni superficiali 3.5
 - 3.2.3. Fondazioni su pali 3.14
- 3.3. Commenti e miglioramenti possibili 3.26
 - 3.3.1. Definizione del terremoto di progetto 3.26
 - 3.3.2. Comportamento dinamico dell'elemento di volume 3.31
 - 3.3.3. Liquefazione 3.34
 - 3.3.4. Risposta sismica locale 3.39
 - 3.3.5. Analisi dinamica 3.41
- 3.4. Esempi di applicazione 3.43
 - 3.4.1. Fondazioni superficiali 3.43
 - 3.4.2. Fondazioni su pali 3.45
 - 3.4.3. Liquefazione 3.46
- 3.5. Conclusioni 3.49
- 3.6. Bibliografia 3.50

Cap. 3 - FONDAZIONI (par. B.10)

(Francesco Castelli, Michele Maugeri)

3.1. GENERALITA'

Il Par. B.10 del D.M. 16.01.96 (98) prende in esame le modalità di esecuzione delle analisi di stabilità e delle verifiche di sicurezza relative ai terreni ed alle strutture di fondazione, siano esse superficiali o profonde. In particolare, nel Par. B.10.a sono riportate le prescrizioni riguardanti i collegamenti delle strutture di fondazione di tipo superficiale, nel Par. B.10.b le indicazioni relative al dimensionamento delle fondazioni su pali. Infine, per quanto riguarda le azioni orizzontali da considerare nel caso di edifici con struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati di tali materiali, viene preso in esame il valore da assegnare al coefficiente di fondazione, secondo quanto riportato al par. C.6.1.1 delle norme.

Riguardo al comportamento generale delle strutture di fondazione in relazione al terreno sottostante, il decreto prescrive al Par. A.2, che i fattori influenzanti tale comportamento devono essere evidenziati e valutati in accordo con quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed, in particolare, dal decreto ministeriale 11 marzo 1988 (72) e successive modifiche ed integrazioni.

Sono inoltre richieste delle indagini specifiche nel caso che il terreno di fondazione sia soggetto, in concomitanza di azioni sismiche, a fenomeni di liquefazione. Indagini geotecniche specifiche sono pure richieste nel caso in cui le costruzioni sorgono su pendii, al fine di reperire "tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio, in presenza dell' azione sismica"; quest'ultimo aspetto sarà trattato al cap.15 del commentario.

Il presente capitolo è dedicato allo studio degli aspetti riguardanti la modellazione dell'interazione fondazioneterreno e le verifiche di stabilità delle strutture di fondazione, tenendo conto del comportamento che un terreno manifesta allorquando è sottoposto a carichi sismici. In tale trattazione, inoltre, si prenderanno in esame gli aspetti operativi connessi all'applicazione dei metodi e dei procedimenti dell'ingegneria geotecnica per la verifica di stabilità dei manufatti di fondazione. Infine, sarà eseguito un confronto tra le prescrizioni contenute nelle norme tecniche italiane e quelle dei nuovi eurocodici.

3.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMATIVA

3.2.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le prescrizioni relative alle fondazioni riguardano i problemi connessi alla valutazione delle sollecitazioni sul terreno e sulle strutture di fondazione dovute alla presenza di azioni statiche e sismiche. Relativamente al terreno di fondazione le norme sismiche fanno direttamente riferimento alla normativa geotecnica vigente, e cioè ai metodi ed alle verifiche di stabilità contenuti nel D.M. 11.03. 88 (72). Per quanto riguarda la valutazione dei carichi massimi, il D.M. 16.01.96 prescrive che essi vengano valutati o mediante il metodo delle tensioni ammissibili, oppure ricorrendo ai metodi dell'analisi limite ed ai relativi meccanismi di rottura. Quest'ultimo aspetto, in particolare, rappresenta un elemento di originalità rispetto a quanto contenuto nella già citata normativa geotecnica vigente, nella quale ai fini della verifica di stabilità della fondazione si definisce soltanto un desiderato livello di sicurezza sulla base di opportuni coefficienti riduttivi da applicare ai suddetti carichi massimi, in modo da poterli confrontare con i carichi effettivamente agenti. Ulteriori elementi di originalità riguardano le prescrizioni relative ai collegamenti delle fondazioni e i casi in cui è consentito ometterli (termini rocciosi o molto consistenti, zone con grado di sismicità S=6), nonché i valori degli spostamenti orizzontali relativi del terreno che le strutture in elevazione devono sopportare in assenza di collegamento. Tali valori sono specificati in funzione del grado di sismicità della zona e del metodo di verifica adottato per la struttura in elevazione.

Riguardo alla progettazione delle opere di fondazione nei confronti delle azioni sismiche si ricorda che essa può essere condotta o in maniera rigorosa con l'ausilio dei metodi di tipo dinamico, o in modo approssimato con l'impiego di metodi di tipo pseudo-statico o "quasi" statico. Per quanto riguarda i metodi di tipo pseudo-statico, si assume che durante un terremoto le opere di fondazione siano soggette ad un carico eccentrico ed inclinato. L'eccentrità deriva dal momento di trasporto delle forze d'inerzia orizzontali dagli elementi strutturali, dove si manifestano, al livello della fondazione; l'inclinazione del carico viene valutata componendo la forza peso con l'aliquota di esso applicata staticamente in senso orizzontale, calcolata sulla base del coefficiente sismico.convenzionale della zona su cui sorge la fondazione. In definitiva, nei metodi di tipo pseudo-statico, valutate le forze esterne, il calcolo sismico delle fondazioni si riduce alla verifica della capacità portante per carichi inclinati ed eccentrici.

Con il termine "quasi" statico sì suole indicare un tipo di calcolo in cui le forze sono ancora applicate staticamente, ma la loro entità viene determinata sulla base di modellazioni dinamiche del complesso strutturaterreno. Tale procedura trova impiego per il sotto-insieme costituito dalla sovrastruttura, mentre sorgono difficoltà nella applicazione al sotto-insieme costituito dal terreno. In quest'ultimo caso i metodi disponibili potrebbero essere chiamati in modo più appropriato di tipo pseudo-dinamico, in quanto rappresentano situazioni di problemi dinamici semplificati nei quali si trascurano gli effetti dovuti alla frequenza, allo smorzamento ed, in generale, a fattori ed a proprietà dinamiche significative. Maggiori difficoltà si presentano inoltre per l'analisi del complesso terreno-fondazione-struttura; in tal caso le forze dinamiche in gioco all'interno del terreno rappresentano soltanto un'aliquota di quelle complessive che agiscono anche al livello della sovrastruttura, per cui non è agevole individuare tali forze ed applicarle in modo quasi statico al complesso terreno-struttura. Per analizzare il comportamento dinamico del complesso terreno-struttura occorre pertanto fare riferimento a modelli dinamici, per il fatto che essi rappresentano l'unica via per ottenere le sollecitazioni reali sul terreno di fondazione e sugli elementi strutturali.

La difficoltà di elaborazione di schemi strutturali sufficientemente dettagliati fa sì che l'analisi del comportamento dinamico miri inizialmente alla determinazione delle forze inerziali. Ma anche così formulato il problema resta complesso e può essere affrontato con diversi gradi di affinamento. Nel caso più generale può essere utilizzata la tecnica degli elementi finiti, che permette di considerare il complesso terreno-fondazione-struttura un unico "continuo", pur nel rispetto delle profonde diversità delle caratteristiche delle singole componenti. Questo metodo, applicabile anche in campo bi e tri-dimensionale, si è rapidamente diffuso grazie alla disponibilità di vari codici di calcolo per elaboratori elettronici ormai alla portata di tutti.

Un secondo metodo che consente di seguire più da vicino il fenomeno sismico consiste nel sostituire agli elementi terreno, fondazione, struttura, una serie discreta di masse, molle o smorzatori per ciascuna sottostruttura.

Una notevole semplificazione nell'applicazione dei due metodi si ha nel caso si considerino separatamente la struttura completa di fondazione da un lato, e lo strato di terreno dall'altro. Si tratta di scomporre il problema della interazione in un problema di risposta sismica locale, cioè di definizione del moto del terreno in superficie , in assenza di struttura, a partire dagli accelerogrammi rappresentativi di uno o più eventi sismici di entità prefissata, e quindi in un problema di risposta dinamica della struttura al moto del terreno libero precedentemente calcolato.

L'applicazione alla struttura dello spettro di risposta del terreno libero non consente però di cogliere appieno l'effetto di interazione terreno-struttura. Per effetto delle sollecitazioni interne indotte dalla struttura di già nella fase statica, le caratteristiche dinamiche del terreno di fondazione variano rispetto a quelle di stato tensionale naturale; inoltre, una certa massa di terreno sottostante la fondazione si muoverà quasi solidalmente con essa e pertanto anche quasi solidalmente con la struttura.

E' evidente del resto che il moto nei punti di contatto tra terreno e fondazione è diverso dal moto originario, anche se si trascura la massa della struttura, poiché risente dei vincoli che la sovrastruttura impone ai punti considerati . Tale fenomeno, detto di interazione cinematica, diviene sensibile quando la rigidezza della

fondazione è diversa da quella del terreno che essa sostituisce, e cresce all'aumentare delle dimensioni della fondazione.

D'altra parte se la struttura ha massa diversa da zero il moto del terreno induce sulla struttura delle forze di inerzia che a loro volta causano ulteriori modifiche del moto dei punti di contatto tra terreno e struttura .

Tale fenomeno detto di interazione inerziale è sempre più importante all'aumentare della massa ed è predominante quasi sempre rispetto al fenomeno cinematico, a meno che non si tratti di struttura rigida molto estesa in pianta o di struttura interrate.

3.2.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

Criteri generali

Riguardo ai criteri di progetto delle fondazioni dirette, la normativa geotecnica vigente prescrive che il comportamento di tali strutture deve essere verificato, tanto nei suoi elementi quanto nel suo complesso, rispetto alla sicurezza ed alla funzionalità dell'opera. A tal fine è necessario determinare il carico limite del complesso fondazione-terreno ed i cedimenti totali e differenziali indotti dal carico trasferito dalla fondazione al terreno medesimo. Relativamente alle verifiche in presenza delle azioni indotte da sismi, tali norme rimandano ai criteri di progetto previsti dalle norme sismiche, e pertanto alla valutazione degli effetti sismici mediante i metodi di tipo pseudo-statico o dinamico.

Per il dimensionamento dell'elemento strutturale di fondazione e per le relative verifiche di resistenza si dovrà tener conto delle reazione indotte nel terreno dal carico trasferito dalla fondazione stessa, considerando le eventuali sotto spinte dovute alla presenza di falde e/o di sovraccarichi direttamente applicati sul terreno.

Le reazioni indotte dalla struttura sul terreno dipendono in realtà dal fenomeno di interazione terreno-struttura, che condiziona sia la valutazione dei cedimenti della fondazione sotto i carichi di esercizio, sia le verifiche di stabilità necessarie per definire la tensione ammissibile sul terreno di fondazione.

Nel D.M. 16.01.96, in aggiunta a quanto previsto dalla normativa geotecnica vigente, si sottolinea l' importante funzione che le strutture di fondazione devono svolgere nell'assorbire gli spostamenti orizzontali relativi indotti dalla propagazione nel terreno delle onde sismiche. Ciò può essere realizzato o mediante l'adozione di collegamenti tra i vari elementi che compongono la fondazione, che impedendo o riducendo gli spostamenti relativi, garantendo una ridotta entità delle sollecitazioni sulla struttura in elevazione, oppure verificando le strutture, sia di fondazione che in elevazione, in presenza degli spostamenti orizzontali attesi.

Cedimenti ed interazione terreno-struttura

I cedimenti della fondazione sotto i carichi d'esercizio, nonché gli stessi carichi trasmessi dalla struttura al terreno dipendono dall'interazione terreno-struttura, che è fortemente influenzata dalle caratteristiche di deformabilità del terreno e dalla rigidezza della struttura di fondazione e della sovrastruttura. Infatti, sulla base del comportamento manifestato dal terreno di fondazione in ragione della sua natura, tali caratteristiche di deformabilità possono modificare sensibilmente la risposta dell'intero organismo strutturale.

Lo studio dell'interazione tra terreno e fondazione richiede che vengano soddisfatte le condizioni di equilibrio e congruenza all'interfaccia dei due componenti. A tal fine è necessario schematizzare il comportamento dei due elementi con un modello che ne permetta l'analisi. La scelta di tale modello deve garantire il più possibile la fedeltà della risposta al comportamento reale, ed i parametri che lo caratterizzano devono essere determinabili sulla base di specifiche correlazioni con i parametri fisici del terreno.

Mentre la struttura di fondazione, in genere, è un elemento strutturale relativamente semplice per il quale il modello di trave o piastra elastica inflessa è adeguato a descriverne il comportamento, la modellazione del terreno si presenta più complessa.

L'equazione differenziale che descrive il problema è la ben nota equazione della trave su suolo elastico:

EJ
$$d^4w/dx^4 = q(x) - p(x)$$
 (3.1)

dove w è lo spostamento verticale di un punto dell'asse della trave, E è il modulo di Young del materiale costituente la trave, J è il momento d'inerzia della sezione della trave di fondazione, q il carico applicato e p la pressione di contatto. A questa deve essere associata una ulteriore equazione che descriva il comportamento del terreno, ed in particolare esprima gli spostamenti dell'interfaccia fondazione-terreno in funzione della distribuzione delle pressioni di contatto: w(x) = f[p(x)]

Assunto un determinato modello di sottosuolo, ne risulta determinata questa equazione.

Per ragioni di semplicità computazionale, la modellazione del sistema fondazione-terreno viene normalmente condotta nell'ambito del comportamento elastico lineare, adottando un sistema di molle alla Winkler per simulare l'interazione terreno-fondazione, sia questa superficiale o profonda. Il modello di Winkler consiste nell'assumere una relazione lineare fra il cedimento in un punto e la pressione di contatto nello stesso punto:

$$p(x) = k w(x) \tag{3.2}$$

dove k [N/m³] è detta "costante di sottofondo" o "coefficiente di reazione" del terreno. Combinando tale espressione con quella dell'equazione differenziale che descrive il comportamento della trave di fondazione di larghezza B, si ottiene:

EJ
$$d4w/dx4 = q(x) - k B w(x)$$
 (3.3)

che è la ben nota equazione differenziale del metodo di Winkler.

Dal punto di vista fisico il mezzo di Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. In effetti, il coefficiente di reazione del terreno è, per definizione, il rapporto tra il carico ed il cedimento. In un terreno reale, tuttavia, il cedimento dipende oltre che dal carico applicato dalle proprietà del terreno medesimo, nonché dalla forma e dalle dimensioni della fondazione. Ne consegue, pertanto, che il coefficiente di reazione non è una proprietà del terreno, e quindi non ha alcun senso fornirne valori tipici per terreni tipici, come in genere riportato nei vecchi manuali di ingegneria ed in alcuni codici di calcolo strutturale.

L'uso del metodo di Winkler è comunque molto diffuso in virtù della sua semplicità, e per la possibilità che offre di impostazione di soluzioni analitiche che permettono di giungere rapidamente alla soluzione del problema (v. Par. 9.2.4).

Tuttavia l'analisi sperimentale del comportamento delle fondazioni superficiali evidenzia la non linearità dell'interazione fondazione-terreno, per la cui modellazione, pertanto, è richiesto l'impiego di modelli di tipo elastico non lineare, o addirittura di tipo elasto-plastico con incrudimento. Peraltro oggi la facilità di applicazione dei metodi di analisi numerica resa possibile dalla sempre crescente potenzialità dei calcolatori elettronici, fa sì che sia venuto a cessare il vantaggio connesso alla prerogativa principale del metodo di Winkler, cioè la sua semplicità.

L'uso di tale metodo, che resta comunque il più diffuso tra i metodi per lo studio dell'interazione tra fondazione e terreno, richiede un'attenta valutazione del valore della costante di sottofondo k da utilizzare a seconda dei casi. Il tipo di indagine più semplice e più indicativo per indagare sul comportamento di una fondazione superficiale è la prova di carico su modello in scala ridotta, ovvero la cosiddetta prova di carico su piastra. Tale prova, tuttavia, non sempre fornisce risultati facilmente interpretabili ed estrapolabili per la determinazione del comportamento

della fondazione vera e propria e spesso il comportamento osservato durante la prova differisce in maniera sostanziale da quello della costruzione reale, se non altro a causa di inevitabili effetti di scala e di altri fattori quali l'entità dei carichi agenti, la forma e le dimensioni della fondazione, l'eterogeneità del sottosuolo, la natura e le proprietà dei terreni di fondazione. Tuttavia, dall'applicazione delle prove di carico su piastra si possono ottenere indicazioni sul valore del modulo elastico equivalente per la fondazione in vera grandezza, ovvero del rapporto tra i cedimenti della fondazione reale ed i cedimenti relativi alla prova, e sul valore del coefficiente di reazione k.

Qualora la fondazione risulti poggiante su un terreno che è possibile considerare relativamente uniforme e per il quale si può assumere un comportamento di mezzo elastico omogeneo, il cedimento della fondazione di larghezza B e soggetta ad un carico unitario q può essere espresso come:

$$w = q B / E (1 - v^2) I$$
 (3.4)

essendo I un coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile. In prima approssimazione è lecito, nel caso più generale, assumere:

$$W = q B / E_{ed}$$
 (3.5)

essendo E_{ed} il modulo edometrico del terreno. In definitiva, essendo k = q/w, si ottiene:

$$k = E_{ed} / B$$

La stima di k viene quindi ricondotta alla valutazione del valore del modulo edometrico E ed, ovvero di un parametro del terreno dal preciso significato fisico. Si può comunque far ricorso al valore k 1 di k determinato con una prova di carico su piastra standard di forma circolare con diametro, per esempio di 30 cm. Infatti, avendo fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore di k 1 dipende solo dal tipo di terreno. In questo caso ha quindi senso assumere per esso un valore tipico in funzione solo della natura del terreno (89).

Nella Tab. 3.1 sono riportati alcuni valori tipici di k 1 per terreni coesivi sovraconsolidati e per terreni incoerenti, ovvero per quelle categorie di terreno per i quali è possibile assumere un comportamento di mezzo elastico, per lo meno nell'ambito delle normali sollecitazioni trasmesse dalle strutture al terreno. In tal caso, nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, il cedimento della piastra di lato b vale:

$$w_1 = q b / E (1 - v^2) I_1$$
 (3.6)

Uguagliando tale espressione a quella del cedimento della trave di fondazione di larghezza B, si ha:

$$k / k_1 = w_1 / w = (b I_1) / (B I)$$
 (3.7)

dalla quale, tenendo conto dei valori dei coefficienti I₁ (cerchio) ed I (striscia indefinita), si ottiene:

$$k = k_1 (b / 1.5 B)$$
 (3.8)

| TERRENO | ARGILLA | | | SABBIA (Nonsatura) | | |
|--------------------|---------------------------------|---|------------------------|--------------------|--------------------------|------------------|
| | Compatta (cu = 50 ÷ 100 kPa) | Motto Compatta (c _u =100 ÷ 200 kPa) | Dura (cu > 200 kPa) | Scio tta | Mediamente addens ata | Densa |
| CAMPO DI VALORI | 18÷35 25 | 35 ÷ 70 50 | > 70 100 | 7 ÷ 20 15 | 20 ÷ 100 50 | 100 ÷ 350 175 |
| Consigliato | 25 | 50 | 100 | 15 | Satura | |
| | | | | 10 | 30 | 110 |

Tab. 3.1. Valori di k_1 (kN/cm^3) per terreni coesivi sovraconsolidati e per terreni incoerenti forniti da Viggiani, (89),mod.

In un terreno incoerente, per effetto dell'aumento delle tensioni litostatiche con la profondità, il cedimento cresce asintoticamente con la dimensione in pianta della fondazione. In questo caso il comportamento del sistema fondazione-terreno può essere modellato con il cosiddetto mezzo "alla Gibson", cioè il semispazio elastico con modulo di elasticità linearmente crescente con la profondità, oppure ricorrendo a trattazioni di tipo empirico, come la ben nota relazione suggerita da Terzaghi e Peck (13):

$$\mathbf{w} = \mathbf{w}_1 \left[2\mathbf{B} / (\mathbf{B} + \mathbf{b}) \right]^2 \tag{3.9}$$

trascurando la dipendenza del cedimento dalla forma della fondazione. Si ha quindi:

$$k = k_1 [(B + b) / 2B]^2$$
 (3.10)

Le caratteristiche di semplicità di applicazione, ed il fatto che fino ad un recente passato il metodo di Winkler rappresentava l'unico strumento razionale disponibile per lo studio dell'interazione fondazione-terreno, hanno reso tale metodo certamente il più diffuso tra quelli utilizzati per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni. In effetti nella maggioranza delle applicazioni esso si dimostra sufficientemente affidabile, purché basato su una stima ragionevole del valore della costante di sottofondo k.

La disponibilità di soluzioni numeriche basate su modellazioni non lineari dell'interazione fondazione-terreno di tipo elasto-plastico con incrudimento (68), rendono oggi il metodo di Winkler certamente superato, e consentono un'analisi più realistica delle sollecitazioni e dei cedimenti indotti nel terreno dal carico trasferito da una fondazione superficiale. Tuttavia con questi metodi di tipo pseudo-statico non è possibile valutare gli spostamenti orizzontali, come richiesto dalle norme per le fondazioni non collegate. In tal caso è necessario ricorrere ai metodi dinamici che saranno illustrati al successivo par.3.3.5.

Verifiche di stabilità

Contrariamente al calcolo dei cedimenti, per i quali sovente si assume un modello di comportamento del terreno di tipo elastico-lineare, le verifiche di stabilità vengono condotte considerando un modello di comportamento del terreno di tipo rigido-plastico nelle condizioni di stato limite, ipotizzando che nel terreno di fondazione si raggiunga la resistenza al taglio limite lungo i punti della potenziale superficie di scorrimento. Le verifiche di stabilità delle fondazioni dirette in presenza di sisma vengono di norma eseguite mediante l'impiego di metodi di tipo pseudo-statico, ovvero calcolando la capacità portante per carichi eccentrici ed inclinati, per tener.conto dell'inclinazione della risultante della forza peso con l'aliquota di essa applicata staticamente in senso orizzontale. In tal caso, secondo la nota teoria di Brinch Hansen (23), la capacità portante limite del terreno di fondazione, nel caso in cui \(\phi' \) e c' siano diversi da zero, \(\phi \) data dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \sigma_{\gamma} \delta_{\gamma} \beta_{\gamma} g_{\gamma} i_{\gamma} + q N_{q} s_{q} d_{q} b_{q} g_{q} i_{q} + c' N_{c} s_{c} d_{c} b_{c} g_{c} i_{c}$$
 (3.11)

nel caso invece di $\phi = 0$ e $c = c_u$ si ha :

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u (1 + s_c^{\circ} + d_c^{\circ} - i_c^{\circ} - b_c^{\circ} - g_c^{\circ}) + q$$
(3.12)

essendo:

- γ = peso dell'unità di volume del terreno;
- c' = coesione efficace del terreno;
- c_u = coesione non drenata del terreno;
- ϕ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno ;
- B = lato minore della fondazione;
- q = sovraccarico sul piano di posa della fondazione = . h;
- h = profondità del piano di posa della fondazione rispetto al fondo scavo;
- N_{γ} , N_{q} , N_{c} = coefficienti adimensionali di capacità portante;
- s = fattori di forma, pari a:

$$\begin{split} s_{\gamma} &= (1 - 0.4 \text{ B/L}) \\ s_{q} &= 1 + (\text{sen } \phi' \text{ B/L}) \\ s_{c} &= s_{q} \text{ per } \phi' > 25^{\circ} \\ s_{c} &= (s_{q} N_{q} - 1) / (N_{q} - 1) \text{ per } \phi' < 25^{\circ} \\ s_{c} ^{\circ} &= 0.2 \text{ B/L} \end{split}$$

essendo L il lato maggiore della fondazione.

- d = fattori di profondità, pari a:

$$\begin{array}{l} d_{\gamma}\!=\!1 \\ d_{q}\!=\!1\!+\!2 tg \,\varphi' \,(1-sen \,\varphi')^{2} \,D/B \\ d_{q}\!=\!1\!+\!2 tg \,\varphi' \,(1-sen \,\varphi')^{2} \,arctg \,D/B \\ d_{c}\!=\!(d_{q} \,s_{q} \,N_{q} \, \!-\! 1) \,/\,(N_{q} \, \!-\! 1) \\ d_{c}\!^{\circ}\!=\!0.4 \,D/B \,per \,D/B < 1 \\ dc^{\circ}\!=\!0.4 \,arctg \,D/B \,per \,D/B > 1 \end{array}$$

- b = fattori di inclinazione della base della fondazione, pari a:

$$\begin{aligned} b_{\gamma} &= e^{-2.7 \,\alpha \, tg \, \phi^{\flat}} \\ b_{q} &= e^{-2 \,\alpha \, tg \, \phi^{\flat}} \\ b_{c} &= b_{q} \\ b_{c} &= \alpha^{\circ} \, / 147^{\circ} \end{aligned}$$

essendo a l'angolo di inclinazione della base della fondazione.

- g = fattori inclinazione del piano di campagna, pari a:

$$\begin{split} g_{\gamma} &= g_q = (1 \text{ - } 0.5 \text{ tg } \beta)^5 \\ g_c &= g_q \\ g_c^\circ &= \beta^\circ / 147^\circ \end{split}$$

essendo β l'angolo di inclinazione del piano campagna.

- i = fattori di inclinazione del carico, pari a:

$$\begin{split} &i_c = i_q \\ &i_c{}^\circ = 0.5 - 0.5 \left[1 - H / (B L c_u) \right]^{0.5} \\ &i_q = (1 - 0.5 H / (N + B L c' \cot \phi'))^5 \\ &i_\gamma = (1 - 0.7 H / (N + B L c' \cot \phi'))^5 \end{split}$$

essendo N la componente verticale ed H la componente orizzontale del carico applicato sulla fondazione.

Nel caso di carico eccentrico le dimensioni B ed L che compaiono nelle formule sopra citate, fanno riferimento al concetto di fondazione equivalente, ovvero ad una fondazione di dimensioni $B' = (B - 2e_B)$ ed $L' = (L - 2e_L)$, essendo e_B ed e_L i valori dell'eccentricità del carico assiale rispetto al baricentro della fondazione nelle direzioni e_L especiale e_L in le caso di carico inclinato i fattori di forma assumono l'espressione :

$$\begin{split} s_{\gamma} &= (1 - 0.4 \; B \; i_{\gamma B} \, / \, L \; i_{\gamma L}) \\ s_{q} &= 1 + (sen \; \varphi \; B \; i_{q} \, / \; L) \\ s_{c} \; ^{\circ} &= 0.2 \; (1 - i ^{\circ}_{cB}) \; B / L \end{split}$$

essendo $i_{\gamma B}$ e $i_{\gamma L}$ i fattori di inclinazione dei carichi rispettivamente dovuti alla componente orizzontale del carico nella direzione del lato minore B e del lato maggiore L.

I coefficienti adimensionali di capacità portante N_c , N_q ed N_γ sono funzioni dell'angolo di resistenza al taglio efficace φ ' e si trovano tabellati in funzione di tale grandezza. La loro espressione risulta legata alle ipotesi inerenti la forma della superficie di rottura ipotizzata nel terreno al di sotto della fondazione. Pertanto i valori di tali coefficienti possono presentare delle sensibili differenze tra un metodo di calcolo e l'altro, in ragione delle ipotesi sulla superficie di rottura. Tra tali metodi di calcolo va ricordato il metodo di Vesic (36,44), che coincide sostanzialmente con quello di Brinch Hansen, a meno di coefficienti N_γ superiori di circa il 50% (Fig. 3.1), e di fattori di inclinazione del carico e di inclinazione del piano di fondazione meno conservativi, forniti dalle espressioni:

$$\begin{split} &i_c = 1 - m \ H \ / \ (B \ L \ c' \ N_c) \\ &i_q = (1 - H \ / \ (N + B \ L \ c' \ cotg \ \varphi'))^m \\ &i_\gamma = (1 - H \ / \ (N + B \ L \ c' \ cotg \ \varphi'))^{m+1} \end{split}$$

essendo:

$$\begin{array}{ll} - \ m = m_B = (2 + B/L) \, / \, (1 + B/L) & \ H \ parallelo \ a \ B \\ - \ m = m_L = (2 + L/B) \, / \, (1 + L/B) & \ H \ parallelo \ a \ L \end{array}$$

Tra gli altri metodi di calcolo disponibili per la valutazione della capacità portante dei terreni trova impiego, inoltre, quello fornito da Meyerhof (1), per il quale il parametro N_{γ} assume i valori riportati in Fig. 3.1. Nella Fig. 3.2, invece, sono riportati i valori dei coefficienti adimensionali N_c , N_q , N_{γ} . valutati sulla base del metodo di Sokolowski al variare dell'angolo di inclinazione Φ dei carichi, come riportato da Maugeri (59). La presenza di carichi inclinati di natura sismica produce un decremento dei valori di tali coefficienti in funzione del rapporto tra la componente orizzontale di natura sismica e la componente verticale dei carichi; tale rapporto può essere espresso tramite il valore del coefficiente sismico k.

Nella Fig. 3.3 sono riportate le riduzioni dei coefficienti N_c , N_q ed N_γ di Meyerhof in funzione del coefficiente sismico (59). Dall'esame della figura è possibile osservare che i valori del coefficiente N_c si riducono mediamente del 20% per un valore del coefficiente sismico pari a 0.1 e dal 50 al 60% per valori del coefficiente sismico pari a 0.3. La diminuzione del coefficiente N_γ è maggiormente influenzata dal valore dell'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno, ed è compresa tra il 40 ed il 60% per valori di k=0.1 e valori inferiori al 70% per k=0.3, fino al valore del 100% (N_γ =0), allorquando il coefficiente sismico coincide con la tangente dell'angolo di resistenza al taglio del terreno. In generale si rileva che il termine della capacità portante legato al valore N_γ praticamente si annulla per valori di inclinazione del carico pari al valore dell'angolo di attrito interno del terreno, i contributi di capacità portante dovuti alla coesione ed al sovraccarico agente sul piano di posa della fondazione si dimezzano per un coefficiente sismico di 0.3, corrispondente ad un angolo di inclinazione del carico di circa 16°.

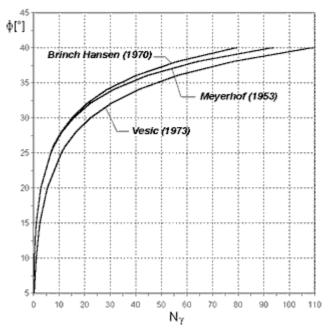


Fig. 3.1. Valori del coefficiente di capacità portante N_{γ}

Le riduzioni di capacità portante sono sensibili anche per carichi sismici di 0.1g, potendosi notare diminuzioni di circa il 10% per N_c ed N_q e del $20\div60\%$ per N_γ , in relazione al valore dell'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno.

Nel caso delle fondazioni superficiali soggette ad azioni di tipo sismico o prevalentemente ciclico, il volume di terreno che può manifestare instabilità è piuttosto limitato, ma di primaria importanza per gli aspetti connessi alla determinazione della capacità portante. I problemi di instabilità delle fondazioni superficiali sotto carichi sismici derivano in primo luogo dal comportamento del sottostante volume di terreno sollecitato dinamicamente.

Solitamente le verifiche di stabilità delle fondazioni in campo dinamico vengono eseguite con l'ausilio dei suddetti metodi pseudo-statici; in realtà, le resistenze e le rigidezze del terreno possono essere sostanzialmente differenti nelle diverse condizioni statiche, cicliche e dinamiche. In aggiunta, nel caso delle fondazioni superficiali, l'accelerazione sismica agisce anche sul volume di terreno che fornisce la capacità portante della fondazione, cosicché in campo dinamico tale calcolo.della capacità portante dovrebbe essere condotto sulla base di valori dei coefficienti N_c, N_g ed N_y opportunamente ridefiniti sulla base di modelli pseudo-dinamici.

A tal proposito possono essere validamente utilizzati i valori dei coefficienti di capacità portante proposti da Sarma e Iossifelis (80), determinati sulla base di un'analisi all'equilibrio limite (60) del volume di terreno contenuto all'interno della superficie di scorrimento al di sotto della fondazione. Dall'analisi dei risultati ottenuti mediante tale procedura, che però trascura gli effetti indotti dalle sovrappressioni interstiziali generate da un terremoto, si ottengono i nuovi valori dei fattori di capacità portante in relazione all'accelerazione critica k_c : tali grafici possono essere riutilizzati per stabilire il valore di k_c e valutare conseguentemente i cedimenti cumulati, durante il sisma, in maniera analoga al caso dei pendii. Si può inoltre osservare, che nel caso di carico inclinato, qual'è quello agente sulla fondazione nel caso di azioni di tipo sismico, le relazioni esistenti in letteratura tra i coefficienti N_c ed N_q possono condurre ad imprecise valutazioni della capacità portante della fondazione superficiale. Nelle Fig. 3.4a, 3.4b e 3.4c sono riportati al variare dell'angolo di resistenza al taglio ϕ ' e dell'accelerazione critica k_c , i valori dei coefficienti adimensionali N_c , N_q ed N_γ forniti da Sarma e Iossifelis (80). Nel caso in cui si volesse procedere al calcolo della capacità portante di una fondazione diretta utilizzando tali coefficienti, si assumono pari all'unità i valori dei fattori di forma, profondità ed inclinazione che compaiono nell'eq. (3.11), e si assegnano a N_c , N_q ed N_γ i valori che si deducono dai grafici. Inoltre, nel caso in cui durante

un terremoto l'accelerazione che si manifesta alla base della fondazione è più grande di quella critica, è possibile calcolare lo spostamento orizzontale massimo della fondazione tramite la relazione (74):

$$1 / C (4 x_m / k_m g T^2) = 1.07 - 3.83 k_c/k_m$$
 (3.13)

dove x_m rappresenta lo spostamento massimo, k_m l'accelerazione massima, k_c l'accelerazione critica, che può essere determinata tramite la Fig. 3.4c, g l'accelerazione di gravità, T il periodo proprio della struttura, ed infine $C = \cos (\phi' - \beta) / \cos \phi'$, essendo β l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie di rottura della fondazione.

Studi più recenti basati sempre sull'impiego del metodo dell'equilibrio limite (100), hanno permesso di ridefinire i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante nell'eventualità di fondazioni dirette poste in prossimità di pendii, che manifestano instabilità in concomitanza di un evento sismico. A tal proposito nelle Fig. 3.5 e 3.6 sono riportati, rispettivamente, l'indicazione dei parametri da considerare per il calcolo della capacità portante della fondazione, ed i valori dei suddetti coefficienti adimensionali.

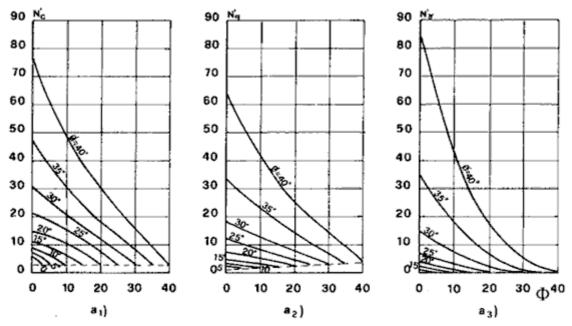


Fig. 3.2. Valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante per carichi inclinati forniti dal metodo di Sokolowski (59).

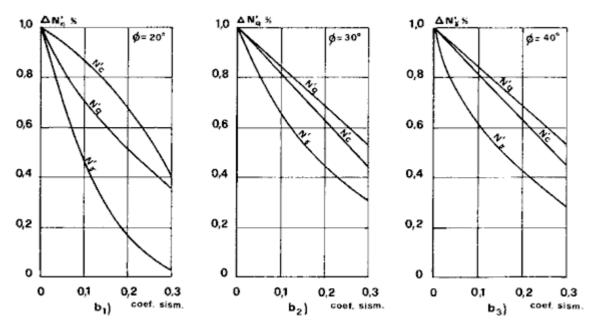


Fig. 3.3. Riduzioni dei coefficienti adimensionali di capacità portante per sisma forniti da Maugeri (59).

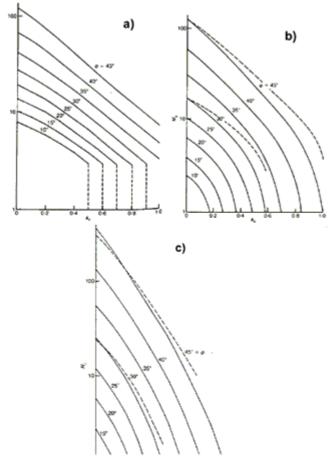


Fig. 3.4. Valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante per carichi inclinati forniti da Sarma e Iossifelis (80)

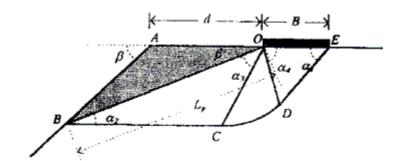


Fig. 3.5. Parametri di calcolo dei coefficienti adimensionali di capacità portante per fondazioni in prossimità di pendii (100).

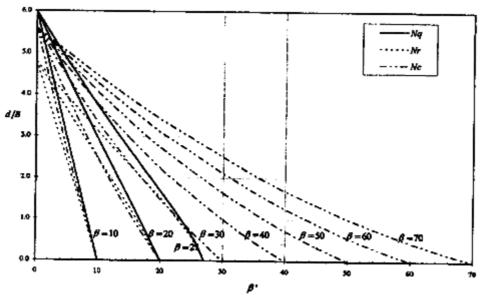


Fig. 3.6. Valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante per fondazioni in prossimità di pendii forniti da Sarma e Chen (100).

3.2.3. FONDAZIONI SU PALI

Criteri generali

Come per le fondazioni superficiali anche per le fondazioni su pali il D.M. 16.01.96 rinvia per le verifiche di stabilità ai procedimenti della geotecnica; in più nel caso dei pali prescrive che essi devono avere un'armatura calcolata per resistere alla componente sismica orizzontale, che deve essere estesa a tutta la lunghezza del palo e deve essere efficacemente collegata a quella della.struttura sovrastante.

Le norme geotecniche (D.M. 11.03.88) richiedono la verifica della capacità portante ammissibile del palo singolo e/o della palificata rispetto al carico assiale agente, quest'ultimo maggiorato in presenza di azioni dinamiche sulla base dei criteri prescritti dalle norme sismiche. L'incremento che il carico assiale sul palo subisce per effetto di un terremoto viene di norma calcolato con metodi di tipo pseudo-statico.

Numerosi sono i metodi disponibili per il calcolo della portata ammissibile di un palo singolo trivellato (6,48); tali metodi sono basati sulla valutazione di coefficienti adimensionali che tengono conto della forma della superficie di rottura alla punta del palo, nonché del contributo dovuto all'attrito laterale secondo l'espressione:

$$Q_{lim} = A_p (N_c' c + N_q' \beta \gamma L) + A_L (\alpha c + f k_s \gamma z)$$
(3.16)

essendo:

- A_p = area sezione trasversale alla punta del palo;
- A_L = superficie laterale del palo;
- L = lunghezza del palo;
- α , β = fattori adimensionali di riduzione della capacità portante;
- N_c ', N_q ' = coefficienti adimensionali di capacità portante;
- c = coesione del terreno;
- γ = peso dell'unità di volume del terreno;
- k_s = coefficiente di spinta del terreno;
- $f = coefficiente d'attrito = tg (1 ÷ 0.75 <math>\phi'$).

La capacità portante così calcolata può divergere sensibilmente in relazione alla metodo di calcolo usato, soprattutto per quanto attiene la portata alla punta espressa in funzione del coefficiente adimensionale N_q , il cui valore è riportato nella Fig. 3.7 al variare dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

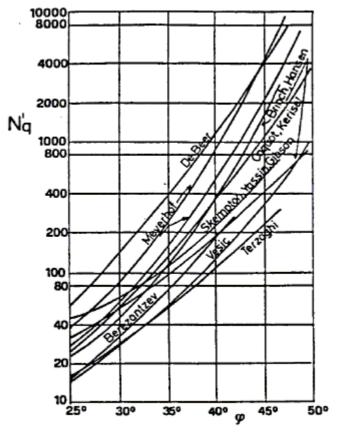


Fig. 3.7. Valori del coefficiente N_q '.

Il carico verticale sui pali, ed il suo incremento di natura sismica, non generano necessariamente un'azione di momento sulla palo che richieda un'apposita armatura, per cui anche se il calcolo della reazione vincolare dovuta al palo è di fondamentale importanza per la verifica di stabilità della fondazione e la valutazione degli stati tensionale indotti nelle fondazioni e nella struttura in elevazione, nella presente trattazione la verifica di stabilità per i carichi verticali viene omessa.

Nei confronti delle azioni di tipo orizzontale che agiscono sulla fondazione in concomitanza di un terremoto, la normativa geotecnica vigente richiede la verifica del palo, senza che tuttavia ne vengano specificate le modalità. Infine, in relazione all'elemento strutturale di collegamento della fondazione indiretta con quella superficiale, tali norme prescrivono che nelle verifiche di resistenza si debba tener conto delle spinte dovute all'acqua ed ai sovraccarichi direttamente applicati sul terreno, e che le azioni agenti debbano essere combinate in modo da dare luogo su ciascun elemento strutturale della fondazione al più sfavorevole stato di sollecitazione. I modelli geotecnici più semplici per valutare la stabilità di un palo soggetto a forze orizzontali sono per lo più basati sul concetto di equilibrio limite, poiché utilizzano legami costitutivi per il terreno di tipo rigido plastico (9, 10,12,13). Con tali modelli è possibile valutare il momento massimo che si verifica nel palo nella sezione di incastro con la fondazione superficiale, ma non è possibile valutare la distribuzione del momento nel palo alle varie profondità. Per tale valutazione generalmente si ricorre ad una modellazione dell'interazione palo-terreno di tipo elastico lineare, come sarà riportato al Par. successivo; modellazioni più accurate che tengono conto della non linearità del comportamento del terreno e/o della sua plasticizzazione, sono illustrate al Par. 3.2.3. Quest'ultimi modelli consentono una più accurata valutazione del momento flettente che si genera nei pali e quindi dell'armatura necessaria per assorbire la componente sismica orizzontale, così come richiesto dal D.M. 16.01.1996.

Metodo elastico

Lo studio di strutture che si trovano a contatto con il terreno, come nel caso di un palo soggetto a forze orizzontali, richiede la conoscenza dell'entità e della distribuzione delle reazioni prodotte dal terreno stesso. Tali reazioni, unitamente alle forze applicate, formano il sistema sollecitante la struttura. Possiamo chiamare queste reazioni "pressioni di contatto" e la loro valutazione può avvenire attraverso l'equilibrio delle forze e la congruenza dei sistemi a contatto, nel caso in esame rappresentati dal palo e dal terreno.

Sotto le ipotesi che il materiale costituente il palo abbia comportamento elastico-lineare, che le sezioni ortogonali all'asse del palo restino piane, che le inflessioni del palo siano piccole rispetto alla sua lunghezza, che non esistono azioni torsionali, che le azioni siano applicate staticamente e che infine siano trascurate le azioni assiali, si può ricavare la ben nota equazione differenziale che governa il problema:

$$EJ (d^{4}y / dz^{4}) + p(z) = 0$$
(3.15)

essendo:

- p(z) = la pressione del terreno alla profondità z;
- z = profondità dal piano campagna;
- y = spostamento orizzontale del palo;
- E = modulo di elasticità del palo;
- J = momento d'inerzia del palo.

La risoluzione di tale equazione impone la scelta di una adeguata legge costitutiva che leghi la pressione del terreno p e lo spostamento orizzontale y del palo, che compaiono in essa come incognite. Una volta noto lo spostamento y, mediante derivazioni successive si ottengono le altre grandezze e cioè rotazioni ϕ , momenti flettenti M, tagli V.

La procedura comunemente usata per risolvere questo problema è quella di simulare l'interazione palo-terreno attraverso il modello semplificato di suolo alla Winkler. In questo caso la pressione p e lo spostamento orizzontale y sono correlati attraverso l'espressione:

$$p(z) = K_s(z) \cdot y(z) \cdot D = E_s(z) \cdot y(z)$$
(3.16)

essendo K_s il coefficiente di reazione orizzontale del terreno $[FL^{-3}]$, D il diametro del palo ed E_s il modulo di reazione orizzontale del terreno $[FL^{-2}]$.

In tal modo il legame tra pressioni e spostamenti del terreno è espresso dal modulo di reazione orizzontale E_s . In letteratura esistono soluzioni sia per il caso di modulo costante (4), che per il caso di modulo crescente linearmente con la profondità (3). L'assunzione del primo tipo è di solito considerata per il comportamento dei pali nelle argille sovraconsolidate, mentre quella del secondo tipo è più realistica quando si analizza il comportamento di terreni sabbiosi e argille tenere.

La risoluzione analitica dell'equazione differenziale della linea elastica del palo è stata affrontata nei primi tempi mediante serie polinomiali. Tuttavia se la legge $E_s(z)$ non è esprimibile in forma analitica semplice o addirittura i valori di E_s sono forniti per punti, la risoluzione mediante tale procedura diventa ardua. In tal caso è necessario ricorrere a soluzioni numeriche per differenze finite o al metodo degli elementi finiti, che offrono la possibilità di studiare il comportamento del palo per qualunque legge di variazione in profondità del modulo di reazione orizzontale del terreno.

L'impiego delle suddette procedure richiede la disponibilità di un codice di calcolo, per cui può risultare conveniente l'uso di tabelle di parametri adimensionali calcolati per differenti leggi di variazione del modulo di reazione orizzontale. La trasformazione della equazione differenziale della linea elastica del palo in termini di parametri adimensionali può essere affrontata con il metodo delle differenze finite (4). Dalle tabelle relative alla legge di variazione del modulo E_s, si possono ricavare i valori dei parametri adimensionali :

$$A_v$$
 B_v A_ϕ B_ϕ A_M B_M A_V B_V A_p B_p

Tali parametri, introdotti nelle equazioni che seguono, forniscono la soluzione completa del problema :

$$y = y_A + y_B = (H_o T^3 / EJ) A_y + (M_o T^2 / EJ) B_y$$
 [L]

$$\phi = \phi_A + \phi_B = (\text{Ho T}^2 / \text{EJ}) A_{\phi} + (M_o \text{T} / \text{EJ}) B_{\phi}$$

$$M = M_A + M_B = H_o T A_M + M_o B_M$$
 [FL]

$$V = V_A + V_B = H_o A_V + (M_o / T) B_V$$
 [F]

$$p = p_A + p_B = (H_o / T) A_p + (M_o / T^2) B_p$$
 [FL⁻¹]

In esse H_o ed M_o rappresentano rispettivamente i valori della forza orizzontale e del momento alla testa del palo nella sezione d'incastro con la fondazione. Il parametro T che compare nelle suddette equazioni definisce la lunghezza caratteristica del sistema palo-terreno, essa varia in dipendenza della legge scelta per la variazione del modulo con la profondità:

$$E_s = E_{so} \text{ (legge costante)} \qquad \qquad T = (EJ / E_{so})^{1/4}$$

$$E_s = kz^n \text{ (legge triangolare)} \qquad \qquad T = (EJ / k)^{1/(4+n)}$$

$$E_s = k_0 + k_1 z \text{ (legge trapezia)} \qquad \qquad T = (EJ / k_1)^{1/4}$$

La lunghezza caratteristica T è rappresentativa della deformabilità relativa del sistema palo-terreno; l'importanza di T risiede anche nel fatto che alla profondità di $4 \div 5$ T le azioni indotte nel palo a causa di H_o ed M_o si smorzano in modo significativo. Il rapporto tra L (lunghezza del palo) e la lunghezza caratteristica T permette, inoltre, di classificare i pali come corti (L/T < 2.25), mediamente flessibili (2.25 < L/T < 5), ed infinitamente flessibili (L/T > 5). Questa classificazione è importante per definire le modalità di collasso del palo ed il tipo di deformata da attendersi. Nei pali corti il collasso avviene per rottura del terreno. Prima della rottura il palo ruota attorno ad un punto del suo asse. Le inflessioni del palo sono molto piccole rispetto agli spostamenti orizzontali massimi. Nei pali infinitamente lunghi il collasso avviene per rottura del palo con formazione di una cerniera plastica nel punto di momento massimo, mentre i pali mediamente flessibili hanno comportamento intermedio.

Si noti che i parametri "A" si riferiscono al caso in cui alla testa del palo è applicato un solo carico orizzontale H_o, i parametri "B" si riferiscono al caso in cui alla testa del palo è applicata soltanto una coppia M_o. L'ipotesi di elasticità sia del palo che del terreno consente di applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

I valori dei parametri adimensionali "A" e "B" dipendono dalla legge di variazione del modulo di reazione orizzontale del terreno con la profondità e dal valore del rapporto L/T; in letteratura sono reperibili numerose tabelle che riportano i valori dei parametri adimensionali in funzione delle sopracitate grandezze. A titolo di esempio nella Tab. 3.2 sono riportati i valori che i parametri adimensionali "A" e "B" assumono per valori di L/T=10 e per legge di variazione del modulo linearmente variabile con la profondità ($E_s=kz$).

Alla semplicità operativa offerta dal modello di Winkler, ed alla possibilità di includere nell'analisi la disomogeneità del terreno attraverso la variabilità di E_s con la profondità, fanno contrasto le incertezze esistenti nella valutazione di tale grandezza, in una schematizzazione in cui il terreno interviene attraverso quest'unico parametro, che rappresenta soltanto una caratteristica del modello di interazione e non il comportamento meccanico del mezzo. Peraltro l'esigenza di dover tenere conto di fattori quali la non linearità del comportamento del terreno e la variazione del modulo di reazione orizzontale in funzione del livello di carico, fanno si che per una più realistica modellazione del comportamento del sistema palo-terreno sia necessario il ricorso a metodi di tipo elastico non lineare.

Metodo elastico non lineare e metodo elasto-plastico

Una conveniente generalizzazione del modello di Winkler è costituita dalle cosiddette "curve p-y", che offrono il vantaggio di poter tenere conto dei fenomeni di plasticizzazione che si verificano nel terreno circostante il palo. In questo caso il comportamento di tipo elastico non lineare del terreno viene affrontato assumendo un modulo E_s variabile con il livello delle deformazioni del sistema palo-terreno.

L'osservazione sperimentale del comportamento di pali sottoposti a carico orizzontale (24,28,35,42,73) mostra che si può ritenere sufficientemente corretto fare riferimento a curve p-y esprimibili attraverso semplici espressioni analitiche quali quelle di tipo iperbolico o parabolico. La reazione mobilitata nel terreno circostante un palo soggetto a forza orizzontale, si può scrivere impiegando per il terreno un legame costitutivo di tipo iperbolico (Fig. 3.8), espresso come (95):

$$p(z) = y(z) / (1/E_{si}(z) + y(z) / p_{lim}(z))$$
(3.17)

essendo:

- $-E_{si}(z)$ = valore iniziale del modulo di reazione orizzontale del terreno;
- $-p_{lim}(z)$ = pressione limite del terreno.

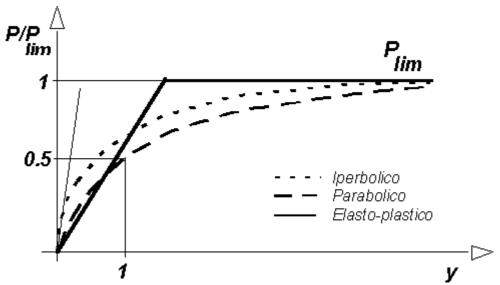


Fig. 3.8. Legami costitutivi per lo studio dell'interazione palo-terreno.

Il modello è costituito da elementi finiti monodimensionali di palo, collegati tra loro da molle a comportamento elastico lineare e con il terreno circostante attraverso molle a comportamento non lineare (Fig. 3.9). Valutati gli spostamenti orizzontali del palo attraverso una procedura iterativa, che tiene conto della non linearità del legame costitutivo, tramite successive derivazioni numeriche è possibile determinare le rotazioni, il momento flettente ed il taglio in corrispondenza delle sezioni del palo poste alle varie profondità dal piano di campagna.

| Z = z/T | Ау | Ву | A _• | В | Ач | Ви | Av | Bv |
|---------|--------|--------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0 | 2.435 | 1.623 | -1.623 | -1.749 | 0.000 | 1.000 | 1.000 | 0.000 |
| 0.1 | 2.273 | 1.453 | -1.618 | -1.649 | 0.100 | 1.000 | 0.988 | -0.007 |
| 0.2 | 2.112 | 1.293 | -1.603 | -1.549 | 0.198 | 0.999 | 0.956 | -0.028 |
| 0.3 | 1.952 | 1.143 | -1.578 | -1.450 | 0.291 | 0.994 | 0.909 | -0.058 |
| 0.4 | 1.796 | 1.003 | -1.545 | -1.351 | 0.379 | 0.987 | 0.840 | -0.095 |
| 0.5 | 1.643 | 0.873 | -1.503 | -1.253 | 0.459 | 0.976 | 0.763 | -0.137 |
| 0.6 | 1.495 | 0.752 | -1.453 | -1.156 | 0.531 | 0.960 | 0.677 | -0.181 |
| 0.7 | 1.353 | 0.641 | -1.397 | -1.061 | 0.595 | 0.939 | 0.585 | -0.226 |
| 0.8 | 1.216 | 0.540 | -1.335 | -0.968 | 0.649 | 0.914 | 0.489 | -0.270 |
| 0.9 | 1.086 | 0.448 | -1.268 | -0.878 | 0.693 | 0.885 | 0.392 | -0.312 |
| 1.0 | 0.962 | 0.364 | -1.197 | -0.791 | 0.727 | 0.852 | 0.295 | -0.350 |
| 1.2 | 0.738 | 0.223 | -1.047 | -0.628 | 0.767 | 0.775 | 0.109 | -0.414 |
| 1.4 | 0.544 | 0.112 | -0.893 | -0.482 | 0.772 | 0.688 | -0.056 | -0.456 |
| 1.6 | 0.381 | 0.029 | -0.741 | -0.354 | 0.746 | 0.594 | -0.193 | -0.477 |
| 1.8 | 0.247 | -0.030 | -0.596 | -0.245 | 0.696 | 0.498 | -0.299 | -0.476 |
| 2.0 | 0.141 | -0.070 | -0.464 | -0.155 | 0.628 | 0.404 | -0.371 | -0.456 |
| 2.5 | -0.020 | -0.105 | -0.200 | -0.006 | 0.422 | 0.200 | -0.424 | -0.350 |
| 3.0 | -0.075 | -0.089 | -0.040 | 0.057 | 0.225 | 0.059 | -0.349 | -0.213 |
| 3.5 | -0.074 | -0.057 | 0.034 | 0.065 | 0.081 | -0.016 | -0.223 | -0.095 |
| 4.0 | -0.050 | -0.028 | 0.052 | 0.049 | 0.000 | -0.042 | -0.106 | -0.017 |
| 4.5 | -0.026 | -0.009 | 0.042 | 0.028 | -0.032 | -0.039 | -0.027 | 0.021 |
| 5.0 | -0.009 | 0.000 | 0.025 | 0.011 | -0.033 | -0.026 | 0.013 | 0.029 |
| 10.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Tab. 3.2. Valori dei parametri adimensionali "A" e "B" nel caso di L/T = 10 e $E_s = kz$.

L'andamento delle curve fa sì che esse siano completamente definite una volta fissati il modulo E_{si} e la pressione limite p_{lim} del terreno. In generale nella trattazione del problema i due aspetti vengono mantenuti separati, cosicché sono state costruite correlazioni per ricavare la pendenza iniziale delle curve e sviluppate teorie relative alla valutazione della reazione limite.

L'esperienza acquisita dimostra che il metodo più attendibile per la determinazione del modulo di reazione orizzontale del terreno è quella basato sull'interpretazione di prove sperimentali eseguite su pali strumentati in vera grandezza (96). Il tipo di approccio utilizzato in questo caso può essere quello di strumentare i pali con celle di pressione e tubi inclinometrici, oppure di utilizzare celle estensimetriche. In ultima analisi si può ricorrere a pali senza strumentazione misurando lo.spostamento alla quota del piano campagna. In questo caso è possibile trarre utili indicazioni sui valori del modulo di reazione iniziale $E_{\rm si}$, che di norma si suppone costante o linearmente variabile con la profondità. In questi casi si può assumere che il modulo di reazione iniziale del terreno cresca con la profondità secondo la legge:

$$E_{si} = K_i \cdot z$$

essendo K_i il gradiente del modulo iniziale. I valori di tale gradiente sono stati ricavati attraverso la estrapolazione dei risultati di curve sperimentali di carico relative a pali infissi in terreni sabbiosi (42) e nel caso di pali infissi in terreni argillosi (45). Relativamente al primo caso, i valori sperimentali di K_i risultano variabili tra 9 e 14 N/cm³; per argille limose di media ed elevata plasticità, aventi indice di plasticità IP>30%, i valori del gradiente K_i del modulo tangente iniziale E si risultano dell'ordine di 2.5 ÷ 3 N/cm³. E' importante evidenziare ai fini della valutazione del modulo di reazione orizzontale, sia la durata che la modalità di applicazione del carico

sul palo. Riguardo la durata bisogna distinguere le situazioni di *breve termine* (carichi rapidi) da quelle di *lungo termine* (carichi permanenti). Tale distinzione è necessaria in particolare nei terreni coesivi, per tenere conto della consolidazione del terreno attorno al palo. Per le argille sovraconsolidate talvolta può essere più conveniente assumere una legge di variazione per E_{si} del tipo:

$$E_{si} = E_{soi} + k_i \cdot z$$

essendo E_{soi} il modulo in corrispondenza della quota z=0, i cui valori oscillano tra 0 e 2000 N/cm², mentre per k_i si può assumere l'intervallo di valori $4 \le k_i \le 15$ N/cm³.

La valutazione del modulo di reazione orizzontale del terreno attraverso relazioni empiriche dedotte dall'analisi di prove sperimentali, ha più recentemente lasciato il passo a procedure che utilizzano i risultati di più moderne e sofisticate prove geotecniche in situ. E' questo il caso dei valori del modulo di reazione orizzontale ricavati attraverso prove pressiometriche e dilatometriche (73,77,86). In particolare, l'analogia esistente tra l'espansione della cavità cilindrica realizzata dal pressiometro ed il comportamento del terreno intorno al palo caricato orizzontalmente, fa sì che la prova pressiometrica sia fra le prove in situ, quella che forse meglio si presta a descrivere le caratteristiche delle curve p-y.

Impiegando per il terreno un legame costitutivo di tipo parabolico (Fig. 3.8), una relazione che lega la pressione orizzontale del terreno allo spostamento del palo, può essere convenientemente descritta dalla seguente espressione (25):

$$p(z) / p(z)_{lim} = 0.5 \cdot [y(z) / y_{50}(z)]^{0.33}$$
(3.18)

essendo y_{50} (z) lo spostamento orizzontale corrispondente alla mobilitazione di metà della pressione limite del terreno. Quest'ultimo parametro può essere ricavato da relazioni molto semplici che lo legano al diametro D del palo, come ad esempio (41):

 $y_{50} = 0.03$ D (terreni coesivi teneri)

 $y_{50} = 0.02$ D (terreni coesivi di media consistenza)

oppure attraverso i risultati di una prova DMT (77), tramite la relazione:

$$y_{50} = (23.67 c_u D^{0.5} / F_c E_d)$$

essendo

- c_n = resistenza al taglio non drenata valutata mediante DMT;
- F_c = fattore empirico normalmente assunto pari a 10;
- E_d = modulo dilatometrico

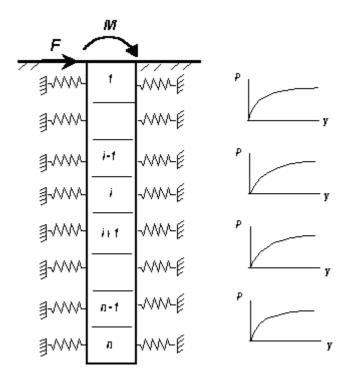


Fig. 3.9. Discretizzazione del palo in conci per lo studio dell'interazione palo-terreno.

Analogamente al caso di modello iperbolico, in quello parabolico, valutato lo spostamento y₅₀, nonché attraverso la (3.18) lo spostamento lungo il fusto del palo, mediante successive derivazioni è possibile determinare le rotazioni del palo, nonché le caratteristiche della sollecitazione necessarie per il calcolo dell'armatura. Nella Fig. 3.10 sono riportati, a titolo di esempio, gli andamenti con la profondità dello spostamento orizzontale, della rotazione, del momento e del taglio calcolati sia con.il legame di tipo iperbolico, che con il legame di tipo parabolico.

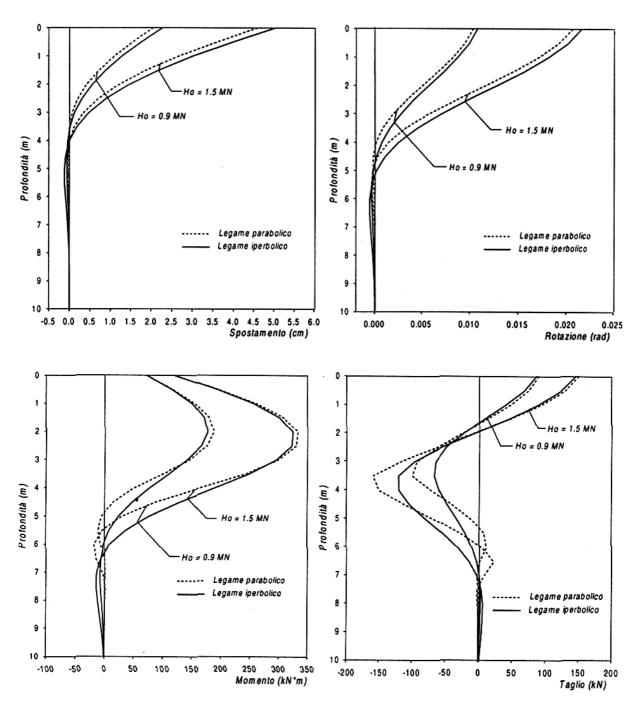


Fig. 3.10. Andamento delle deformazioni e delle sollecitazioni lungo un palo soggetto ad una forza orizzontale applicata in sommità

Un ulteriore legame che può essere introdotto è quello di tipo elasto-plastico (Fig. 3.8) espresso dalle :

$$p(z) = E_s(z) y(z) \text{ per } p < p_{\text{lim}}$$

$$p(z) = p_{\text{lim}}(z) \text{ per } p = p_{\text{lim}}$$
(3.19)

La modellazione che impiega tale legame ha il vantaggio di consentire l'impostazione di soluzioni numeriche in forma chiusa per la determinazione delle caratteristiche di deformazione e di sollecitazione in corrispondenza della sezione d'incastro del palo nella fondazione (92). Adottando tale legame di maggiore facilità applicativa, assume tuttavia un maggior rilievo sui risultati finali il valore del carico limite del terreno, che ne rappresenta la soglia di plasticizzazione, ed il modulo elastico di reazione orizzontale al di sotto della suddetta soglia di plasticizzazione. La valutazione dei parametri di tale modello è in parte arbitraria, tuttavia dall'analisi numerica a posteriori di casi reali di pali strumentali è possibile affermare (96), che il valore del modulo di reazione nel tratto a comportamento elastico si può assumere pari all'incirca al 50% del modulo iniziale del modello iperbolico. L'incertezza dovuta alla valutazione del carico limite si riflette sui valori dello spostamento, della rotazione, del momento e del taglio sul palo, come chiaramente evidenziato nella Fig. 3.11. In essa è riportato anche il confronto tra le caratteristiche della deformazione e della sollecitazione ottenute alla testa del palo con i due differenti legami di tipo iperbolico e di tipo elasto-plastico, nonché un ulteriore confronto con il legame di tipo elastico lineare. Dalla figura è possibile notare una divergenza contenuta dei risultati ottenuti con i due legami iperbolico ed elastico lineare, mentre la divergenza tra questi due legami ed il legame elastico lineare è piuttosto marcata.

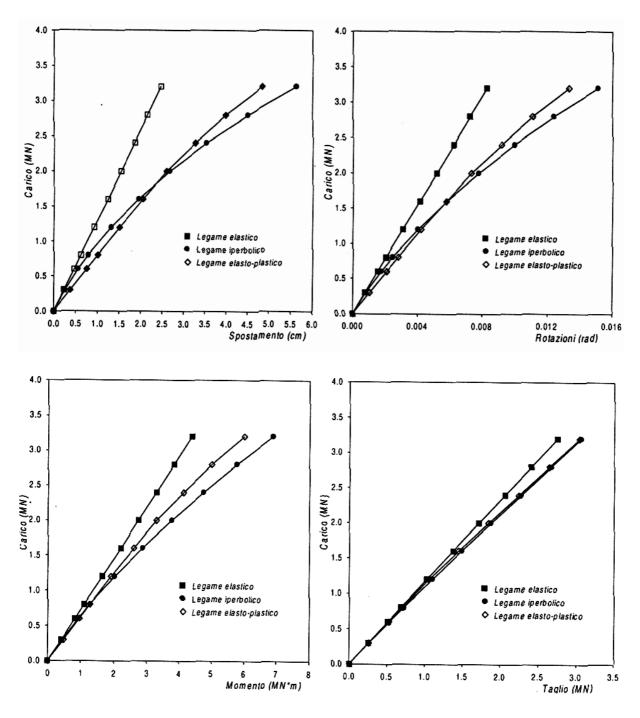


Fig. 3.11. Confronto tra i valori delle caratteristiche della deformazione e della sollecitazione massimi calcolati con differenti legami costitutivi.

3.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

3.3.1. DEFINIZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO

Il D.M. 16.01.96 al capitolo B relativo ai criteri generali di progettazione, prevede che il calcolo sismico delle strutture in elevazione e di quelle di fondazione possa essere condotto mediante analisi di tipo statico e/o dinamico, rifacendosi nel primo caso al metodo dei coefficienti, secondo cui la forza orizzontale equivalente Fhi da applicare al generico piano i-esimo della struttura risulta pari (v. par.B.4) a:

$$F_{hi} = C \cdot R \cdot I \cdot \gamma_i \cdot W_i$$

essendo:

- C = coefficiente di intensità sismica espresso da: $C = (S-2)/100 = 0.04 \div 0.10$;
- R = coefficiente di risposta;
- I = coefficiente di protezione sismica = $1 \div 1.4$;
- γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche;
- W_i = peso del piano i-esimo.

Al Par. B.5, inoltre, viene specificato che per la valutazione del coefficiente di risposta R della struttura si assumerà una funzione del periodo fondamentale T_o della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata, data da:

per
$$T_o > 0.8 \text{ sec}$$
 $R = 0.862 / T_o^{2/3}$

per To
$$\leq$$
= 0.8 sec $R = 1$

nel caso in cui il periodo T_o non viene determinato si assumerà R = 1.

Nel caso di analisi di tipo dinamico il D.M. 16.01.96 al Par. B.6 prevede che essa possa essere svolta con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione:

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

essendo a l'accelerazione spettrale e g l'accelerazione di gravità.

Nelle suddette espressioni R si riferisce alla risposta strutturale tenendo conto del periodo proprio della struttura e definisce lo spettro di risposta normalizzato, C definisce l'intensità dello spettro in relazione alla sismicità del sito considerato. In tali espressioni generali non compaiono i coefficienti β e ϵ che vengono introdotti ai par.C.6.1.1 e C.6.2, relativi rispettivamente alla valutazione delle forze statiche equivalenti ed all'analisi dinamica nel caso di edifici con strutture intelaiate.

Tali coefficienti rappresentano: β il coefficiente di struttura, che di regola si assume pari ad 1; nel caso nella struttura siano presenti elementi irrigidenti verticali su cui si distribuiscono le azioni orizzontali β si assume pari a 1.2.

Il coefficiente ε , detto coefficiente di fondazione, ha invece lo scopo di incrementare l'azione sismica di progetto per tenere conto degli effetti di amplificazione che possono verificarsi nei terreni soffici. Introdotti i suddetti coefficienti β e ε , il valore della forza orizzontale equivalente F hi da applicare al generico piano i-esimo della struttura risulta pari a:

$$F_{hi} = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I \cdot \gamma_i \cdot W_i$$

mentre nel caso di analisi di tipo dinamico, lo spettro di risposta assumerà l'espressione:

$$a/g = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I$$

Circa la scelta del valore da attribuire al coefficiente di fondazione ϵ il D.M. 16.01.96 al par.C.6.1.1 prescrive che esso si assume di regola pari a 1; in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con migliori caratteristiche meccaniche, esso si assumerà pari a 1.3. Com'è noto, i fattori di amplificazione dell' accelerazione massima al suolo hanno un andamento sensibilmente diverso a seconda che l' evento sismico si verifichi in un sito roccioso, ovvero in terreni compressibili; in questo caso si ottengono i maggiori valori del fattore R per periodi di vibrazione T_o piuttosto elevati ($T_o = 1$ sec.)

Pertanto, secondo quanto contenuto nel D.M. 16.01.96, gli effetti connessi al tipo di sottosuolo sono inglobati nell'amplificazione delle ordinate spettrali che si ottiene assumendo un valore del coefficiente di fondazione ε diverso dall'unità.

Il D.M. 16.01.96 al par.B.1 relativo ai criteri generali di progettazione, introduce la possibilità che le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche possano essere valutate sulla base di una opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto. Non viene tuttavia fornita alcuna indicazione sui criteri secondo cui deve essere variata la forma dello spettro di progetto in relazione al tipo di terreno di fondazione.

L'ingegneria geotecnica in effetti esamina gli aspetti della risposta determinati dalla presenza del terreno inteso come un continuo deformabile dotato di geometria e condizioni al contorno proprie. Tale analisi deve essere condotta accoppiando il terreno di fondazione al manufatto ed eseguendo quindi una vera e propria analisi di interazione dinamica terreno-struttura. In tale ambito, non meno importanti sono gli aspetti relativi al comportamento dinamico dell'elemento di volume di terreno, e quelli relativi al comportamento dinamico dell'ammasso al finito, una volta nota la storia delle sollecitazioni applicate al terreno. Tali aspetti non sono secondari rispetto allo studio dell'interazione terreno-struttura, ove si pensi ai molti manufatti che pur resistendo a forti azioni sismiche hanno superato lo stato limite di utilizzazione in conseguenza di rilevanti cedimenti differenziali o assoluti delle fondazioni per l'instabilità manifestata dai terreni stessi sottoposti ai carichi dinamici (87).

Le maggiori difficoltà nello studio delle strutture di fondazione sottoposte ad azioni dinamiche sono connesse al fatto che le sollecitazioni agenti su tali strutture non sono direttamente determinabili una volta note le caratteristiche sismologiche di un terremoto. Infatti, il comportamento di una data fondazione dipende in larga misura dalle caratteristiche geotecniche del terreno sottostante, dalle caratteristiche dinamiche della sovrastante struttura e dal modo come esse interagiscono. Pertanto, per poter effettuare la verifica sismica di una fondazione non è sufficiente conoscere l'intensità di un sisma, ma occorre ricostruire lo stato di tensioni e deformazioni da esso indotto nel terreno, esprimibili, rispettivamente, attraverso la time-history della accelerazione, della velocità e dello spostamento massimi. Peraltro, a parità di valore che queste grandezze vengono ad assumere nel movimento della roccia entro cui ha origine il sisma, esse possono variare considerevolmente, per un dato strato di terreno sciolto entro cui poggeranno le fondazioni, in relazione alle frequenze ed alla durata del sisma, per effetto di una interazione del moto di base con le caratteristiche dinamiche dello strato di terreno di ricoprimento.

L'accelerazione, la velocità e lo spostamento massimi al suolo, nonché il tempo rappresentativo della loro durata, pur essendo importanti caratteristiche, non possono da soli descrivere l'intensità e gli effetti di danneggiamento connessi all'evento sismico. L'effetto combinato dell'ampiezza dell' accelerazione, del contenuto di frequenze e della durata può essere convenientemente descritto attraverso lo spettro elastico di risposta. L'introduzione dello spettro di risposta, in termini di accelerazione, velocità o spostamento rappresenta oggi il metodo più conveniente per valutare il ruolo esercitato dalla natura del sito sulla risposta sismica del terreno libero, in quanto la forma stessa dello spettro di risposta, tiene implicitamente conto sia della attenuazione delle onde sismiche in relazione alla distanza dall'epicentro, sia della risposta locale legata alle proprietà dinamiche del sito. Si può pertanto concludere, che l'assunzione di un certo "terremoto di progetto" non può prescindere dal considerare le

caratteristiche stratigrafiche del terreno di fondazione e del comportamento dinamico dell'elemento di volume di ogni strato significativo di terreno.

La dipendenza dello spettro di progetto dalle condizioni locali del terreno è stata presa in considerazione da tempo dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (66), del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Al riguardo nelle norme proposte dal G.N.D.T. sono stati elaborati degli spettri elastici normalizzati relativi a due tipi di suolo: uno roccioso (SI) ed uno alluvionale (S2). In particolare, nell'ambito dei terreni di tipo SI sono comprese le rocce lapidee, con eventuale strato di alterazione o copertura di spessore massimo di 5 m, caratterizzate da velocità V_s di propagazione delle onde sismiche trasversali superiore a 700 m/sec, ed i depositi di sabbie e ghiaie addensate e/o i terreni coesivi compatti, caratterizzati da un aumento graduale della velocità V_s con la profondità, con valori medi compresi nella fascia $250 \div 500$ m/sec per profondità da 5 a 30 m, e nella fascia $350 \div 700$ m/sec per profondità maggiori di 50 m.

Nell'ambito dei terreni di tipo S2 sono compresi i depositi alluvionali profondi, caratterizzati da velocità medie V_s inferiori a 250 m/sec a profondità comprese tra 5 e 30 m, ed inferiori a 350 m/sec a profondità maggiori di 50 m; i depositi di terreni prevalentemente sabbiosi o argillosi, con spessore compreso tra 30 e 90 m e velocità medie V_s inferiori a 500 m/sec, poggianti su un substrato roccioso a forte contrasto (velocità V_s dell'ordine di 1000 m/sec o più). Si ricorda che nell' ipotesi di propagazione monodimensionale delle onde di taglio in un mezzo elastico omogeneo isotropo si ha : $V_S = \sqrt{(G/\rho)}$, con G modulo di elasticità tangenziale del terreno e ρ densità del terreno.

Tale approccio trova piena rispondenza con quanto previsto dall'Eurocodice N.8 (91). In esso, infatti, si prevede che l'influenza esercitata sull'azione sismica dalle condizioni locali del terreno sia considerata distinguendo tra tre diversi tipi di suolo denominati A, B e C. In particolare, il suolo di tipo A comprende le rocce lapidee caratterizzate da velocità V_s di propagazione delle onde sismiche trasversali superiori ad 800 m/sec e depositi di sabbia addensata e/o terreni coesivi sovraconsolidati caratterizzati da un graduale incremento con la profondità delle proprietà meccaniche, con valori di velocità V_s superiori a 400 m/sec a circa 10 m di profondità.

Il suolo di tipo B comprende i depositi di sabbie mediamente addensate e/o i terreni argillosi mediamente compressibili, con spessore di poche decine a molti centinaia di metri, caratterizzati da un valore di V_s crescente con la profondità da un minimo di 200 m/sec a 10 m di profondità, fino a 350 m/sec ad una profondità di 50 m. Infine, il suolo di tipo C comprende i terreni di natura soffice caratterizzati da valori di velocità V_s inferiori a 200 m/sec. Nella Fig. 3.12 è riportato lo spettro elastico di risposta normalizzato proposto dall'EC8. La struttura analitica dello spettro è la seguente:

$$\begin{split} &\text{per } 0 \leq = T \leq = T_B & & & & & & & & & & & & & & & \\ &\text{per } T_B \leq = T \leq = TC & & & & & & & & & & & & \\ &\text{per } T_C \leq = T \leq = T_D & & & & & & & & & & \\ &\text{per } T_C \leq = T \leq = T_D & & & & & & & & & \\ &\text{per } T_C \leq = T \leq = T_D & & & & & & & & \\ &\text{per } T_C \leq = T \leq = T_D & & & & & & & & \\ &\text{per } T_C \leq = T \leq = T_D & & & & & & & \\ &\text{per } T_D \leq = T & & & & & & \\ &\text{per } T_D \leq = T & & & & & & \\ &\text{Re } (T) = a_g \, S \, \, \eta \, \, \beta_o \, [\, T_C/T_D\,]^k_1 \, [\, T_D/T\,]^k_2 \end{split}$$

essendo:

- Re (T) = funzione di amplificazione della risposta rispetto alla accelerazione massima al suolo;
- a_g = accelerazione massima al suolo;
- T = periodo di vibrazione in secondi dell'oscillatore lineare semplice;
- β_0 = massimo valore spettrale normalizzato, assunto costante tra T_B e T_C ;
- T_B , T_C , T_D = parametri che determinano la forma dello spettro in relazione al tipo di suolo;
- k₁, k₂ = esponenti che definiscono lo spettro di risposta per periodi di vibrazione superiori a T_C e T_D;

- S = parametro del terreno pari a 1 per suolo di tipo A e B;
- η = fattore di correzione dello smorzamento espresso da: $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} >= 0.7$;
- $-\xi$ = smorzamento viscoso espresso in percentuale.

Per i tre differenti tipi di suolo *A*, *B* e *C* i valori dei parametri che definiscono lo spettro elastico di risposta sono riportati nella Tab. 3.3.

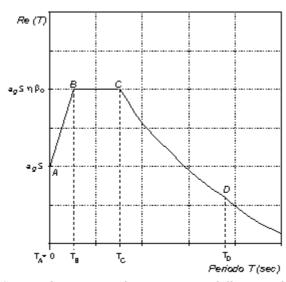


Fig. 3.12. Spettro elastico normalizzato proposto dall'Eurocodice N.8 (91).

| Tipo di Terreno | S | βο | k ₁ | k ₂ | T _B [sec] | T _c [sec] | T₀ [sec] |
|--------------------|-------|-------|----------------|----------------|-------------------------|-------------------------|-------------|
| А | [1.0] | [2.5] | [1.0] | [2.0] | [0.10] | [0.40] | [3.0] |
| В | [1.0] | [2.5] | [1.0] | [2.0] | [0.15] | [0.60] | [3.0] |
| С | [0.9] | [2.5] | [1.0] | [2.0] | [0.20] | [0.80] | [3.0] |

Tab. 3.3. Valori dei parametri caratterizzanti lo spettro elastico di risposta per i tre tipi di suolo previsti dell'Eurocodice N.8 (91).

Sulla base di tale struttura dello spettro le singole autorità nazionali possono emanare delle direttive sulla entità dei parametri da assumere per definire la forma degli spettri in relazione al tipo di suolo da considerare. Una volta calcolata l'entità dell'accelerazione di picco attesa nel sito, risulta possibile definire le ordinate dello spettro elastico di calcolo. La moderna struttura di tali norme sismiche, pertanto, risulta particolarmente utile nel caso in cui si volesse eseguire un'analisi di dettaglio dei fenomeni di amplificazione che si verificano in un sito durante il trasferimento di energia dalla roccia base alla superficie delle coperture sciolte. Tali analisi vengono generalmente condotte per gli studi di microzonazione sismica o per particolari problemi di interazione dinamica terreno-struttura. La normativa europea, al pari delle normative di altri paesi esteri, come ad esempio quella francese (81), può dunque mettere a disposizione uno spettro per terreni rocciosi, che può servire ad eccitare la base di un modello deformabile di coperture sciolte allo scopo di determinarne la risposta in superficie sempre in

termini di spettri elastici. Attraverso elaborazioni statistiche di questi spettri normalizzati è possibile ottenere la risposta dello strato di terreno entro una vasta gamma di frequenze imposte e poi successivamente normalizzare e trattare statisticamente gli spettri ottenuti, al fine di pervenire ad uno spettro comprensivo di tutte le possibili frequenze predominanti. L'adozione di uno spettro di progetto basato su uno spettro di risposta ridotto consente, nell'ambito di analisi strutturali di tipo elastico, di tenere implicitamente conto della capacità di dissipazione di energia della struttura legata alla plasticizzazione degli elementi strutturali (cap.8).

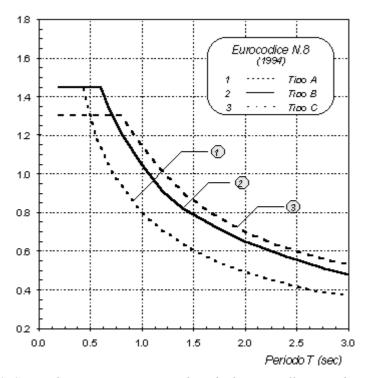


Fig. 3.13. Spettri di progetto per i tre tipi di suolo descritti nell'Eurocodice N.8 (91).

| TIPO DI TERRENO | k _{a1} | k _{d2} |
|-----------------|-----------------|-----------------|
| А | [2/3] | [5/3] |
| В | [2/3] | [5/3] |
| С | [2/3] | [5/3] |
| | | |

Tab. 3.4. Valori di k_{d1} e k_{d2} proposti nell'Eurocodice N.8 (91).

Secondo l'EC8 tale riduzione può essere ottenuta mediante l'introduzione del fattore di comportamento q e degli esponenti k_{d1} e k_{d2} ; quest'ultimi definiscono la forma dello spettro di progetto per periodi di vibrazione superiori a TC e TD. In genere per convenienza di soluzione, la dissipazione di energia viene messa in conto considerando uno smorzamento viscoso con valori dell'ordine del 5% dello smorzamento critico. Nel caso si ritenesse opportuno variare tale valore, l'EC 8 prevede che le ordinate spettrali possano essere legate allo smorzamento moltiplicando l'ordinata spettrale per il fattore di correzione dello smorzamento . definito in precedenza. I valori degli esponenti k_{d1} e k_{d2} vengono forniti nell'EC 8, al pari di quelli dei parametri riportati nella Tab. 3.3, che definiscono gli spettri elastici normalizzati (Tab. 3.4). Nella Fig. 3.13 sono riportati gli spettri elastici di risposta per i tre tipi di suolo descritti nell'EC 8 (91).

3.3.2. COMPORTAMENTO DINAMICO DELL'ELEMENTO DI VOLUME

Il D.M. 16.01.96 (98) al Par. B.1 relativo alle disposizioni preliminari ai criteri generali di progettazione, lascia libertà al progettista di eseguire analisi più approfondite di quelle pseudo-statiche, basandole su un'opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto. Pertanto, sia per valutare l'amplificazione locale dovuta al terreno (v. par.3.3.4), che per adottare procedimenti di calcolo basati su modelli dinamici del comportamento del terreno medesimo, riveste particolare importanza analizzare il comportamento dinamico dell'elemento di volume terreno. A tal fine è necessario esaminare i fenomeni relativi: al costipamento dinamico dei terreni prevalentemente sabbiosi non interessati da falda o parzialmente saturi; alla generazione e dissipazione di sovrappressioni neutre nei terreni granulari e/o coesivi; alla degradazione dei parametri elastici iniziali del terreno; alla liquefazione dinamica dei terreni granulari.

Durante il terremoto di San Fernando del 9 Febbraio 1971, ad esempio, sono stati rilevati cedimenti in superficie variabili tra 10 e 15 cm riconducibili al costipamento dinamico di un orizzonte sabbioso posto alla profondità di 12 m.

Effetti simili sono stati notati in occasione del terremoto di Skopje del 1963 durante il quale si sono verificati disastrosi cedimenti differenziali risultanti dalla compattazione di lenti di sabbie sciolte sottostanti alle fondazioni. Negli scorsi decenni sono stati condotti diversi importanti studi sulla compattazione di sabbie secche o umide sottoposte a vibrazione (3,7). Con l'introduzione dell'apparecchio di taglio semplice, sviluppato dal Norwegian Geotechnical Institute, adattato al caso di sollecitazione ciclica da Peacock e Seed (19), si è resa possibile l'analisi delle variazioni volumetriche connesse a deformazioni cicliche variabili tra 0.01% e 0.5%. Gli studi condotti confermano: che il cedimento dovuto ai primi 10 cicli risulta circa pari a quello accumulato nei successivi 40 cicli, che i maggiori cedimenti sono imputabili a densità relative più basse e direttamente proporzionali all'ampiezza della deformazione trasversale.

Per i terreni sabbiosi parzialmente saturi soggetti a carichi ciclici, occorre puntualizzare due eventualità dipendenti dalle condizioni di drenaggio: nel caso in cui la permeabilità dei terreni risulti elevata non si determina un apprezzabile innalzamento della pressione neutra nell'elemento di volume e l'analisi dei cedimenti viene condotta come nel caso dei terreni asciutti; nel caso di media permeabilità può determinarsi un significativo incremento di pressione neutra nell'elemento di volume, in relazione alle capacità di drenaggio, allora i cedimenti verticali si sviluppano anche al cessare dei carichi e dipendono dall'entità della sovrappressione neutra sviluppata e può più propriamente parlarsi di cedimenti di riconsolidazione.

Un'analisi di previsione dei cedimenti indotti dallo scuotimento sismico nei terreni granulari non può quindi prescindere dalla determinazione della storia delle sollecitazioni cicliche nell'elemento di.terreno granulare e dalla modellazione dell'eventuale processo di generazione di sovrappressione neutra durante la sollecitazione dinamica nei terreni saturi; in aggiunta, in quest'ultimo caso occorre modellare anche la dissipazione della pressione neutra nel tempo. L'entità dei cedimenti di riconsolidazione si valuta attraverso curve sperimentali di laboratorio.

Nel caso dei depositi asciutti l'analisi risulta più semplice in quanto il modello costitutivo del terreno viene definito in termini di tensioni totali e quindi non influenzato dallo sviluppo di sovrappressioni neutre (47).

La generazione di sovrappressioni neutre nell'elemento di terreno coesivo sollecitato da carichi variabili nel tempo costituisce, a differenza dei terreni granulari, una caratteristica dell'elemento di volume piuttosto che un effetto delle condizioni di drenaggio in relazione alla velocità della sollecitazione nel tempo. Ciò è dovuto principalmente al fatto che sia i carichi dinamici, che quelli ciclici e monotonici, determinano condizioni iniziali di sollecitazione di tipo non drenato.

Le problematiche connesse alla stabilità dell'elemento di volume, granulare o coesivo riguardano il campo altamente non lineare della curva sforzi-deformazione dei terreni. Si può individuare un campo di deformazioni nel quale il comportamento dei terreni, sia granulari che coesivi, risulta puramente lineare; è questo ad esempio il caso della propagazione delle onde elastiche nel terreno. Tale linearità risulta tuttavia relegata alle bassissime

deformazioni e successivi fenomeni di non linearità possono essere evidenziati anche alle medio-basse deformazioni. Se lo sforzo ciclico è inferiore ad un certo valore critico non si determinano condizioni di rottura bensì condizioni di equilibrio in cui il comportamento del terreno è di tipo non lineare.

Al di sopra del valore critico di carico ciclico si perviene a rottura poiché ogni successivo ciclo produce deformazioni irreversibili (79).

Recentemente sono state sviluppate procedure in termini di sforzi efficaci per l'analisi delle tensioni effettive indotte nello strato dalle forze sismiche; con tali procedure si valutano oltre alle tensioni totali anche quelle neutre. In questo caso l'analisi dinamica dev'essere supportata da un modello costitutivo del terreno che possa descrivere il progressivo decadimento della rigidezza corrente dell'elemento di terreno al progredire sia della deformazione trasversale che della pressione neutra. Quest'ultimo aspetto può essere tenuto solo parzialmente in conto con una procedura in termini di tensioni totali nella quale il decadimento della rigidezza trasversale viene messo in relazione solo con l'entità della deformazione trasversale. I modelli in termini di tensioni effettive possono suddividersi in accoppiati o disaccoppiati a seconda che analizzino globalmente o separatamente il processo di generazione di pressione neutra. Esiste attualmente una ricca disponibilità di codici di calcolo per l'analisi della generazione e dissipazione di pressione neutra in depositi sabbiosi saturi suscettibili di pericolo di liquefazione; tra gli altri si ricordano: APOLLO (56), CUMLIQ (37), GADFLEA (54), LASS II (51), LASS III (58) e DESRA 2 (55).

Gli effetti di generazione di sovrappressioni neutre sia nei terreni granulari che coesivi sollecitati in condizioni cicliche non drenate, possono essere evidenziati con le normali attrezzature di laboratorio per deformazioni dell'ordine di circa l'1%. Volendo investigare il comportamento del terreno nell'ambito di piccole deformazioni, anche dell'ordine di 10⁻⁴%, le apparecchiature statiche utilizzate in condizioni cicliche non appaiono le più idonee allo scopo. In genere si impiegano apparecchiature di tipo dinamico, basate sul principio della risonanza, oppure apparecchiature di tipo sismico, basate sulla propagazione di impulsi ultrasonici.

La conoscenza delle leggi che governano il comportamento meccanico del terreno sollecitato dalle vibrazioni generate dai terremoti riveste un notevole interesse applicativo. In particolare, la sollecitazione dinamica applicata a bassi livelli di deformazione evidenzia degli aspetti importanti del legame sforzi-deformazioni del terreno; in primo luogo si nota l'esistenza di una soglia elastica γ_i^e al di sotto della quale il comportamento del terreno risulta elastico puramente lineare e reversibile. Per deformazioni inferiori a quella di soglia elastica il modulo trasversale del terreno si mantiene costante; esso è praticamente pari al valore iniziale Go fino al raggiungimento della soglia elastica. Oltre tale soglia si assiste al progressivo decadimento del modulo senza tuttavia sviluppo di pressione neutra in condizioni non drenate. Allorchè si raggiunge la seconda soglia, di inizio delle deformazioni plastiche γ_i^p , cominciano a verificarsi deformazioni volumetriche plastiche in condizioni drenate nelle sabbie, oppure generazione di pressione neutra in condizioni non drenate nelle argille.

Il modulo trasversale subisce un repentino abbattimento motivato principalmente dalla riduzione delle tensioni di confinamento durante la generazione di pressione neutra in condizioni non drenate. Lo smorzamento di taglio evolve da smorzamento viscoso a smorzamento isteretico in relazione all'ampiezza via via crescente dei cicli di isteresi della curva sforzi-deformazioni.

L'esistenza di un dominio elastico reversibile, per campi di deformazione inferiori alla deformazione di soglia elastica, viene generalmente confermata dalla invariabilità del modulo elastico nei confronti della deformazione, del numero di cicli di carico, della velocità di deformazione e delle condizioni di carico, dinamiche, cicliche o monotoniche. Nell'ambito del suddetto dominio elastico, si verifica prevalentemente il trasferimento di energia sismica nei terreni sciolti, con velocità delle onde di taglio correlate ai massimi valori del modulo trasversale. Il comportamento non lineare-isteretico alle basse deformazioni è indicato in forma schematica nella Fig. 3.14 unitamente alla rappresentazione della degradazione del modulo trasversale con il progredire della deformazione trasversale ciclica. In particolare le Fig. 3.14a e b definiscono rispettivamente il modulo lineare equivalente $G(\gamma)$ e lo smorzamento equivalente $\xi(\gamma)$, la Fig. 3.14c fornisce la rappresentazione della Skeleton-curve quale luogo dei moduli lineari equivalenti (67).

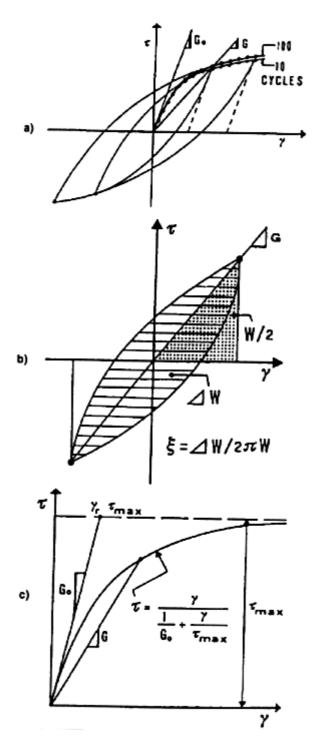


Fig. 3.14. Degradazione dei parametri elastici iniziali del terreno.

Importanti studi sulle caratteristiche di degradazione dei parametri elastici iniziali alle basse deformazioni sono stati compiuti sia per i terreni granulari che coesivi, normalconsolidati o sovraconsolidati, da Hardin e Richart (7), Hardin e Black (17,22), Hardin e Drnevich (30,31) e Seed e Idriss (26), per citare alcuni tra i più importanti. Ulteriori approfondimenti sull'influenza dei numerosi parametri geotecnici nei riguardi della degradazione dei parametri elastici iniziali dei terreni granulari e coesivi possono essere ritrovati in Dobry e Vucetic (69), Lo

Presti (76), Dobry (83) e Vucetic e Dobry (88). A titolo di esempio nelle Fig. 3.15 e 3.16 viene riportato il confronto rispettivamente tra le leggi di degradazione del modulo trasversale e dei valori del rapporto di smorzamento determinati per le argille di Calabritto (67) e di Catania (71) e quelle proposte da altri autori per terreni argillosi.

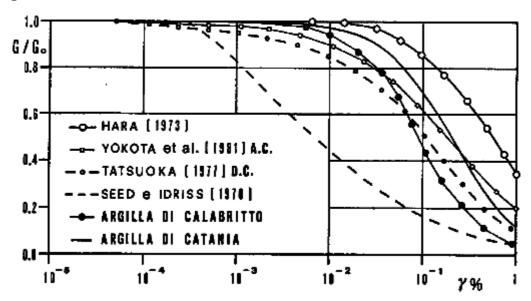


Fig. 3.15. Confronto dei valori del modulo normalizzato G/Go per diversi terreni argillosi (71).

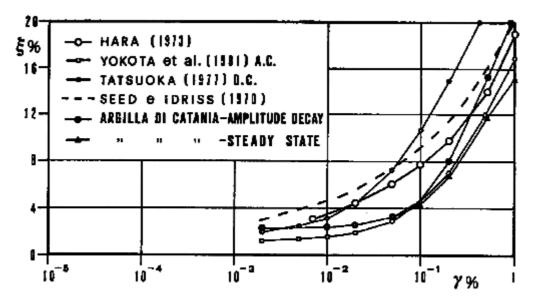


Fig. 3.16. Confronto dei valori del rapporto di smorzamento per diversi terreni argillosi (71).

3.3.3. LIQUEFAZIONE

Il D.M. 16.01.96 (98) nelle disposizioni generali ed in particolare al Par. A.2 relativo alle prescrizioni riguardanti i terreni di fondazione, prescrive che deve essere valutata l'eventualità che, in concomitanza con le azioni sismiche, possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera o in zone ad essa adiacenti, fenomeni di liquefazione. E' noto che il fenomeno della liquefazione interessa i depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più

genericamente durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio. E' altresì ormai generalmente accettato, che la causa principale della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è riconducibile all' insorgere dell'incremento delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che sono da attribuire alla propagazione nel terreno delle onde di taglio. L'applicazione di una successione di sforzi ciclici in condizioni drenate genera inizialmente una riduzione di volume; se tuttavia la sollecitazione avviene molto rapidamente rispetto alle capacità di drenaggio del deposito ne consegue che la riduzione di volume non può manifestarsi e l'elemento di volume risulterà assoggettato ad un processo di carico non drenato.

La deformazione volumetrica impedita sarà accompagnata da un innalzamento di pressione neutra e da una riduzione delle tensioni effettive, dovendo rimanere le tensioni totali costanti. L'incremento di pressione neutra dipende dal grado di addensamento iniziale del terreno e dall'entità della sollecitazione ciclica. Se il terreno si trova in uno stato poco denso e la sollecitazione ciclica risulta sufficientemente elevata, l'incremento di pressione neutra che ne consegue può eguagliare la tensione efficace di confinamento e le particelle di terreno non risultano più sottoposte ad alcuno sforzo intergranulare.

In tali condizioni ed essendo nulla la coesione, il terreno non possiede più alcuna resistenza al taglio; il processo viene definito di liquefazione dinamica per distinguerlo dall'analogo fenomeno di liquefazione statica che si sviluppa nel caso di carichi monotonici applicati in condizioni non drenate.

I fenomeni di liquefazione nei depositi naturali durante i terremoti sono legati alle relazioni che si stabiliscono tra le caratteristiche delle vibrazioni sismiche, le proprietà geotecniche dei terreni, i fattori ambientali.

Benché sia molto difficile distinguere l'influenza delle singole caratteristiche del terremoto sulla resistenza alla liquefazione dei depositi, è possibile individuare alcune grandezze come l'intensità, la durata, la frequenza, la forma e la regolarità, che influenzano sensibilmente l'ampiezza dello sforzo e della deformazione di taglio sullo sviluppo delle pressioni interstiziali e sul numero di cicli necessari per causare la liquefazione. Tra le proprietà geotecniche del terreno, lo stato di addensamento è uno dei fattori più importanti che controllano il pericolo di liquefazione dei depositi. La probabilità che un deposito raggiunga lo stato di liquefazione è tanto maggiore quanto più la densità relativa è bassa.

Dalle prime sperimentazioni compiute sul fenomeno della liquefazione di provini di sabbia (15), è stato osservato che più alta è la pressione di confinamento iniziale, maggiore è il numero di cicli di carico richiesti per portare a liquefazione o a collasso il terreno. Come è noto, la pressione di confinamento efficace σ_0 ' in situ è espressa dalla relazione:

$$\sigma_{0}' = 1/3 (1 + 2k_{0}) \sigma_{v}'$$
(3.20)

essendo k_o il coefficiente di spinta a riposo e σ_v ' la pressione litostatica efficace.

Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio diminuisce. Ne consegue che la resistenza alla liquefazione dei depositi aumenta notevolmente con la profondità.

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione di un deposito sabbioso saturo durante un terremoto, occorrerebbe tenere in conto tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni in cui il fenomeno può verificarsi. Tuttavia, a causa dell'impossibilità di inglobare in un unico modello tutti i numerosi parametri che li rappresentano, i criteri di previsione ed i metodi di calcolo che sono stati avanzati in questi ultimi anni si accentrano su un numero di fattori più ridotto. Tra tali metodi di calcolo può essere citato quello basato sulla ricerca della densità critica proposto da Castro (20) e Casagrande (40).

E' stato evidenziato che alla condizione di liquefazione iniziale possono seguire deformazioni di piccola entità (mobilità ciclica), o di grossa entità (liquefazione reale), a seconda che la sabbia si deformi rispettivamente con aumento di volume (dilatanza) o senza. Da un punto di vista pratico interessa essenzialmente accertare se, in corrispondenza di un evento sismico, il terreno in esame subirà piccole o grosse deformazioni, pertanto la

valutazione del pericolo della liquefazione può essere ricondotta ad accertare come si deforma la sabbia in esame, allorché viene sollecitata fino a rottura sotto un determinato sistema di carichi. Durante la fase di rottura, che avviene in condizioni non drenate, si ha il mantenimento dell'indice dei vuoti iniziale, mentre nei terreni soggetti a liquefazione, anche limitata, si ha una diminuzione delle tensioni efficaci.

Sulla base di risultati di questo tipo Casagrande afferma che qualitativamente il comportamento delle sabbie sature può essere descritto come segue: - le sabbie sciolte con densità relativa minore del 40% possono essere soggette a liquefazione; - le sabbie medio-sciolte con densità relativa compresa tra il 40% ed il 60% possono essere lievemente dilatanti o lievemente contrattive, ed in sito possono rispondere ai carichi ciclici anche con deformazioni di una certa entità, ma raramente con liquefazione reale; - nelle sabbie fortemente dilatanti, con densità relativa superiore al 70%, è generalmente impossibile alle pressioni interstiziali avvicinare o uguagliare le pressioni di confinamento efficaci a causa della dilatanza che si manifestata nel terreno, e pertanto ci si possono attendere solo assestamenti di lieve entità.

Nella formulazione originaria di Casagrande, per quanto riguarda le caratteristiche del terreno, il problema appare così ricondotto alla determinazione della densità relativa del deposito in sito, la quale viene normalmente valutata attraverso le prove penetrometriche. Successivamente sono state formulate alcune modellazioni fisicomatematiche e metodi semplificati in grado di affrontare il problema. Tra i metodi semplificati quello di gran lunga più noto ed utilizzato è il Metodo di Seed e Idriss (65). In questo caso la resistenza del deposito alla.liquefazione viene valutata in termini di *fattore di resistenza alla liquefazione*, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, cioè:

$$F = \tau_{\text{lim}} / \tau_{\text{max}} \tag{3.21}$$

I termini a numeratore e denominatore sono resi adimensionali attraverso il *rapporto di sforzo ciclic*o, ottenuto normalizzando l'ampiezza dello sforzo di taglio con la pressione efficace iniziale σ_v '. Il fattore di resistenza alla liquefazione di un deposito viene quindi generalmente espresso ricorrendo ai seguenti simboli equivalenti:

$$F = (\tau / \sigma_{v}')_{lim} / (\tau / \sigma_{v}') \quad \text{oppure} \quad F = (\tau / \sigma_{o}')_{lim} / (\tau / \sigma_{o}')$$
(3.22)

o anche:

$$F_{L} = R / L \tag{3.23}$$

I numerosi metodi semplificati che sono stati proposti, basati sul concetto di fattore di resistenza, differiscono tra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavato il termine a numeratore e cioè la resistenza del terreno agli sforzi ciclici ovvero, la resistenza alla liquefazione. Allo stato attuale, il parametro su cui si basano il maggior numero di correlazioni e confronti con osservazioni reali è il numero di colpi della prova penetrometrica SPT. Una valutazione dello stato di sollecitazione indotto dal sisma ad una determinata quota può essere condotta in modo accurato solo effettuando un'analisi della risposta sismica locale, partendo da un dato accelerogramma alla base del deposito ed analizzando le sue modificazioni alle diverse quote.

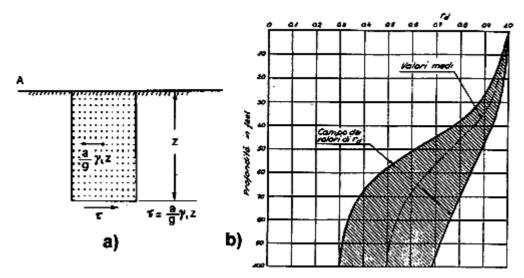


Fig. 3.17. Variazione con la profondità degli sforzi di taglio indotti dal sisma nel terreno.

Soprattutto quando la valutazione della resistenza alla liquefazione viene condotta utilizzando correlazioni empiriche, senza ricorrere a prove dinamiche specificamente studiate per il caso in esame, può essere utile ricorrere a metodi di calcolo semplificati. Una semplice procedura per la determinazione degli sforzi di taglio indotti dal sisma è stata proposta da Seed e Idriss (29), nell'ipotesi di terreno omogeneo.

Con riferimento alla Fig. 3.17a, nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio, la colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale. Se si indica con a_{max} l'accelerazione massima in superficie, lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{\text{max}} = (a_{\text{max}} / g) \gamma_t z \tag{3.24}$$

dove γ_t è il peso di volume del terreno e g l'accelerazione di gravità.

Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Occorre quindi introdurre un coefficiente riduttivo r d. Seed e Idriss (29) hanno fornito in forma grafica (Fig. 3.17b) i valori di tale coefficiente in funzione della profondità dal p.c.. Normalizzando lo sforzo di taglio massimo con la pressione verticale efficace si ottiene:

$$(\tau_{\text{max}} / \sigma_{\text{v}}') = a_{\text{max}} r_{\text{d}} \sigma_{\text{v}} / g \sigma_{\text{v}}'$$
(3.25)

essendo $\sigma_v = \gamma_t$ z la pressione totale verticale. Per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione massima, il rapporto di sforzo ciclico indotto dal terremoto viene valutato con riferimento, anziché al valore massimo τ_{max} , ad un valore equivalente uniforme $\tau_{av} = 0.65 \ \tau_{max}$.

Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall' espressione:

$$F = (\tau / \sigma_{v}')_{lim} / (\tau_{av} / \sigma_{v}')$$
(3.26)

dove
$$(\tau_{av} / \sigma_{v}') = 0.65 (a_{max} / g) r_d (\sigma_{v} / \sigma_{v}')$$
.

Il termine a numeratore, cioè la resistenza alla liquefazione, viene valutato in funzione dei seguenti parametri: magnitudo, numero di colpi, pressione verticale efficace, densità relativa. Il grafico di Fig. 3.18 è stato ottenuto discriminando i casi di terreni che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione e non liquefazione durante

terremoti reali. In esso le linee relative ad un terremoto di data magnitudo, separano il campo dei siti di probabile liquefazione e quello dei siti in cui questa è improbabile.

Utilizzando il grafico di Fig. 3.19 viene valutato alla quota desiderata il numero di colpi corretto per tenere.

conto dell'effetto della pressione litostatica:

$$N_1 = C_N N \tag{3.27}$$

Con tale valore di N_1 , si valuta per un dato valore della magnitudo M il rapporto di sforzo ciclico $(\tau_{av}/\sigma_v')_{lim}$ che provoca liquefazione. Si applica quindi la (24); se F>1.3 il deposito viene considerato non liquefacibile. E' opportuno precisare che nella proposta di normativa GNDT si indica F=1.5 per sabbie medio sciolte e F=1.3 per sabbie medio dense. L'Eurocodice EC8 (92 Par 3.1.3 parte 5°) raccomanda F=1.25 quando si verifica la condizione:

$$0.65 \tau_{max} >= 0.8 \tau_{liq}$$

dove τ_{liq} rappresenta lo sforzo di taglio ciclico, correlato a risultati di misura in sito (CPT, SPT, misura di V_s), che ha provocato liquefazione per determinati valori della magnitudo M. La Normativa non contiene particolari indicazioni riguardo alla valutazione del pericolo di liquefazione, nella parte 5 dell'Eurocodice N.8 (91), si sottolinea l'opportunità di eseguire tale verifica ogni qual volta ci si trovi in presenza di un terreno di fondazione costituito da strati di sabbia posti al di sotto della falda idrica. Tale verifica può essere condotta mediante la procedura sopra descritta, e può essere omessa soltanto nei casi in cui il terreno sabbioso saturo si trovi ad una profondità superiore ai 15 m rispetto al piano di campagna, oppure nei casi in cui il contenuto in argilla sia superiore al 15%, o il terreno sabbioso abbia un contenuto limoso superiore al 10% e sia caratterizzato da un numero di colpi corretto N_1 superiore a 20 o, infine, quando si tratti di una sabbia caratterizzata da un numero di colpi N_1 superiore a 25.

Per quanto riguarda la possibilità di prevenire o minimizzare i danni causati dalla liquefazione, si dispone essenzialmente di tre strumenti : la scelta dei siti, il consolidamento dei terreni, il progetto delle fondazioni.

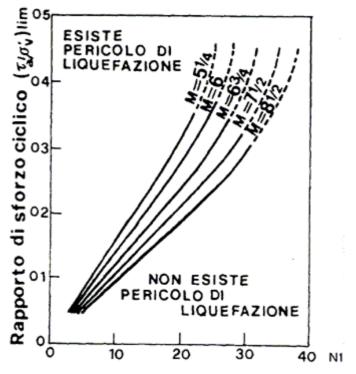


Fig. 3.18. Correlazione tra rapporto di sforzo ciclico e numero di colpi N_1

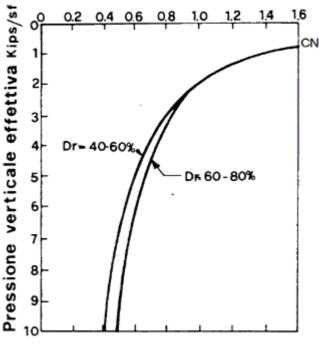


Fig. 3.19. Coefficiente correttivo CN (65).

Sostanzialmente si devono evitare le aree ove esistono sedimenti saturi recenti di grande spessore di materiali granulari non consolidati con falda freatica in prossimità della superficie. Se la zona in cui il fenomeno può manifestarsi arriva ad estendersi fino in superficie il sito non può ritenersi adatto; viceversa esso è accettabile se la zona di potenziale liquefazione rimane confinata a strati di piccolo spessore che non influenzano le fondazioni. Fra i provvedimenti di consolidamento in sito i più diffusi sono ovviamente quelli che producono un aumento della densità relativa.

Gli interventi di addensamento (vibroflottazione, inserzione di pali di sabbia o ghiaia, compattazione pesante) riguardano le sabbie con densità relativa compresa tra 35-40% e 60-65%.

L'abbassamento permanente della falda è da considerarsi giustificato solo in progetti di particolare importanza.

Per quanto riguarda infine le fondazioni, nell'ipotesi in cui la liquefazione non arrivi a causare la perdita di capacità portante del terreno è consigliabile adottare un unico tipo di fondazione con elementi ben collegati: le fondazioni superficiali sono comunque preferibili, poiché in zone affette da liquefazione, si è osservato che le fondazioni su pali tendono ad avere stabilità laterale insufficiente sia, come è ovvio, nel caso di pali ad attrito sia nel caso di pali portanti alla punta che attraversano gli strati liquefacibili e che poggiano su terreni compatti.

3.3.4. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il primo passo nelle procedure di verifica della sicurezza di un edificio sta nella valutazione degli effetti indotti dal terremoto in termini di azioni agenti sulle fondazioni.

La difficoltà è insita nel fenomeno, che come tutti quelli naturali, è governato da numerose variabili difficilmente quantificabili. Oggi è possibile definire delle fasce omogenee di territorio dove l'evento sismico atteso non può essere ritenuto superiore ad una prefissata magnitudo nell'ambito di un ragionevole tempo di ritorno. Il passo successivo è quello di analizzare la risposta sismica locale dovuta alle particolari caratteristiche del terreno, che

possono amplificare o demagnificare il terremoto atteso, il quale deve essere riferito al suolo rigido, che costituisce la roccia di base sulla quale possono essersi depositati terreni sedimentari di modesta rigidezza.

Per quanto riguarda la valutazione della sismicità di una data zona, nel caso in cui in essa siano individuabili le faglie sismogenetiche più significative, la sismicità può essere determinata ipotizzando che l'ipocentro del terremoto sia localizzato indifferentemente in qualsiasi punto della faglia; nota la curva di attenuazione, si trasporta l'intensità del terremoto nelle varie località del territorio considerato, pervenendo così al tracciamento delle isosiste (16,46,59). Nel caso in cui non sia possibile individuare le faglie sismogenetiche esistenti all'interno di una data area, può risultare opportuno considerarle distribuite in modo uniforme nell'area medesima; nota che sia la legge di attenuazione, si può pervenire ugualmente alla definizione della pericolosità sismica (82). Attualmente a cura del G.N.D.T. (103,104) sono state individuate per il territorio italiano le aree sismogenetiche, ed altresì elaborate le mappe dell'intensità macrosismica attesa e dell' accelerazione di picco attesa (102).

Per quanto riguarda le curve di attenuazione in termini di accelerazione, velocità e spostamento in funzione di un evento sismico di data magnitudo M e distanza focale R, Esteva (21) e Newmark (18), sulla base di considerazioni relative alla propagazione di onde cilindriche e sferiche in un mezzo conservativo, hanno elaborato le seguenti espressioni valide per terremoti propagantisi in terreni rigidi dissipativi (27):

$$a = 1230 e^{0.8M} (R + 25)^{-2}$$

$$v = 15 e^{M} (R + 0.17 e^{0.59M})^{-1.7}$$

$$ad / v^{2} = 1 + 400 / R^{0.6}$$

essendo:

- a = accelerazione orizzontale massima (cm/s^2) in superficie alla distanza focale R;
- v = velocità orizzontale massima (cm/s) in superficie alla distanza focale R;
- d = spostamento orizzontale massimo (cm) in superficie alla distanza focale R;
- M = magnitudo dell'evento sismico (Scala Richter);
- R = distanza focale (Km) tra un punto sulla superficie e l'ipocentro del terremoto.

Una espressione della durata dell'evento sismico è stata fornita da Esteva e Rosenblueth (10) in funzione della distanza focale e della Magnitudo:

$$t = 0.02 e^{0.74M} + 0.3 R$$

essendo t la durata dell'evento sismico in secondi.

Per il territorio italiano sono state elaborate a cura del G.N.D.T. (101) le curve di attenuazione dell' intensità sismica rappresentative delle singole zone sismogenetiche in cui lo stesso è stato suddiviso. Le curve di attenuazione, tuttavia, sono relative a terreni crostali rigidi e tengono principalmente conto della radiazione di energia dalla sorgente verso la superficie. La eventuale presenza di coperture sciolte e deformabili può alterare significativamente l'entità dei parametri cinematici al suolo in termini di accelerazione, velocità e spostamento. Tale aspetto deve essere opportunamente tenuto in considerazione nelle analisi di microzonazione sismica modellando i terreni sciolti come un continuo deformabile, dotato di frequenze proprie di vibrazione, poggiante sui terreni rigidi. Successivi studi dovuti a Trifunac (49) e Trifunac e Brady (50) hanno riguardato la possibilità di correlare statisticamente i valori massimi di accelerazione, velocità e spostamento con la magnitudo del terremoto, la distanza epicentrale e le condizioni del sito. Le analisi condotte indicano che le condizioni geotecniche del sito esercitano una certa influenza sulla variabilità delle accelerazioni di picco; tuttavia l'influenza diviene più rilevante nel caso della variabilità delle velocità e degli spostamenti di picco. In particolare si evidenziano incrementi del 90% per la velocità di picco, e del 250% per lo spostamento di picco nelle registrazioni su terreno alluvionale soffice rispetto a quelle su roccia. I risultati di tali analisi mostrano, che per un dato terremoto le durate medie delle registrazioni effettuate su siti soffici risultano approssimativamente

doppie rispetto al caso di registrazione su siti rocciosi. In aggiunta le velocità e gli spostamenti appaiono considerevolmente più grandi nei siti alluvionali rispetto a quelli rocciosi, mentre alle frequenze alte e/o mediobasse, le accelerazioni appaiono all'incirca equivalenti sia per i siti rigidi che soffici. Ciò evidenzia come un sisma possa subire modificazioni in relazione alla natura del sito e come l'accelerazione orizzontale di picco non possa essere ritenuta il solo parametro cinematico più idoneo a caratterizzare l'intensità dell'evento sismico stesso. Infatti, se i valori cinematici relativi al movimento del terreno, ossia: l'accelerazione, la velocità e lo spostamento massimi al suolo, nonché il tempo rappresentativo della loro durata, sono parametri importanti per descrivere le caratteristiche del sisma, da soli non appaiono sufficientemente idonei a descrivere sia l'intensità che gli effetti di danneggiamento connessi all'evento sismico. Ad esempio elevate accelerazioni di picco, che tuttavia si manifestano per un ristretto periodo di tempo possono non risultare distruttive, come nel caso del terremoto di Parkfield (California) del 27 Giugno 1966, dove l'accelerazione massima di picco raggiunse il valore di 0.5g (14). Viceversa terremoti caratterizzati da basse accelerazioni ma presenti con uniforme frequenza per un certo numero di secondi, possono determinare gravi danni a certe tipologie strutturali, come nel caso del terremoto di Mexico City del 28 Luglio 1957 e del 19 Settembre 1985.

L'effetto combinato dell'ampiezza dell'accelerazione, del contenuto di frequenze e della durata, può essere convenientemente descritto attraverso lo spettro elastico di risposta; quest'ultimo rappresenta il diagramma della massima risposta dinamica indotta dal moto sismico in un oscillatore semplice, lineare, smorzato al variare della frequenza naturale di vibrazione e dello smorzamento dell'oscillatore stesso. L'introduzione dello spettro di risposta, in termini di accelerazione, velocità o spostamento rappresenta il metodo più conveniente per valutare il ruolo esercitato dalla natura del sito sulla risposta sismica del terreno libero, in quanto la forma stessa dello spettro di risposta, per un dato evento sismico, può variare in relazione alla distanza dall'epicentro ed alle proprietà dinamiche del sito.

Le procedure di calcolo necessarie all'analisi dinamica del continuo mono, bi e tridimensionale hanno subito negli ultimi anni un notevole impulso e attualmente sono disponibili svariati codici di calcolo (CHARSOIL.39; FLUSH,43; LUSH2,38; MASH,57; QUAD-4,34; SHAKE,32; WAVES,75), in grado di analizzare condizioni geotecniche complesse e legami costitutivi del terreno anche diversi da quello elastico. Per la determinazione della risposta dei terreni in campo non lineare può essere impiegato anche un modello di calcolo semplificato di risposta nel tempo, che tiene conto del decadimento della rigidezza con la deformazione e del meccanismo isteretico di dissipazione dell' energia (70). Si sottolinea come esista ancora qualche incertezza nel valutare la soglia di comportamento elastico del terreno nella risposta dinamica dei terreni superficiali di tipo alluvionale al passaggio delle onde sismiche. Recenti misurazioni su siti strumentali hanno evidenziato un comportamento lineare del terreno ben al di là del valore determinato con le prove di laboratorio; è questo il caso del terremoto di Mexico City del 1985 dove, a causa dell'elevato limite elastico lineare delle argille vulcaniche presenti nel sito, l'amplificazione del moto in superficie può essere spiegata con un modello al finito che consideri un comportamento del terreno di tipo lineare (78). Viceversa altri siti nei quali la presenza delle argille vulcaniche era meno significativa, oppure era del tutto assente, hanno evidenziato caratteristiche non lineari nella risposta. L'esatta predizione del comportamento dinamico di un sito non può quindi prescindere da una dettagliata caratterizzazione geotecnica dei parametri dinamici del terreno.

3.3.5. ANALISI DINAMICA

Tra le analisi più approfondite suggerite nel Par. B.1 del D.M. 16.01.1996 assumono un particolare rilievo i procedimenti di calcolo basati su modelli dinamici dell'interazione terreno-struttura. Definite le proprietà dinamiche del terreno bisogna innanzitutto analizzare quei problemi di instabilità per i quali la crisi della struttura è determinata dagli effetti inerziali del volume di terreno sottoposto ad eccitazione sismica. Nel caso delle fondazioni superficiali e profonde il volume di terreno che può manifestare instabilità è piuttosto limitato, ma di primaria importanza per gli aspetti connessi alla determinazione della capacità portante e dei cedimenti in condizioni prevalentemente cicliche. Nel caso di terreni coesivi sollecitati ciclicamente, gli aspetti della instabilità delle fondazioni superficiali in conseguenza dei cedimenti indotti dalla dissipazione di sovrappressioni neutrali, sono una diretta conseguenza delle caratteristiche di instabilità dell'elemento di volume. Si vuole qui

sottolineare come nel caso di fondazioni superficiali su terreni coesivi sottoposte a lente variazioni cicliche delle caratteristiche di sollecitazione, si possono manifestare cedimenti significativi in condizioni drenate.

Nel caso dei pali di fondazione i fenomeni di instabilità sono principalmente riconducibili alla perdita di resistenza della corona di terreno che circonda il palo, allorché questo venga sollecitato in condizioni cicliche. Le fondazioni su pali rappresentano un caso classico di interazione dinamica terreno-struttura, in cui non può essere trascurata la continuità della sovrastruttura nel terreno per la presenza delle fondazioni (85).

Solitamente il problema si divide in due casi più generali: il primo riguarda tutte quelle condizioni di carico dinamico applicato alle fondazioni in conseguenza dei moti impressi direttamente alla sovrastruttura, il secondo, più generale, riguarda tutti quei casi in cui il moto non è applicato alla sovrastruttura ma al contorno di un volume di terreno nel quale ricade la struttura con le relative fondazioni.

Nel primo caso l'analisi di interazione terreno-struttura viene condotta sostituendo al singolo elemento di fondazione l'impedenza equivalente; quest'ultima esprime la rigidezza dinamica e la capacità dissipativa dell'elemento di fondazione immerso in un semispazio indefinito. Nel secondo caso, di prevalente interesse per l'ingegneria sismica, la presenza delle fondazioni, con la propria geometria e rigidezza, altera il moto in superficie del terreno rispetto al caso di terreno libero. Per quest'ultima condizione di carico dinamico l'interazione generale può essere ricavata come sovrapposizione di una interazione cinematica e di una inerziale.

L'analisi di interazione cinematica consente di valutare i moti della fondazione pensata priva di sovrastruttura ma dotata di propria geometria e rigidezza. Con riferimento alla fondazione superficiale riportata in Fig. 3.20, nelle ipotesi che sia infinitamente rigida e priva di peso, lo spostamento risultante Xv(t) del piano di fondazione, dovuto ad una forza di tipo armonico $F_T(t) = F_o \cos(\omega t)$, varia anch'esso con legge di tipo armonico, secondo l'espressione:

$$X_{v}(t) = X_{o}\cos(\omega t - \phi) \tag{3.28}$$

Nell'analisi di interazione inerziale si applicano i moti della fondazione alla sovrastruttura sostituendo la fondazione con la propria impedenza equivalente (84). Gli spostamenti finali del sistema terreno-struttura derivano dalla sovrapposizione dei due sistemi di spostamento. Per tali strutture di fondazione si può definire l'impedenza equivalente Z_1 relativa al singolo modo di oscillazione, quale rapporto tra la forza nel tempo e lo spostamento risultante in direzione della forza:

$$Z_1 = Py(t) / Uv(t) = Ky + i \omega Cy$$
 (3.29)

essendo Ky e ω Cy rispettivamente la parte reale e immaginaria dell'impedenza. La componente reale rappresenta la rigidezza dinamica equivalente del sistema strutturale, mentre quella.immaginaria riflette due tipi di smorzamento, uno di natura geometrica, ossia rappresentativo della perdita di energia che si irradia dall'elemento vibrante all'ammasso di terreno, ed uno dovuto alla natura dissipativa del terreno, ossia imputabile alla viscosità del mezzo.

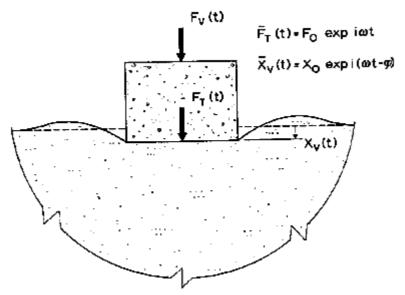


Fig. 3.20. Schematizzazione per la definizione dell'impedenza verticale.

Nel caso di fondazioni su pali, alcuni autori (63,64) hanno fornito i parametri di rigidezza dinamica e di smorzamento della testa dei pali fondati in terreni omogenei o eterogenei. I parametri di rigidezza e di smorzamento per sollecitazioni verticali sono espressi attraverso le formule:

$$Kv = EpA / R \cdot f_{w1}$$

$$Cv = EpA / V_s \cdot f_{w2}$$
(3.30)

essendo f_{w1} ed f_{w2} due parametri adimensionali, A la sezione retta, R il raggio del palo, V_s la velocità delle onde di taglio nel terreno.

La determinazione sperimentale dell'impedenza di una struttura di fondazione può essere agevolmente perseguita sia per fondazioni superficiali (94) che profonde (61), attraverso l'eccitazione stazionaria del manufatto mediante vibrodina e il monitoraggio dello spostamento attraverso l'impiego di geofoni o accelerometri.

Le misure sperimentali in genere indicano che la frequenza alla quale si manifesta la massima risposta del palo decresce al crescere del livello di forza eccitatrice prodotta dall'oscillatore con eccentricità crescenti. Tale evidenza è indicativa di un comportamento non lineare della risposta (99,101), per cui anche in questo caso, come per quello delle fondazioni superficiali, è preferibile l' impiego di soluzioni numeriche basate su modellazioni non lineari dell'interazione palo-terreno.

3.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

3.4.1. FONDAZIONI SUPERFICIALI

Al fine di eseguire un confronto tra la capacità portante di una fondazione diretta calcolata con i metodi tradizionali di tipo pseudo-statico (ai quali in genere fa riferimento il D.M. 11.03.1988 (72), ed a cui rimanda il D.M. 16.01.1996(98), e quella che si ottiene attraverso la procedura esposta al par.3.2.2.3 (nella quale i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante vengono ridefiniti al fine di valutare gli effetti indotti dal sisma sul volume di terreno sottostante la fondazione), viene calcolata la capacità portante di una fondazione superficiale avente il lato minore di larghezza B=1.50 m ed uno spessore pari a 0.80 m. Si considera la

fondazione posta su un terreno argilloso caratterizzato da un peso dell'unità di volume $\gamma=19$ kN/m³, da un angolo di resistenza efficace al taglio ϕ '= 20° e da un valore nullo della coesione efficace; inoltre, si considera il caso in cui la stessa sia posta su un terreno sabbioso caratterizzato da un peso dell'unità di volume $\gamma=20$ kN/m³, da un angolo di resistenza efficace al taglio ϕ '= 30° e da un valore nullo della coesione efficace.

Di seguito si confrontano i risultati che si ottengono impiegando un metodo di tipo pseudo-statico qual'è quello di Brinch Hansen (23), in cui gli effetti dovuti alla presenza del sisma sono compresi all'interno dei coefficienti di inclinazione del carico, e quelli forniti dal metodo di Sarma e Iossifelis (80), che tiene conto degli effetti indotti dal sisma per mezzo dei coefficienti di capacità portante opportunamente ridefiniti.

Si considera inizialmente la fondazione posta su terreno argilloso e si esegue il calcolo della capacità portante sia in condizioni statiche, sia nel caso di valori dell'accelerazione pari a 0.1 e 0.3. In tal caso utilizzando la relazione (12) relativa al metodo di Brinch Hansen (23) si ottengono i valori di seguito riportati:

```
per \phi' = 20^{\circ} N_{y} = 5.39, N_{g} = 6.40
```

- condizioni statiche (k = 0; H = 0) $q_{lim} = (0.5 \times 19 \times 1.5 \times 5.39) + (19 \times 0.8 \times 6.4) = 174.1 \text{ kPa}$
- fondazione in zona sismica di 1a categoria (k = 0.1; H / N = 0.1) $q_{lim} = [0.5 \times 19 \times 1.5 \times 5.39 \times (1 0.7 \times 0.1)^5] + [19 \times 0.8 \times 6.4 \times (1 0.5 \times 0.1)^5] = 128.7 \text{ kPa}$
- fondazione soggetta ad una accelerazione $a_{max} = 0.3g$ (k = 0.3; H / N = 0.3) $q_{lim} = [\ 0.5 \ x \ 19 \ x \ 1.5 \ x \ 5.39 \ x \ (1 \ 0.7 \ x \ 0.3)^5\] + [\ 19 \ x \ 0.8 \ x \ 6.4 \ x \ (1 \ 0.5 \ x \ 0.3)^5\] = 66.8 \ kPa$

Nelle stesse condizioni utilizzando i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante forniti Sarma e Iossifelis (Fig. 3.4), relativamente ad un angolo di resistenza efficace al taglio del terreno ϕ '=20°, si ottiene :

```
- condizioni statiche (k = 0; H = 0) N_{\gamma} = 7.60, N_{q} = 7.90 q_{lim} = (0.5 \text{ x } 19 \text{ x } 1.5 \text{ x } 7.6) + (19 \text{ x } 0.8 \text{ x } 7.9) = 228.4 \text{ kPa}
```

- fondazione in zona sismica di 1a categoria (k = 0.1; H / N = 0.1) N_{γ} = 5.40, N_{q} = 7 q_{lim} = (0.5 x 19 x 1.5 x 5.4) + (19 x 0.8 x 7) = 183.4 kPa

- fondazione soggetta ad una accelerazione
$$a_{max}$$
 = 0.3g (k = 0.3; H / N = 0.3) N_{γ} = 3.15, N_{q} = 3.20 q_{lim} = (0.5 x 19 x 1.5 x 3.15) + (19 x 0.8 x 7) = 93.5 kPa

Il calcolo è di seguito ripetuto, per le medesime condizioni statiche e di accelerazione, nel caso in cui la fondazione è posta su terreno sabbioso; in tal caso utilizzando la relazione (12) relativa al metodo di Brinch Hansen si ha:

per
$$\phi$$
'= 30° N_{γ} = 22.40, N_{q} = 18.40

- condizioni statiche (k = 0; H = 0) $q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 22.4) + (20 \times 0.8 \times 18.4) = 630.4 \text{ kPa}$

- fondazione in zona sismica di 1a categoria (k = 0.1; H / N = 0.1)

$$q_{lim} = [\ 0.5 \ x \ 20 \ x \ 1.5 \ x \ 22.4 \ x \ (1 - 0.7 \ x \ 0.1)^5\] + [\ 20 \ x \ 0.8 \ x \ 18.4 \ x \ (1 - 0.5 \ x \ 0.1)^5\] = 461.5 \ kPa$$

- fondazione soggetta ad una accelerazione a_{max} = 0.3g (k = 0.3; H / N = 0.3)

$$q_{lim} = [0.5 \times 20 \times 1.5 \times 22.4 \times (1 - 0.7 \times 0.3)^{5}] + [20 \times 0.8 \times 18.4 \times (1 - 0.5 \times 0.3)^{5}] = 234 \text{ kPa}$$

Nelle stesse condizioni utilizzando i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante forniti Sarma e Iossifelis (Fig. 3.4), relativamente ad un angolo di resistenza efficace al taglio del terreno ϕ '=30°, si ottiene :

```
- condizioni statiche (k = 0; H = 0) N_{\gamma} = 45, \ N_{q} = 31.20 \\ q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 45) + (20 \times 0.8 \times 31.2) = 1174.2 \ \text{kPa} - fondazione in zona sismica di 1a categoria (k = 0.1; H / N = 0.1) N_{\gamma} = 32.22, \ N_{q} = 22 \\ q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 32.22) + (20 \times 0.8 \times 22) = 835.3 \ \text{kPa} fondazione se prestta ed una secologica e e e 0.3 c (k = 0.3; H / N = 0.3)
```

| - fondazione soggetta ad una accelerazione $a_{max} = 0.3g$ (k = 0.3; H / N = 0.3) |
|---|
| $N_{\gamma} = 7, N_{q} = 8.50$ |
| $q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 7) + (20 \times 0.8 \times 8.5) = 241 \text{ kPa}.$ |

| | CARICO LIMITE [kPa] | | | | | |
|--------------------|----------------------|---------------|---------------------------|-------|---------------|----------------|
| TIPO DI TERRENO | BRINCH HANSEN (1970) | | SARMA & IOSSIFELIS (1990) | | 3 (1990) | |
| | k = 0 | k = 0.1 | k = 0.3 | k = 0 | k = 0.1 | k = 0.3 |
| ARGILLA (¢' = 20°) | 174.1 | 129 [26 %] | 67 [62 %] | 228 | 183 [20 %] | 93.5 [59 %] |
| SABBIA (φ' = 30°) | 630 | 461 [27 %] | 234 [63 %] | 1174 | 835 [29 %] | 241 [79 %] |

Tab. 3.5. Confronto tra la capacità portante di una fondazione superficiale calcolata con differenti metodi.

I valori forniti dai due procedimenti per le varie condizioni considerate possono essere riassunti come riportato nella Tab. 3.5. Dall'esame dei risultati ottenuti si evidenzia che i valori del carico limite della fondazione superficiale calcolati in condizioni sismiche sia con il metodo di Brinch Hansen (23), che con quello di Sarma e Iossifelis (80), non si discostano notevolmente per valori dell'accelerazione inferiori a 0.1 e dell'angolo di resistenza efficace al taglio inferiori a 30°. In tali condizioni, infatti, i valori della diminuzione percentuale del carico limite rispetto a quello calcolato in condizioni statiche sono in discreto accordo, sia che questo venga determinato con il metodo di Brinch Hansen, che con quello di Sarma e Iossifelis. Al contrario, all'aumentare dell'accelerazione e dell'angolo di resistenza efficace al taglio la diminuzione percentuale del carico limite risulta più elevata con il metodo di Sarma e Iossifelis, che con quello di Brinch Hansen; in quest'ultimo caso, quindi, il metodo di Sarma e Iossifelis risulta più conservativo di quello di Brinch Hansen.

3.4.2. FONDAZIONI SU PALI

Si riporta di seguito il calcolo delle caratteristiche di deformazione e di sollecitazione su un palo trivellato di lunghezza L=25 m e diametro D=1.2 m soggetto in sommità ad una forza orizzontale e ad un momento. I terreni caratterizzanti il sito dove è ubicato il palo sono costituiti da sabbie limose gialle e grigie e argille sabbiose, con valori dell'angolo di resistenza efficace al taglio variabili tra 26° e 32°; la resistenza al taglio non drenata cu ricavata da prove in situ ed in laboratorio è mediamente pari a 22 N/cm².

Poiché si tratta di terreni sovraconsolidati, è possibile considerare il modulo di reazione orizzontale variabile con la profondità secondo la relazione $E_{si} = E_{soi} + (k_i z)$, con valori di $E_{soi} = 6.6 \text{ KN/cm}^2$ e gradiente k_i pari a 14

 N/cm^3 . La pressione limite del terreno può essere valutata sulla base dei valori della resistenza al taglio non drenata c_u ; in tal caso essa può essere assunta costante con la profondità (8), ed ottenuta moltiplicando i valori della coesione non drenata c_u per un fattore di capacità portante N_p = 9.

Impiegando i suddetti parametri di resistenza e deformabilità del terreno di fondazione è possibile eseguire la simulazione numerica del comportamento del palo, sia attraverso una modellazione dell' interazione palo-terreno mediante legame di tipo iperbolico, che mediante legame elastico lineare e/o elasto-plastico. In quest'ultimo caso la simulazione numerica può essere condotta in maniera realistica assumendo valori del modulo di reazione orizzontale pari alla metà di quelli utilizzati per la simulazione con il legame iperbolico. Infine, nel caso si volesse utilizzare un legame costitutivo di tipo parabolico, è necessario determinare i valori della pressione limite del terreno secondo la teoria proposta da Matlock (25) ed assumere un valore dello spostamento y₅₀ pari all'incirca a 3 cm. Nella Fig. 3.25 è riportato il confronto tra i valori misurati e calcolati dello spostamento alla testa del palo (a) e del momento flettente massimo (b), nonché la distribuzione calcolata lungo il palo delle caratteristiche della deformazione (c,d) e della sollecitazione (e,f) indotte da una forza orizzonta di 600 kN applicata con una eccentricità rispetto al piano di campagna di 1 m. I calcoli sono stati condotti utilizzando il modello descritto al Par. 3.2.3.3 (96); il buon accordo tra i risultati misurati e quelli calcolati evidenzia la validità del modello per il calcolo dei momenti flettenti, la cui valutazione è espressamente richiesta nel Par. B.10 sub.b del D.M. 16.01.1996.

3.4.3. LIQUEFAZIONE

Di seguito viene riportato un esempio di calcolo del pericolo di liquefazione condotto mediante il metodo di Seed e Idriss (29), illustrato al Par. 3.3.3, relativamente al caso di un deposito sabbioso costituito da uno strato più superficiale di spessore pari a 1.50 m caratterizzato da un peso dell'unità di volume di 18.4 kN/m³ e da un valore medio del numero di colpi dedotti da una prova penetrometrica dinamica NSPT=18, seguito da uno strato di terreno caratterizzato da un peso dell' unità di volume di 17.7 kN/m³ e da un valore medio del numero di colpi dedotti da una prova penetrometrica dinamica NSPT=10. I due strati di terreno, pertanto, risultano caratterizzati da valori differenti della densità relativa, che è uno dei parametri da cui è possibile far dipendere la suscettività del terreno alla liquefazione.

A vantaggio di sicurezza, assunto per l'intero deposito il più basso tra i valori medi del numero di colpi ottenuti dalla prova penetrometrica e cioè NSPT=10 si ricava, secondo la nota relazione di Gibbs e Holtz, un valore della densità relativa compreso tra 40 e 45%.

Volendo valutare il pericolo di un fenomeno di liquefazione, impiegando il Metodo di Seed e Idriss è necessario determinare il coefficiente riduttivo r_d ; quest'ultimo può essere ricavato con l'ausilio della Fig. 3.17 in funzione della profondità nello strato di terreno sabbioso. Il calcolo è riferito alla profondità del piano di posa delle fondazioni, supposta a - 2.6 m dal p.c.. Si ha quindi:

$$2.6 \text{ m} = (2.6 / 0.3048) = 8.53 \text{ feets}$$

e quindi dalla Fig. 3.15 si ricava il valore $r_d = 0.99$; inoltre:

$$\sigma'_{v} = [(18.4 \times 1.5) + (17.7 \times 1.1)] = 47.1 \text{ kPa}$$

Si considera un terremoto di progetto caratterizzato dai seguenti dati:

-
$$M = 6.4$$
;
- $a_{max} = 0.07 g$

si ha quindi:

$$\tau_{\text{max}} / \sigma'_{\text{v}} = [0.65 \text{ x} (0.07 \text{ g} / \text{g}) \text{ x} 0.99 \text{ x} (4.71 / 4.71) = 0.045]$$

Poiché 1 Kips /sf = 50 kN/m² alla profondità considerata si assume che 47.1 kN/m² \approx 1 Kips/sf; pertanto con l'ausilio della Fig. 3.19 si ricava il valore C_N = 1.3 e quindi:

$$N_1 = (1.3 \times 10) = 13$$

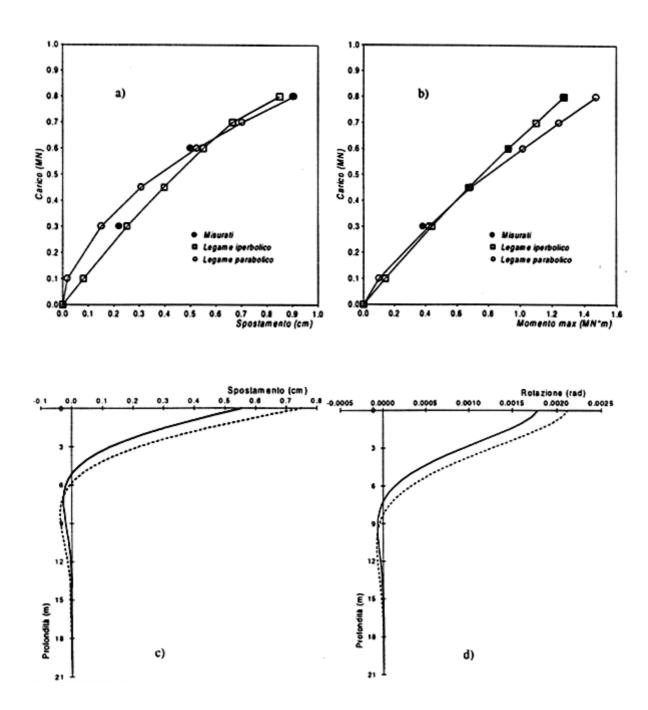
Dalla Fig. 3.18 si ha quindi che per un valore della magnitudo pari a M=6.4 il rapporto $(\tau_{AV}/\sigma'_{v})_{lim}$ vale:

$$(\tau_{AV} / \sigma'_{v})_{lim} = 0.145$$

Si applica quindi la (24) e si ha:

$$F = (\tau / \sigma_v')_{lim} / (\tau_{AV'} / \sigma_v') = 0.145 / 0.045 = 3.22$$

Essendo il rapporto F superiore al valore F = 1.3, il deposito può essere considerato non liquefacibile.



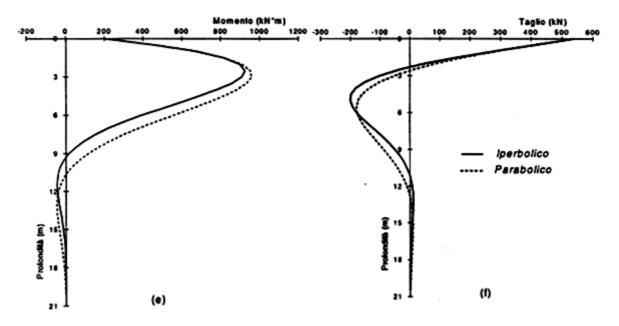


Fig. 3.21. Caratteristiche della deformazione e della sollecitazione calcolate alla testa e lungo il palo.

Occorre sottolineare che nonostante il D.M. 16.01.1996 consenta un'estrema discrezionalità al progettista circa la valutazione dei fenomeni di liquefazione, pur sottolineando l'obbligatorietà di indagini specifiche al riguardo, la rilevanza del fenomeno ed il conseguente danno che ne può derivare, impongono oggi il ricorso a metodi quantomeno semplificati per il calcolo del potenziale di liquefazione, preferibili ai metodi empirici che consentono valutazioni di tipo puramente qualitativo.

3.5. CONCLUSIONI

Per quanto riguarda l'azione sismica il D.M. 16.01.1996 prevede la possibilità di tenere conto degli effetti di amplificazione che possono verificarsi nei terreni soffici, mediante l'introduzione del coefficiente di fondazione ε; risultano tuttavia abbastanza vaghe le indicazioni sui criteri di scelta.del valore da attribuire a tale parametro. Si nota, inoltre, che stranamente il coefficiente di fondazione ε non compare nelle espressioni contenute al cap. B relative ai criteri generali di progettazione di tipo pseudo-statico e dinamico. Tale coefficiente viene altresì introdotto soltanto al par. C.6.1.1, relativamente alla valutazione delle forze statiche equivalenti ed all'analisi dinamica nel caso di edifici con strutture intelaiate, come se, solo per questa categoria di edifici, sia opportuno considerare nelle calcolazioni di progetto gli effetti connessi all'introduzione del suddetto coefficiente.

Riguardo poi al valore da assumere per il coefficiente di fondazione ϵ , nel D.M. 16.01.1996 si prevede che esso sia diverso dall'unità, con valore pari ad 1.3, soltanto nel caso di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, sovrastanti terreni coesivi o litoidi con migliori caratteristiche meccaniche. La possibilità di scelta di valori di tale coefficiente compresi tra 1 ed 1.3, che tengano conto di situazioni stratigrafiche intermedie tra quelle sopra descritte, non è esplicitamente contemplata; qualora ai tre tipi di suolo A, B e C descritti nell'EC 8, si fanno corrispondere i tre spettri di progetto che si ottengono assumendo rispettivamente per il coefficiente di fondazione valori pari a ϵ =1, ϵ =1.15 e ϵ =1.3, il confronto tra gli spettri di progetto dell'EC 8 e quelli delle norme italiane evidenzia, che nel caso di edifici con periodo basso fondati su terreni del tipo A e B, gli effetti del sisma nella normativa italiana risultano sottostimati dell'ordine rispettivamente del 44 e del 25%, come descritto al capitolo 9.

Si può pertanto affermare, che la procedura prevista nel D.M., secondo cui gli effetti connessi al tipo di sottosuolo sono inglobati nell'amplificazione delle ordinate spettrali che si ottiene assumendo un valore del coefficiente di fondazione ε diverso dall'unità, appare troppo semplicistica.

Il confronto tra le norme contenute nel D.M. 16.01.1996 con l'Eurocodice N.7 (90) relativo alla progettazione geotecnica e l'Eurocodice N.8 (91) relativo ai criteri di progettazione in presenza di azioni sismiche, mette in evidenza alcune principali differenze riguardo l'impostazione generale della normativa italiana relativamente al capitolo delle fondazioni. Le norme europee, infatti, stabiliscono un elenco degli stati limite da considerare, proponendo due approcci di calcolo per la valutazione della resistenza limite del complesso fondazione-terreno, sia mediante un metodo diretto di tipo analitico, sia mediante un metodo semi-empirico in cui la resistenza limite viene determinata con l'impiego di correlazioni con prove in sito.

Le norme europee, inoltre, forniscono delle prescrizioni per la verifica alla traslazione sul piano di posa, richiedono la verifica dell'ammissibilità dei cedimenti della fondazione superficiale nei riguardi di un possibile collasso della struttura sovrastante, prendono in esame la progettazione allo stato limite di servizio, per la quale sono fornite indicazioni relativamente alla valutazione dei cedimenti indotti da azioni di tipo statico o vibrazionale.

Per l'analisi di tutti questi aspetti, la normativa italiana fornisce soltanto delle indicazioni di carattere generale, rimandando per quanto riguarda le verifiche di sicurezza al D.M. 11.03.1988, che in realtà fa riferimento a condizioni statiche. Ne segue che le norme europee trattano l'argomento delle fondazioni in campo dinamico in maniera molto più diffusa delle norme tecniche italiane, e costituiscono quindi uno strumento di progettazione molto più preciso e vincolante.

Pertanto, riguardo ai criteri di progettazione, sarebbe opportuno che nelle norme italiane fossero contenute maggiori indicazioni sulla opportunità e sulle modalità di adozione di analisi di tipo pseudo-statico e/o dinamico, facendo altresì riferimento a delle forme dello spettro di progetto che dovrebbero essere variate in relazione al tipo di terreno di fondazione. Infatti, l'assunzione di un unico spettro di progetto, indipendentemente dalla natura del sottosuolo, non permette di valutare il ruolo esercitato dalla natura stessa del sito sulla risposta sismica, essendo in effetti la forma stessa dello spettro, per un dato evento sismico, differente a seconda delle proprietà dinamiche del terreno.

Al pari delle norme europee sarebbe auspicabile, quindi, che anche nelle norme tecniche italiane si facesse riferimento a diversi tipi di suolo, come per esempio a quelli descritti nell'EC8 o a quelli di altri paesi europei (vedi al riguardo le norme francesi). Inoltre una moderna struttura delle norme dovrebbe consentire una determinazione analitica della forma dello spettro in relazione al tipo di terreno; ciò consentirebbe di emanare delle direttive sull'entità dei parametri da assumere per definire la forma degli spettri in relazione alla zona sismogenetica ed ai tipi di suolo presenti sul territorio italiano.

3.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) G.G. Meyerhof, "The ultimate bearing capacity of foundations", Geotechnique, Vol.2,.301-332,1951.
- (2) T. Mogami, K. Kubo, "The behavior of soil during vibration", Proc. 3rd Int. Conference on Soil Mech. and Foundation Eng., Vol.1,152-155, Switzerland, 1953.
- (3) L.C. Reese, H. Matlock, "Non dimensional solution for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depht", Proc. VIII Texas Conference on S.M.F.E., Austin,1956.
- (4) H. Matlock H., L.C. Reese, "Generalized solution for laterally loaded piles", Journal Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 86, SM-5, 63-91,1960.

- (5) V. Berezantzev, V. Khristoforov, V. Golubkov, "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", Proc. 5th Int.Conf. S.M. & F.E., Vol.2, 11-15, 1961.
- (6) G. Viering, "The vibrational behavior of soil in relation to its properties", Proc. 5th Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, vol. I, 547-552, Paris, 1961.
- (7) B.O. Hardin, F.E. Richart Jr., "Elastic wave velocities in granular soils", Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.89, No.SM1,33-65,1963.
- (8) B.B. Broms, "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soil Mech. and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol.90, SM-2,27-63,1964.
- (9) B.B. Broms, "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", Journal of the Soil Mechanics and Found. Engineering Div., ASCE, Vol.91, SM-3,123-156,1964.
- (10) L. Esteva L., E. Rosenblueth, "Espectras de temblores a distancias moderadas y grandes", Bull. Soc. Mex. Lug. sism., 2(I),1-18,Mexixo,1964.
- (11) B.B. Broms, "Design of laterally loaded piles", Journal of the Soil Mech. and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol.91, SM-3,79-99,1965.
- (12) B.B. Broms, Discussione su "Piles in cohesionless soils subjected to oblique pull", by Y.Yoshimi. Journal of Soil Mech. Found. Division, ASCE 91, No.4, 199-205., 1965.
- (13) K. Terzaghi, R.B. Peck, "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York, 1967.
- (14) W.K. Cloud, "Intensity map and structural damage", Parkfield, California, Earthquake of June 27, 1966, Bull. Ses. Soc. Amer., 57:6, Dec. 1967,1161-1179,1967.
- (15) H. Seed, Bolton & I.M. Idriss, "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", Journal of the Soil Mech. and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol.93, No. SM-3, 1967.
- (16) C.A. Cornell, "Engineering seismic risk analysis", Bull. of Seismological Soc. of America, Vol. 58, No. 5, 1583-1606, 1968.
- (17) B.O. Hardin, W.L. Black, "Vibration modulus of normally consolidated clay", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.94, No.SM2,353-369,1968.
- (18) N.M. Newmark, "Problems in wave propagation in soil and rock", Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico, 7-26, Albuquerque, 1968.
- (19) W.H. Peacock, H.B. Seed, "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions", Journal of Soil Mechanics and Found.Div., ASCE, vol.94, No.SM3,689-708,1968.
- (20) G. Castro, "Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series, No.81, Harvard University, Cambridge, Mass., 1969.
- (21) L. Esteva, "Seismic risk and seismic design decisions", Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants, Cambridge Mass., Massachusetts Institute on Technology Press, 1969.
- (22) B.O. Hardin, W.L. Black, Closure of "Vibration modulus of normally consolidated clay", Journal of Soil Mech. & Foundation Div., No.SM6,1531-1537,1969.

- (23) J. Brinch Hansen, "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Bulletin No.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 5-11,1970.
- (24) H.L. Gill, K.R. Demars, "Displacement of laterally loaded structures in non-linearly responsive soils", Technical Report No.670, Naval Civil Eng. Lab., Porto Huaneme, California, 1970.
- (25) H. Matlock, "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay", Proc. II Offshore Technical. Conference, Houston, 1970.
- (26) H.B. Seed, I.M. IDRISS, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report No.EERC 70-10, Earth. Eng. Res. Center, Univ. of California, Berkeley, 1970.
- (27) N.M. Newmark, E. Rosenblueth, "Foundamentals of earthquake engineering", Prentice Hall, Ic., 1971.
- (28) L.C. Reese, "The analysis of piles under lateral loading". Proc. Symp. on the interaction of structure and foundation. University of Birmingham, 1971.
- (29) H.B. Seed, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.97, No.SM9, 1971.
- (30) B.O. Hardin, V.P. Drnevich, "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No.SM6, 1972.
- (31) B.O.Hardin B.O., V.P. Drnevich, "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No.SM7, 667-691,1972.
- (32) P.B. Schnabel, J. Lysmer, H.B. Seed, "Shake. A computer program for earthquake response analy-sis of horizontally layered site", Report No:EERC 72-12, Earthquake Engineering Res. Center, University of California, Berkeley,1972.
- (33) A. Hara, "Dynamic characteristics of ground and its applications", Proc. 2nd Symposium on Ground Vibrations, Architectural Institute of Japan, 33-39, 1973.
- (34) I.M. Idriss, J. Lysmer, R. Hwang, H.B. Seed, "QUAD-4. A computer program for evaluating the sei-smic response of soil structure by variable damping finite element procedures", EERC, Report no.UCB/ EERC-73/16, University of California, Berkeley, 1973.
- (35) M. Jamiolkowski, S. Marchetti, "Determinazione del modulo di reazione orizzontale del terreno at-traverso misure inclinometriche effettuate su pali", Atti XI Convegno Italiano di Geotecnica, Milano,1973.
- (36) A.S. Vesic, "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, No.SM1, 45-73,1973.
- (37) N.C. Donovan, "CUMLIQ. Evaluation of potential for liquefaction of a soil deposit using random vibration procedures", Earthquake Engineering Res. Center, July, 1974.
- (38) J. Lysmer, T. Udaka, H.B. Seed, R. Hwang, "Lush. A computer program for complex response analysis of soil structure systems", EERC, Report No.UCB/EERC-74/4 University of California, Berkeley, 1974.
- (39) V.L. Streeter, E.B. Wylie, E. Bejamin, F.E. Richart Jr., "Soil motion computations by characteri-stics method", Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.100, No.GT3, March, 247-263,1974.
- (40) A. Casagrande, "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands-A Crtical Review", Harvard Soil Mech. Series No.88, Harvard University, Cambridge, Mass, 1975.

- (41) M. Jamiolkowski, "Studio di un palo isolato e dei pali in gruppo soggetti a carichi orizzontali", Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, VI ciclo, Torino, 1975.
- (42) A. Garassino, M. Jamiolkowski M., E. Pasqualini, "Determinazione sperimentale del modulo di reazione orizzontale dei terreni sabbiosi mediante prove di carico su pali", Atti XII Convegno Italiano di Geotecnica, Cosenza,1975.
- (43) J. Lysmer, T. Udaka, C.F. Tasi, H.B. Seed, "Flush. A computer program for approximate 3-D analy-sis of soil-structure interaction problems", EERC, Report No.UCB/EERC-75/30, Berkeley, California, 1975.
- (44) A.S. Vesic, "Bearing capacity of shallow foundations", Foundation Engineering Handbook, Winterkorn and Fang eds., Wiley,121-147,1975.
- (45) A. Garassino, M. Jamiolkowski, E. Pasqualini, "Soil modulus for laterally loaded piles in sand and N.C. clays", Proc. VI European Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Vienna, 1976.
- (46) F. Giorgetti, "Isoseismal map of the May 6, 1976 Friuli earthquake", Proc. International Meet. on the Friuli Earthquake, Bollettino di Geofisica Teorica e Applicata, Vol.XIX, parte 1,707-714,1976.
- (47) W.D. Finn, P.M. Byrne; "Estimating settlements in dry sands during earthquakes", Canadian Geotech. Journal, No.13, 355-363,1976.
- (48) G.G. Meyerhof, "Bearing Capacity and Settlements of Pile Foundations", Journal Soil Mechanics Found. Div., ASCE, No.GT3,195-228,1976.
- (49) M.D. Trifunac, "Preliminary analysis of the peaks of strong earthquake ground motion..Dependence of peaks on earthquake magnitude, epicentral distance and recording site conditions", Bullettin of the Seism. Soc. of Amer., Vol.66, No.1,189-219,1976.
- (50) M. D. Trifunac, A.G. Brady, "Correlations of peak acceleration, velocity and displacement with earth-quake magnitude, distance and site conditions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, 455-471,1976.
- (51) J. Ghaboussi, S.U. Dikmen, "LASS II. Computer program for seismic response and liquefaction of horizontally layered sands", Report No.UILU-ENG-77-2010, Illinois University at Urbana, Champaign, 1977.
- (52) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, K. Yokota, "Results of laboratory test for shear modulus on undisturbed clay", Proc. 12th Annual Meeting JSSMFE, 433-436, 1977.
- (53) F. Tatsuoka, riportato in Iwasaki et al. 1977.
- (54) J.R. Booker, M.S. Rahman, H.B. Seed, "GADFLEA. A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or erathquake loading", Earthquake Engineering Res. Center, Report No.UCB/EERC, 76/24, University of California, Berkeley, October, 1978.
- (55) K.W. Lee, L..W. Finn, "Desra 2. Dynamic effective stress response analysis of soil deposit with energy trasmittingboundary including assessment of liquefaction potential", Soil Mechanics, Series n.38, Dep. of Civ. Eng., Univ. British Columbia, Vancouver B.C., 1978.
- (56) P.P Martin, H.B. Seed, "APOLLO. A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation in horizontal sand layers during cyclic or earthquake loading", Earthquake Eng. Research Center, Report No.UCB/EERC-78/21, October, 1978.

- (57) P.P Martin, H.B. Seed, "MASH. A computer program for the nonlinear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered deposits", EERC, Report No. UCB/EERC-78/23, University of California, Berkeley,1978.
- (58) J. Ghaboussi, S.U. Dikmen, "LASS III. Computer program for seismic response and liquefaction of layered ground under multidirectional shaking", Report No. UILU-ENG.1012, University of Illinois at Urbana, Champaign, July, 1979.
- (59) M. Maugeri, "Opere di fondazioni in zona sismica", Atti Corso di Aggiornamento in Ingegneria Geotecnica, Università degli Studi e Ordine Ingegneri di Messina, 30 Gennaio-2 Febbraio, 193-278, Messina, 1979.
- (60) S.K. Sarma, "Stability analysis of embankments and slopes", Journal Soil Mechanics Found. Div., ASCE, Vol.105,No.SM12,1511-1524,1979.
- (61) D.R. Gle, "The dynamic lateral response of deep foundations" Ph.D. Dissertation, The University of Michigan, Ann Arbor, 1981.
- (62) K. Yokota, T. Imai, M. Konno, "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests", OYO Technical Report, no.3, 13-16, 1981.
- (63) A.M. Kanya, E. Kausel, "Dynamic behaviour of pile groups", Second International Conference on Numerical Methods in Off-shore Piling, Austin, Texas, 1982.
- (64) M. Novak; B. EL Sharnouby, "Stiffness constants of single piles", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.109, no.7, July,961-974, 1983.
- (65) H.B. Seed, I.M. Idriss, I. Arango, "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", Journal of the Geotech. Engineering Div., ASCE, Vol.109, No.3, 458-482,1983.
- (66) G.N.D.T., "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, C.N.R., Ingegneria Sismica I.R., Anno II, n.1/1985.
- (67) M. Maugeri, P. Carrubba, "Microzoning using SPTdata", Proc. X ICSMFE, Vol.4, 1831-1836, 11-15 August, San Francisco, 1985.
- (68) A.M. Britto, M.J. Gunn, "Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements", John Wiley & Sons, 1987.
- (69) R. Dobry, M. Vucetic, "State-of-the-Art-Report: Dynamic properties and response of soft clay depo-sits", Proc. Int. Symp. on Geotechnical Eng. of Soft Soils, Vol. 2, Mexico, 51-87, 1987.
- (70) M. Maugeri, S.M. Frenna, "Modello isteretico semplificato per la determinazione della risposta dei terreni in campo non linerare", Atti III Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica, Vol.2, 269-288,30 Settembre-2 Ottobre, Roma, 1987.
- (71) P. Carrubba P., M. Maugeri, "Determinazione delle proprietà meccaniche di un'argilla mediante prove di colonna risonante", Rivista Italiana di Geotecnica, Vol.XXII, n.2,101-113,1988.
- (72) D.M. 11.03.1988, Ministero dei Lavori Pubblici "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", Supplemento ordinario alla G.U. del 01.06.1988 n.127,1988.
- (73) M.A. Gabr, R.H. Borden, "Analysis of load deflection response of laterally loaded piers using dilato-meter test (DMT)", International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, Proc. Vol.1, 513-520,1988.

- (74) S.K. Sarma, "Seismic response and stability of earth dams", In Seismic risk, ed. A. Koridze, Oxford, Omega Scientific, 1988.
- (75) J.D. Hart, E.L. Wilson, "Simplified earthquake analysis of buildings including site effects", Report No. UCB/SEMM, 89/23, Deprt. of Civil Eng., Univ. of Calif., Berkeley.
- (76) D.C. lo Presti, "Proprietà dinamiche dei terreni". Atti del XIV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Tori-no, Dip. Ing. Strutturale, Politecnico di Torino, 1989.
- (77) P.K. Robertson, M.P. Davies, R.G. Campanella, "Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.12, No.1,30-38, March 1989.
- (78) M.P. Romo, E. Ovando-Shelley, A. Jaime, G. Hernandez, "Local site effects on Mexico City ground motions. Proc. 12th Inter. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, vol.3, 2001-2008,1989.
- (79) D. A. Sangrey, D.J. Henkel, M.I. Esrig, "The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading", Canadian Geotechnical Journal, n.6, 241-252,1989.
- (80) S.K. Sarma, I.S. Iossifelis, "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings", Geotechnique 40, No.2, pp.265-273,1990.
- (81) AFPS, "Recommandations pour la redaction de regles relatives aux ouvrages et installations a realiser dans les regions sujettes aux seismes", Association Française du Genie Parasismique, 1990.
- (82) T. Crespellani, G. Vannucchi, X. Zeng, "Seismic hazard analysis", Cap.2 Volume "Seismic Hazard and Site Effects in the Florence Area", European Earthquake Engineering Journal, 11-27, 1991.
- (83) R. Dobry, "Soil properties and earthquake ground response", Guest Lecture, Tenth European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Florence, Italy, May 29, Vol.4, 1991.
- (84) G. Gazetas, "Foundations Vibrations", Foundation Engineering Handbook, Second Edition, Van Nostr-and Reinhold, 553-593, 1991.
- (85) R.J. Jardine, "The cyclic behaviour of large piles with special reference to offshore structures. Cyclic Laoding of Soils: from Theory to Design", Van Nostrand Reinhold,174-248,1991.
- (86) S. Marchetti, G. Totani, M. Calabrese, P. Monaco, "P-y curves from DMT data for piles driven in clay", Proc. IV Int. Conf. DFI Deep Found. Inst. USA on Piling & Deep Found., Stresa, April 1991.
- (87) M. Maugeri, P. Carrubba, "Dinamica dei terreni e delle fondazioni", Atti corso di aggiornamento in Ingegneria Sismica, 247-340, Augusta, Marzo-Maggio, 1991.
- (88) M. Vucetic, R. Dobry, "Effect of soil plasticity on cyclic response", Journ. Geotech. Eng., vol.117, No.1, Jan., 89-107,1991.
- (89) C. Viggiani, "Fondazioni", CUEN ed., 1993.
- (90) CEN, "EUROCODE N.7 Geotechnical Design, General Rules Part 1, CEN European Committee for Standardization", 1994.
- (91) CEN, "EUROCODE N.8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (Maggio 1994); ENV1998-1-2 General Rules for Buildings (Maggio 1994); ENV1998-1-3 Specific Rules for Various Materials and Elements (Novembre 1994)".

- (92) E. Motta, "Analisi elasto-plastica di pali soggetti a forze orizzontali in testa", Rivista Italiana di Geotec-nica, Vol.28, n.4, 305-315, 1994.
- (93) S. Aversa, "EC7: Opere di Sostegno. Giornata di studio su: Eurocodici e Normativa Geotecnica: Attualità e Prospettive", Sala ANCE, Roma, 20 Marzo, 1995.
- (94) P. Carrubba, M. Maugeri, "Formulazione e verifica della impedenza verticale di una fondazione superficiale in vera grandezza", Atti 7° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica, 25-28 Settembre, Siena, 1995.
- (95) F. Castelli, M. Maugeri, E. Motta, "Analisi non linerare dello spostamento di un palo soggetto a forze orizzontali", Rivista Italiana di Geotecnica, Vol.XXIX, n.4, 289-303, 1995.
- (96) F. Castelli, M. Maugeri, E. Motta, "Modellazione di una prova di carico orizzontale su un palo sotto-stante un edificio danneggiato dal terremoto", Atti VII Conveno Nazionale di Ingegneria Sismica, Siena, Vol.1, 185-194, 1995.
- (97) P. Carrubba, M. Maugeri, "Non linear effects during dynamic loading on piles", Proc. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, June 23-28, Acapulco, Mexico, 1996.
- (98) D.M. 16.01.1996, Ministero dei Lavori Pubblici, "Norme tecniche relative alle costruzioni simiche", Supplemento alla G.U. n.29, 05.01.1996, Roma, 1996.
- (99) M. Maugeri, P. Carrubba, "Modellazione di prove dinamiche su pali nel dominio della frequenza", Quaderno CIAS n.3, Metodi per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione, 1996.
- (100) S.K. Sarma, J.C. Chen, "Bearing Capacity of Strip Footings near Sloping Ground During Earth-quakes", Proc. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, June 23-28, Acapulco, Mexico, 1996.
- (101) G.N.D.T., "Modalità di attenuazione dell'intensità macrosismica", Rapporto sintetico per il GdL Rischio sismico, 1996.
- (102) D. Sleiko, "Seismic hazard map of Italy", G.N.D.T., 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 4 - EDIFICI (par. C.1, C.2, C.3, C.4) (Attilio Fralleone)

SOMMARIO

4.1. Generalità, esame ragionato delle prescrizioni di norma, commenti e miglioramenti possibili 4.1

Cap. 4 - EDIFICI (par. C.1, C.2, C.3, C.4) (Attilio Fralleone)

4.1. GENERALITA', ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA, COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Le disposizioni concernenti le altezze massime degli edifici in funzione delle larghezze stradali sono state sempre presenti nella normativa sismica italiana. Per molti anni esse hanno conservato la medesima formulazione e soltanto dopo l'entrata in vigore della legge n. 64/1974 hanno subito apprezzabili cambiamenti.

Può essere interessante, ai fini che ci occupano, esaminare le disposizioni attuali anche con riferimento al quadro normativo precedente ed alle circostanze in cui esso è venuto a modificarsi.

La legge 1684 del 1962, che ha disciplinato le costruzioni nelle zone sismiche nel periodo immediatamente precedente all'emanazione della legge n. 64 del 1974, prescriveva che le nuove strade, anche se in prolungamento di strade esistenti, dovevano esser larghe non meno di dieci metri. Questa larghezza minima poteva essere ridotta ad otto metri nelle località a rilievo montuoso ed accidentato indipendentemente dall'altitudine sul livello del mare. Nel caso, poi, che fossero ammesse costruzioni da un solo lato della strada e per tutta la lunghezza della stessa, la larghezza minima della strada poteva essere ridotta rispettivamente a metri 8 ed a metri 6.

Era inoltre previsto che le nuove costruzioni dovessero avere verso la strada su cui prospettavano altezza non maggiore di due volte la larghezza della strada stessa. Potevano, peraltro, computarsi come larghezze libere di strade o come intervalli d'isolamento, rispetto unicamente a ciascun erigendo edificio, le larghezze delle aree ammessevi lungo le fronti destinate a giardini, a cortile esterno o comunque non coperte, anche se cintate o sottratte all'uso pubblico o create con terrazzamento.

Circa le nuove costruzioni, ricostruzioni o sopraelevazioni da effettuarsi negli abitati esistenti, veniva poi stabilito che, in mancanza di piani regolatori o di regolamenti edilizi, le ricostruzioni e le nuove costruzioni dovevano eseguirsi in base a direttive preventivamente richieste dal Comune al competente Provveditorato regionale alle opere pubbliche (Sezione Urbanistica) e da questo impartite, riguardo ad allineamenti, larghezze stradali, intervalli d'isolamento ed altezze.

Come può ben osservarsi, le suddette disposizioni di legge erano prevalentemente rivolte alla pubblica amministrazione e non a privati.

Quanto alla successiva legge 2.2.74 n.64, attualmente vigente, è opportuno rammentare che essa trae le sue origini da un disegno d'iniziativa governativa presentato nel 1972. Durante il lungo e complesso iter approvativo, il testo originario venne profondamente modificato, anche allo scopo di rendere più elastica la legge stessa. Pertanto, si cancellarono dal testo originario quasi tutte le norme aventi un contenuto specifico tra le quali, ad esempio quelle che dettavano limitazioni sull'altezza degli edifici.

Fu così demandato al Ministero dei lavori pubblici, di concerto con il Ministero dell'Interno, il compito di emanare con appositi decreti ministeriali le norme tecniche e di provvedere, allo stesso modo, al loro continuo aggiornamento in relazione all'evoluzione del progresso scientifico e tecnologico.

La stessa legge 64/1974 fornisce, peraltro, precise indicazioni riguardo alle materie che debbono esser trattate nelle norme tecniche per le costruzioni nelle zone sismiche, e, tra queste, è indicata espressamente" l'altezza massima degli edifici in relazione al sistema costruttivo, al grado di sismicità della zona ed alle larghezze stradali".

Da un immediato raffronto con la precedente legge del 1962, appare evidente che la legge 64 ha risentito, durante la sua fase di formazione, degli effetti del processo di attuazione del decentramento amministrativo, allora in atto. Si nota, infatti, il tentativo di rendere le nuove disposizioni legislative coerenti con quelle relative alla nuova distribuzione delle competenze tra Stato e Regioni, da poco iniziata con il d.p.r. 14.1.72 n. 8, che trasferiva alle Regioni a statuto ordinario le funzioni amministrative esercitate dagli organi centrali e periferici dello Stato in materia di urbanistica, viabilità, acquedotti e lavori pubblici d'interesse regionale.

Può osservarsi, in particolare per quanto concerne la vigilanza sulle costruzioni in zone sismiche, che tali funzioni erano dalla legge del 1962 interamente demandate allo Stato, mentre la successiva legge 64/1974, pur riproducendo in larga massima le precedenti disposizioni, ha distribuito invece le relative competenze tra uffici tecnici della Regione ed uffici del Genio Civile, senza peraltro fornire, a tale riguardo, sufficienti precisazioni.

Con il decreto ministeriale del 3 marzo 1975 vennero emanate le prime norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche in forza della citata legge 64/74.

Tali norme, al punto C.3, contenevano le prescrizioni sull'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Prescrizioni concepite, certamente, per corrispondere all'esigenza fondamentale, espressamente prevista dall'art. 4 della legge 64/74, di assicurare un adeguato grado di protezione ai centri abitati in caso di eventi sismici.

E' ben noto, infatti, che altezze e numero dei piani degli edifici rappresentano dei fattori primari ai fini del maggiore o minore grado di affollamento del centro abitato, con inevitabili riflessi sulla vulnerabilità sismica dell'abitato stesso ove si consideri la necessità di garantire capillarmente in condizioni di emergenza, sia l'evacuazione della popolazione sia l'arrivo dei mezzi di soccorso.

In sostanza, con il D.M. 3.3.75 veniva riaffermato che nei Comuni ubicati in zone sismiche e privi di un Regolamento edilizio doveva osservarsi il rapporto 2/1, tra l'altezza massima dell'edificio e la larghezza della strada su cui prospetta, confermandosi con ciò il criterio di sicurezza già adottato nella precedente legge 1684 del 1962.

Tali prescrizioni venivano tuttavia limitate nella loro applicazione agli edifici con più di due piani prospettanti sulla strada e, pertanto, nel caso di edifici aventi non più di due piani in elevazione non sussisteva alcun obbligo circa il rapporto di 2 ad 1 fra altezza e larghezza stradale né quello di una larghezza minima della strada di metri dieci

Veniva inoltre messo in evidenza dalle stesse norme che le limitazioni in esse contenute non dovevano intendersi sostitutive delle analoghe limitazioni imposte dagli strumenti urbanistici.

Quindi, a differenza delle precedenti disposizioni di legge, le norme tecniche non impartivano alcuna direttiva circa la larghezza delle nuove strade o su quant'altro potesse direttamente formare oggetto della materia urbanistica.

Riguardo a tali aspetti, è invece da sottolineare l'importanza che un'adeguata previsione dei suddetti fattori, in sede di formazione o di revisione degli strumenti urbanistici, riveste nell'ambito della prevenzione del rischio sismico

Opportuni provvedimenti in tal senso vennero finalmente adottati con la legge n. 741/1981, ove all'art. 20, comma 2, stabilisce testualmente che: "Le Regioni emanano altresì norme per l'adeguamento degli strumenti urbanistici generali e particolareggiati vigenti, nonché sui criteri per la formazione degli strumenti urbanistici ai fini della prevenzione del rischio sismico."

Peraltro, non risulta che tale disposizione di legge abbia ancora trovato ampia applicazione.

Due significative modifiche al punto C.3 delle norme tecniche vennero apportate con l'aggiornamento di cui al D.M 19.6.84.

La prima di tali modifiche consisteva in una ulteriore limitazione per gli edifici prospettanti su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, i quali non solo, come già stabilito, non potevano elevarsi per più di due piani, ma la loro altezza non doveva superare 7 metri.

La seconda consisteva in una sorta di deroga alla disposizione sopra richiamata, che permetteva, limitatamente pero alle zone con grado di sismicità S=9,di realizzare edifici, su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima m 10, purché con le prescrizioni relative ad S=12. Dette prescrizioni, pur con qualche incertezza di carattere interpretativo, sono state lungamente utilizzate ed hanno altresì corrisposto, sia pure casualmente, all'esigenza di poter procedere, anche nelle zone sismiche, alla sanatoria di numerosi abusi edilizi concernenti sopraelevazioni di edifici prospettanti su strade di limitata larghezza.

Come precedentemente accennato, le prescrizioni formulate nel punto C.3 delle norme tecniche a seguito del citato D.M. 19.6.84 sono rimaste praticamente immutate sino al 5 giugno 1996. data di entrata in vigore del nuovo aggiornamento normativo approvato con il decreto del 16.1.1996.

L'attuale aggiornamento, sempre relativamente al punto C.3 riguarda esclusivamente il testo del primo comma, come si vedrà più avanti, e la soppressione dell'ultimo comma che consentiva, nelle zone con S=9, di costruire, su strade dl larghezza inferiore ai dieci metri, edifici di tre piani in elevazione e altezza massima metri dieci. In particolare al primo comma viene ora stabilito quanto segue:

"Quando un edificio con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto C.2 e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la sua altezza H, per

ciascun fronte dell'edificio verso strada, valutata con i criteri di cui al punto C.2, non può superare i seguenti valori, espressi in metri:

per $L \le 3$: H= 3per $3 \le L \le 11$: H= Lper L > 11: H=11+3 (L-11)

in cui con L viene indicata la minima distanza tra il contorno dell'edificio e il ciglio opposto della strada compresa la carreggiata.

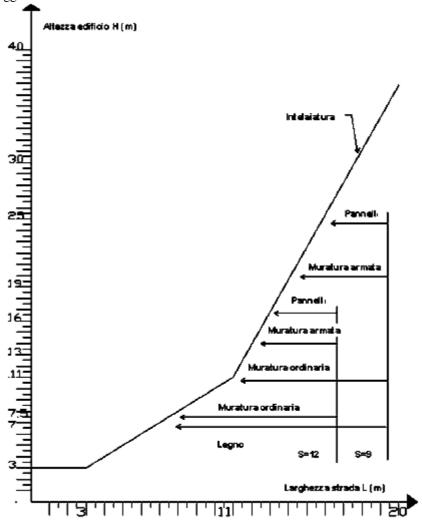


Fig. 4.1. D.M. 16.1.96, altezza massima edifici (punti C.2, C.3)

La Fig. 4.1 riporta in maniera visivamente immediata la situazione fissata dalle nuove norme mentre nella successiva Fig. 4.2 tale situazione viene messa a confronto, per maggior chiarezza limitatamente alle sole costruzioni a struttura intelaiata, con quella ammessa dalle precedenti norme.

Con le nuove disposizioni sono state quindi introdotte sensibili e progressive riduzioni delle altezze degli edifici laddove questi prospettino su strade di ampiezza limitata nella fascia sino a 7 metri.

Ovviamente, tale cambiamento, ancorché il testo della bozza dell'aggiornamento normativo in questione fosse già da molto tempo conosciuto (venne anche pubblicato sulla rivista Ingegneria Sismica n.2/90) non ha mancato, subito dopo l'emanazione della nuova normativa, di formare oggetto di esteso e vivo dibattito tra gli operatori del settore delle costruzioni e delle Amministrazioni locali.

In tale contesto ad esempio e' stato posto l'accento sulle implicazioni di carattere restrittivo che scaturirebbero dall'applicazione delle citate prescrizioni nei riguardi delle costruzioni da realizzarsi sulla base di previsioni

contenute negli strumenti urbanistici già approvati o in corso di approvazione alla data di entrata in vigore delle nuove norme sismiche.

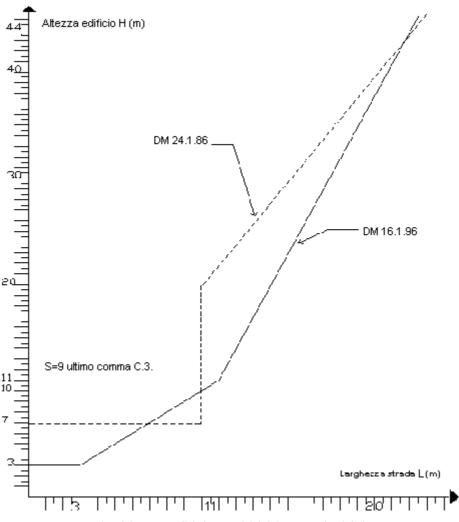


Fig. 4.2. Punto C.3 (D..M. 16.1.96 e D.M. 24.1.86)

Circa le suddette problematiche il Consiglio Superiore dei LL.PP., nell'evidenziare come le nuove norme facciano comunque salve tutte quelle situazioni in cui il procedimento relativo ad opere da realizzare si trovi già in una fase conclusiva (quale ad esempio il deposito del progetto ai sensi dell'art. 17 della legge 64), ha rilevato che appare, invece, irrilevante ai fini dell'applicazione della nuova normativa, la circostanza che nei piani regolatori già approvati o in corso di approvazione, siano previste prescrizioni diverse da quelle dettate dalle nuove norme.

Ciò in quanto per principio generale del diritto amministrativo, il diritto sopravvenuto si applica anche ai procedimenti in corso, salvo il caso in cui disciplini diversamente una fase già conclusa. Le previsioni di piano regolatore non sono ovviamente sufficienti a far ritenere concluso il procedimento per il rilascio dell'autorizzazione a costruire (art. 18 L. 64/74) in guisa che non sono sufficienti a precludere l'applicazione delle norme sopravvenute, che disciplinano le attività ancora da compiere.

Inoltre, in tale occasione, altri utili chiarimenti sono stati forniti dal Consiglio Superiore dei LL.PP. che ha anzitutto messo in evidenza come le limitazioni imposte dalle nuove norme alle altezze massime degli edifici, per larghezze stradali superiori ai 7-8 metri, non differiscono sostanzialmente dalle precedenti norme ove si consideri che, in generale, a prescindere dalle norme sismiche, altre discipline già prevedono limiti di distanza tra

fabbricati e strade (ad esempio l'art. 9 del D.M. 2.4.68 n. 1444, recante disposizioni ai fini della formazione dei nuovi strumenti urbanistici o della revisione di quelli esistenti).

Oltre a rammentare l'importante ruolo che rivestono gli strumenti urbanistici, anche ai fini della mitigazione del rischio sismico attraverso un'adeguata previsione dei fattori legati alle distanze stradali, il predetto Consesso ha quindi richiamato l'attenzione sulla circostanza che nell'esecuzione degli interventi relativi al tessuto edilizio esistente possa esser più opportunamente utilizzata la specifica disciplina di cui al punto C.9 delle norme (Interventi sugli edifici esistenti) in luogo della ricostruzione previa la totale demolizione dei fabbricati. In quest'ultimo caso, infatti, la ricostruzione dell'edificio dovrebbe avvenire nel rispetto anche del punto C.3 delle norme risultando quindi impossibile nella generalità dei casi per via della limitata ampiezza delle strade poste all'interno dei vecchi centri abitati.

Invece la realizzazione di interventi su edifici esistenti, conformi a quanto previsto dal punto C.9 delle norme, non e` subordinata al rispetto delle disposizioni di cui al punto C.3, salvo particolari casi, come ad esempio di sopra elevazione o di interventi che comportino un aumento del numero dei piani.

Peraltro nel caso dei centri storici è altresì possibile derogare all'osservanza delle norme tecniche ai sensi dell'art. 12 della legge 64/74, anche in casi particolari di ricostruzione previa totale demolizione dei fabbricati. In definitiva, dalle considerazioni che precedono appare chiaro che con le modifiche apportate al punto C.3 si è inteso migliorare specie sotto il profilo della vulnerabilità, il livello di sicurezza degli abitati.

Certamente la norma sarebbe risultata più incisiva ed efficace qualora si fossero introdotti anche dei coefficienti correttivi nel rapporto altezza - larghezza stradale per tener conto dell'indice di affollamento degli edifici prospettanti sulla strada e della dislocazione delle vie di fuga dai fabbricati.

Peraltro la stessa norma non tiene conto del grado di sismicità del territorio, salvo disporre, al penultimo comma, che nelle zone a bassa sismicità (S=6) devono essere rispettate solo le limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici. Invece, nei precedenti decreti del 1984 e 1986, proprio attraverso l'ultimo comma, ora soppresso, veniva in qualche modo operata una differenziazione delle limitazioni anche tra le due categorie di maggiore sismicità.

Passando ad esaminare più in dettaglio il testo del nuovo articolato, si vede, anzitutto, che la norma non fa più riferimento al numero di piani dell'edificio ma soltanto all'altezza del fabbricato.

Tale modifica, si riflette immediatamente sulla possibilità di realizzare eventuali piani sottotetto o eventuali piani interrati in raggiunta a quelli che normalmente vengono presi in considerazione ai fini della determinazione dell'altezza massima dell'edificio; tale altezza, come è noto, si valuta con i criteri fissati nel precedente punto C.2 che sono:

- massima differenza di livello fra il piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o del marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi;
- nel caso di copertura a tetto, detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

Pertanto, per quanto riguarda il piano sottotetto, è ora ininfluente il fatto che lo stesso sia destinato ad uso abitativo essendo sufficiente verificare che la quota d'imposta della falda rispetti il limite di altezza stabilito in relazione alla larghezza stradale.

Quanto alla possibilità di realizzare eventuali piani interrati o cantinati, è opportuno rammentare che inizialmente il DM 3.3.75 escludeva dal rispetto delle limitazioni delle altezze in funzione delle larghezze stradali soltanto quelle modeste costruzioni di complessivi due piani dentro e fuori terra che proprio per la loro limitata altezza potevano dare garanzia di stabilità per una più modesta oscillazione sotto la spinta sismica. In tal senso era ininfluente che la quota d'imposta di un edificio fosse inferiore a quella della strada.

Successivamente, a seguito delle modifiche introdotte dal DM 19.6.84, venne fornita dal Consiglio Superiore dei LL.PP. una più ampia interpretazione della norma stessa, come si evince dal seguente stralcio del voto n. 356 del 24.10.85 (riportato in Ingegneria Sismica n. 1/1986):

"In precedenti occasioni questa Sezione ebbe ad esprimere più volte il parere che, nel computo del numero di piani ammesso in fregio a strade di larghezza inferiore a dieci metri, dovessero considerarsi non solo quelli completamente fuori terra bensì anche quelli seminterrati o interrati".

"Tale interpretazione aveva la sua ragione di essere nella considerazione che nella normativa allora vigente veniva indicato quale solo limite della costruzione ammessa quello del numero dei piani."

"E' da rilevare che ai sensi del punto C.5 lettera i) potendosi realizzare piani di altezza di m 7.00 si veniva a determinare la possibilità di realizzare un edificio di quattordici metri di altezza fuori terra."

"Con l'entrata in vigore del decreto del 19.6.1984 oltre al numero dei piani, quale limite alle costruzioni su strade di larghezza inferiore a 10 metri, è stato introdotto l'altro limite dell'altezza massima pari a metri sette. Pertanto anche computando un eventuale piano interrato o seminterrato, verrebbe a realizzarsi un edificio che dallo spiccato delle fondazioni raggiungerebbe, un'altezza di metri 11 (7 fuori terra e quattro entro terra) e quindi inferiore ai m 14 sopra ricordati."

"Alla luce di quanto sopra appare quindi ammissibile la realizzazione su strade di larghezza inferiore a dieci metri di due piani completamente fuori terra più un eventuale piano interrato o seminterrato."

La formulazione attuale del primo comma del punto C.3, ha quindi reso superfluo il predetto indirizzo interpretativo; anzi in alcuni casi appare possibile anche la realizzazione di più piani al di sotto della quota stradale fissata come riferimento nel computo dell'altezza massima dell'edificio secondo quanto previsto in C.2. Si può vedere, ad esempio, come non risulti in contrasto con il dettato della norma, la realizzazione, in fregio ad una strada di larghezza inferiore o uguale a tre metri, di un edificio a struttura intelaiata avente oltre ad una limitata porzione fuori terra di altezza non superiore a tre metri, un numero indefinito di piani interrati (parcheggi multipiano, cinematografi, etc.).

Ovviamente nel precedente esempio si tiene conto del fatto che per le strutture intelaiate appare privo di significato il disposto di cui al quarto comma del punto C.2 che stabilisce: "nel caso che gli edifici abbiano un piano cantinato o seminterrato la differenza di livello (misurata sulla stessa verticale) tra il piano più elevato di copertura (o la quota d imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione può eccedere di non più di quattro metri i limiti stabiliti dalla precedente tabella 2." Come è noto, infatti, per gli edifici a struttura intelaiata la predetta tabella non impone alcuna limitazione all'altezza massima.

E' anche opportuno osservare che la formulazione attuale del primo comma del punto C.3 elimina ogni dubbio interpretativo circa la definizione di piano seminterrato, che, nella prassi amministrativa, si riteneva dovesse non fuoriuscire di oltre la meta` della sua altezza.

Viene ora esaminata un'altra questione rilevante sotto l'aspetto interpretativo della norma, che in passato ha suscitato non pochi dubbi e perplessità presso gli operatori del settore.

Come si ricorderà, in tutte le precedenti norme sismiche, emanate in forza della legge 64/74, il testo del primo comma del punto C.3 era formato da due parti distinte. Ad esempio, nel DM 24.1.86 il testo era così articolato: "Quando un edificio con più di due piani in elevazione e/o di altezza massima superiore a m 7.00 misurata con i criteri di cui al precedente punto C.2, con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto C.2 e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada, compresa la carreggiata, non deve essere inferiore a dieci metri nelle zone con grado di sismicità S=12 e S=9; l'altezza massima dell'edificio misurata come indicato nel precedente punto C.2, per ciascun fronte dell'edificio stesso, non deve essere superiore al doppio della suddetta minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada." Limitando le considerazioni che seguono alle parti della norma evidenziate, venivano, in sostanza a configurarsi due casi:

- edifici con un massimo di due piani in elevazione;
- edifici con più di due piani in elevazione.

Nel primo caso la norma non prevedeva alcun rapporto fra altezza dell'edificio e larghezza della strada. Viceversa nel secondo caso occorreva rispettare due condizioni: larghezza minima delle strade m 10.00 e rapporto fra altezza dell'edificio e larghezza stradale non superiore a due (v. pareri del Consiglio Superiore dei LL.PP. n. 477 del 24.11.83 e n. 445 del 25.10.84 riportati in Ingegneria Sismica n. 2/1985).

Inoltre con il voto n.488 del 22.11.84 (riportato nella stessa rivista) veniva chiarito che:

- "...ove si voglia assimilare alla strada lo spazio libero antistante un edificio, è chiaro come questo non debba essere cintato, altrimenti avrebbe sì la funzione di tutela dai crolli parziali, ma certamente verrebbe a mancare l'altra ma necessaria funzione cioè la possibilità di essere percorso dai pedoni per lo sfollamento."
- "Il fatto che lo spazio di che trattasi rimanga di proprietà privata, è da ritenere ininfluente purché, è da ribadire non sia impedita la circolazione pedonale."
- "D'altronde quanto sopra è chiaramente ed inequivocabilmente detto nel punto C.3 ove nel definire la 'strada' recita: "...lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale."

Dalle considerazioni espresse nei suddetti pareri si deduce che l'obbligo di lasciare non recintato lo spazio di arretramento atto a configurare una larghezza stradale complessiva (strada + spazio libero) non inferiore ai 10 metri, e quindi a poter realizzare edifici di oltre due piani scaturiva soprattutto dall'esigenza di assicurare

un'ampiezza stradale sufficiente per lo sfollamento delle persone specialmente in presenza di strade di modeste dimensioni.

L'interpretazione sopra riportata non sembra, tuttavia, strettamente aderente al testo della norma (ove è indicata soltanto la "minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada"), potendo, peraltro risultare in taluni casi eccessivamente cautelativa. Oltretutto è da considerare che la precedente legge 1684/1964 permetteva espressamente di computare "come larghezze libere di strade o come intervalli di isolamento, rispetto unicamente a ciascun erigendo edificio, le larghezze delle aree ammessevi lungo le fronti destinate a giardini, a cortile esterno o comunque non coperte, anche se cintate o sottratte all'uso pubblico o create con terrazzamento." Occorre poi considerare che le recenti modifiche introdotte dal DM 16.1.96 hanno come, già visto, fortemente ridimensionato il rapporto altezza dell'edificio - larghezza stradale, per cui potrebbero ritenersi almeno in parte attenuate le preoccupazioni dalle quali sembra esser scaturito l'orientamento interpretativo sopra citato. [Nota post-redazionale: Con voto n.176 reso nell'adunanza del 2.6.97, la Prima Sezione del Consiglio superiore dei LL.PP. ha ritenuto ininfluente, nell'ipotesi di arretramento del fronte dell'edificio dal ciglio stradale, il fatto che lo spazio antistante l'edificio sia o meno recintato, e quindi sottratto all'uso pubblico, purché coperto e funzionale all'esigenza fondamentale di assicurare, in caso di sisma, la percorribilità della sede stradale, anche in presenza di parziali ingorghi dovuti ad eventuali crolli.]

E' ancora da segnalare un'altra significativa variazione nel testo del primo comma del punto C.3, riguardante l'altezza H dell'edificio.

Mentre nel precedente decreto del 24.1.86, l'altezza massima veniva riferita a ciascun fronte dell'edificio stesso nella attuale formulazione l'altezza H dell'edificio, correlata alla minima distanza 'L' tra il contorno dell'edificio e il ciglio opposto della strada, e' riferita a ciascun fronte dell'edificio verso strada.

Pertanto la limitazione di altezza imposta dal punto C.3 sembra ora interessare soltanto le fronti dell'edificio verso strada; innovazione questa di non poco conto, ove si pensi che in precedenza, nel caso di edifici costituiti da un unico organismo statico, era opinione che la larghezza della strada andasse riferita all'intero complesso e quindi all'altezza maggiore. Al riguardo vengono illustrati nelle figure alcuni casi di costruzioni sinora considerati inammissibili in base alle previgenti norme.

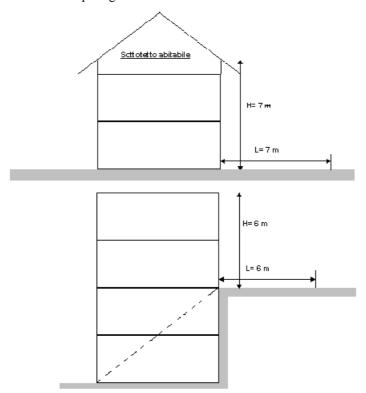


Fig. 4.3. Configurazioni ritenute inammissibili secondo il D..M. 24.1.86

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 5 - EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA (par. C.5.1, C.5.2)

(Mauro Mezzina, Giuseppina Uva)

SOMMARIO

- 5.1. Generalità 5.2
- 5.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 5.5
 - 5.2.1. Requisiti progettuali 5.5
 - 5.2.2. Regole generali (punto C.5.1) 5.6
 - 5.2.3. Regole specifiche per edifici in muratura ordinaria (punto C.5.2) 5.9
- 5.3. Commenti e miglioramenti possibili 5.23
- 5.4. Esempi di applicazione 5.25
 - 5.4.1. Verifica semplificata di un edificio in muratura ordinaria 5.25
 - 5.4.2. Verifica estesa di un edificio in muratura ordinaria 5.31
- 5.5. Conclusioni 5.47
- 5.6. Bibliografia 5.48

Cap. 5 - EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA (par. C.5.1, C.5.2)

(Mauro Mezzina, Giuseppina Uva)

5.1. GENERALITA'

Secondo la Normativa attualmente vigente in Italia, si intende per edificio in muratura ordinaria un organismo a uno o più piani avente struttura portante in elementi naturali (pietra) o artificiali (in laterizio normale o alleggerito in pasta, in calcestruzzo normale o alleggerito) collegati fra di loro e con le fondazioni e disposti in modo tale da resistere ad azioni verticali ed orizzontali.

Gli elementi sono organizzati in "sistemi" atti a garantire la risposta alle azioni applicate, individuabili in:

- muri sollecitati prevalentemente da azioni verticali (muri portanti);
- muri sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali (muri di controvento);
- solai piani.

Ai fini di un adeguato comportamento statico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento (Fig. 5.1)

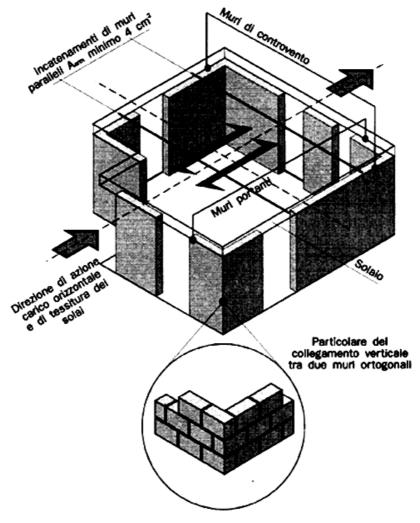


Fig. 5.1 - Concezione statica degli edifici a muratura portante (8).

La Norma definisce "ordinaria" un tipo di muratura omogenea che non presenti armature metalliche di inforzo, verticali e orizzontali. Una muratura è invece intesa "armata" quando si dota di rinforzi metallici che si considerano parte attiva ai fini della resistenza. In questo capitolo saranno presi in considerazione edifici realizzati in muratura "ordinaria"; alla muratura "armata" è riservata un'altra parte del presente Commentario.

Va subito evidenziato come una struttura muraria, in quanto "sistema continuo", oltre a sostenere i carichi, intervenga direttamente nella definizione spaziale dell'edificio, contribuendo ad assicurarne il valore estetico. La muratura, nell'assolvere a tre funzioni diverse, la portanza statica, la distribuzione planimetrica degli spazi e l'aspetto formale, fornisce al progettista la risposta più completa: in virtù delle sue caratteristiche intrinseche, garantisce il soddisfacimento contemporaneo dei più generali requisiti di qualità richiesti ad un sistema costruttivo (durabilità, efficacia statica, contenimento dei consumi energetici).

Secondo tali considerazioni la stretta connessione esistente tra i vari aspetti della definizione dell'opera (architettonico, strutturale, impiantistico) induce a ritenere imprescindibile, specie per le costruzioni in muratura, la definizione contestuale di tutte le varie fasi progettuali. È impensabile risolvere i problemi strutturali in maniera assolutamente avulsa dal contesto in cui si opera.

In ogni caso, e lo sottolinea anche la Norma, il concetto guida posto alla base di una corretta concezione strutturale di un edificio in muratura è legato alla cosiddetta *scatolarit*à: gli elementi resistenti, costituiti da due sistemi verticali di pareti disposti generalmente secondo due direzioni mutuamente ortogonali e da un sistema di elementi orizzontali (per lo più solai piani), devono essere efficacemente connessi, in modo da dar luogo ad un comportamento statico di natura scatolare, atto a resistere a sollecitazioni provenienti da qualsiasi direzione. Tale concezione strutturale fornisce al fabbricato un'ottima resistenza d'insieme, comprovata dal buon comportamento che hanno gli edifici in muratura, anche in zona sismica, se correttamente costruiti.

Altra peculiarità richiesta ad una corretta progettazione è la simmetria planimetrica dell'organismo: essa, se correlata alla esistenza di azioni orizzontali derivanti da un sisma, conduce alla eliminazione di ogni moto torsionale, ottimizzando la risposta del fabbricato (Fig. 5.2).

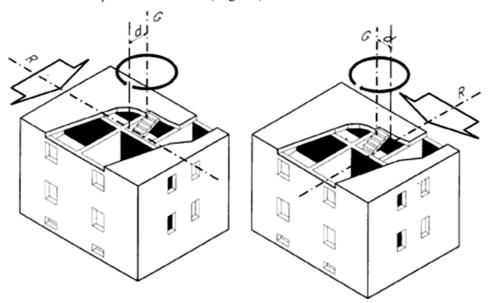


Fig. 5.2 - Eccentricità dell'azione sismica (8).

Un'analoga osservazione può essere prodotta per la distribuzione altimetrica degli elementi resistenti. Questi devono garantire l'uniformità della capacità reattiva dell'edificio ai vari piani: l'interruzione di una parete ad un livello inferiore è tale da indurre sollecitazioni aggiuntive sui rimanenti elementi resistenti (Fig. 5.3).

Per sottolineare l'importanza dei requisiti di scatolarità e regolarità spaziale, è opportuno ricordare alcuni concetti legati alla risposta di un edificio murario in relazione alla natura delle sollecitazioni indotte da un sisma. Queste sono conseguenza di un fenomeno dinamico molto complesso, correlato sia al moto del terreno durante un terremoto che alle caratteristiche di risposta dell'organismo colpito dal sisma. L'entità delle sollecitazioni, infatti, a parità di intensità, e cioè a parità di accelerazione misurata al suolo, varia in funzione delle caratteristiche proprie dell'edificio (rigidezza, smorzamento, livelli di soglia nella risposta degli elementi...), caratteristiche che spesso cambiano anche durante l'evento sismico stesso; esse hanno la capacità di amplificare l'input in funzione sia del periodo proprio dell'edificio, che delle sue capacità di smorzamento. In generale, e semplificando, si può affermare che un periodo proprio e uno smorzamento bassi portano a forti amplificazioni nelle accelerazioni trasmesse dal terreno.

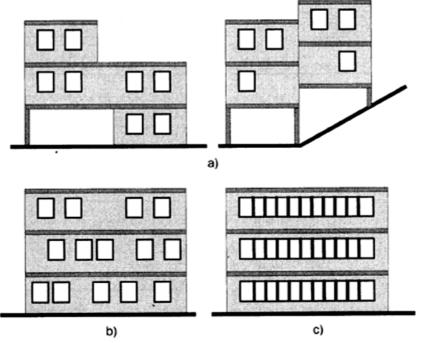


Fig. 5.3 - Regolarità in elevazione di un edificio (5).

Gli edifici in muratura, solitamente tozzi e ad elevata rigidezza traslazionale, esibiscono valori del periodo proprio così bassi da esaltare l'input sismico.

Tale effetto si legge molto chiaramente se si osserva l'andamento dello spettro di risposta sismico riferito ad un determinato sito. Infatti il periodo proprio di una struttura muraria non eccede, anche nel caso di edifici multipiano relativamente snelli, il valore 0.4 s (Fig. 5.4) e pertanto si pone in corrispondenza dei massimi livelli di amplificazione generati dal moto del terreno; cosicché le accelerazioni, e in definitiva le forze di inerzia che sollecitano la struttura, raggiungono livelli ragguardevoli. Questo fenomeno è però attenuato in quanto, con il progredire dell'evento sismico, la struttura inevitabilmente subisce dei fenomeni lesivi che, aumentando la deformabilità del complesso, portano il suddetto periodo proprio verso valori via via più elevati.

Contemporaneamente, la nascita del quadro fessurativo contribuisce ad elevare i già alti livelli di smorzamento propri del complesso murario, riducendo ulteriormente le sollecitazioni.

In buona sostanza è come se l'edificio in muratura, malgrado la presunta limitata duttilità posseduta dai singoli componenti, durante l'evento sismico si adatti alle sollecitazioni trasmesse, accompagnando il moto del terreno e limitando i suoi effetti catastrofici.

È proprio l'enfatizzazione di tali capacità di adattamento, la quale poggia essenzialmente sui due concetti di scatolarità e di regolarità spaziale, che contribuisce a far sì che un edificio murario correttamente progettato e costruito resista in maniera altamente affidabile alle sollecitazioni sismiche.

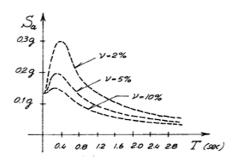


Fig. 5.4 - Spettro di risposta (1).

5.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Il quadro normativo che si presenta attualmente al progettista è abbastanza articolato (2, 3, 11, 12).

Esso è costituito da documenti che a volte si intrecciano in maniera quanto mai confusa e spesso contraddittoria. L'analisi comparativa di tutti i dispositivi è pertanto quanto mai utile, specie in relazione ad una materia (edifici in muratura ordinaria in zona sismica), che per la prima volta ha visto una individuazione normativa precisa.

Diversi sono i punti che nel Decreto si riferiscono agli edifici in muratura ordinaria. Infatti, oltre alle "Disposizioni generali" (lettera A) e ai "Criteri generali di progettazione" (lettera B), nelle parti che specificamente riguardano l'argomento, la muratura ordinaria è trattata per esteso alla lettera C "Edifici". Più in particolare, mentre i punti C.1, C.2, C.3 e C.4 forniscono norme dimensionali sulle altezze (in funzione del sistema costruttivo impiegato e della larghezza stradale) e sulle distanze tra edifici contigui, il punto C.5 è direttamente correlato agli edifici in muratura portante: esso ai paragrafi C.5.1 e C.5.2 fornisce le norme specifiche per l'argomento in parola.

Insieme al decreto attuativo, il Ministero ha emanato una Circolare esplicativa "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996", nella quale sono contenute tutte le disposizioni di dettaglio utili a chiarire e a rendere operativa in maniera inequivoca la legge.

È infine da segnalare che tutta la normativa relativa agli edifici murari in zona sismica va armonizzata con quanto prescritto dal D.M. 20/11/87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", dato che tale decreto è esplicitamente richiamato al punto C.5.1 (Regole generali) delle norme sismiche.

5.2.1. REQUISITI PROGETTUALI

Ai fini costruttivi, come è stato più volte evidenziato, i sistemi in muratura portante oggi ammessi sono:

- 1) muratura ordinaria;
- 2) muratura armata;
- 3) sistemi edilizi a pannelli portanti in muratura;
- 4) strutture miste.

In relazione al sistema costruttivo adoperato le scelte relative alla configurazione dell'edificio (altezza, configurazione in pianta, distanza mutua) variano: esse sono indicate ai punti C.1, C.2, C.3 e C.4.

Varia inoltre la modalità di dimensionamento o di verifica imposta dalla norma. Un criterio generale seguito dalla normativa è che più è regolare l'edificio, più è semplice il procedimento di verifica strutturale richiesto. Ciò è perfettamente in linea con i criteri progettuali evidenziati in precedenza, che assegnano alla semplicità strutturale un ruolo cruciale nella valutazione dell'efficacia statica di un edificio.

A questo proposito è da evidenziare come la norma inserisca le prescrizioni in due paragrafi distinti (punti C.5.1 e C.5.2), separando chiaramente le "Regole generali" dalle indicazioni specifiche per gli "Edifici in muratura ordinaria". Tale separazione, oltre che per ovvii motivi di chiarezza, è dettata anche dalla necessità di dividere le prescrizioni il cui soddisfacimento è inderogabile (regole contenute al punto C.5.1), da quelle il cui mancato rispetto comporta le necessità di una verifica numerica più puntuale. Questa seconda possibilità, fortemente innovativa rispetto al dettato della norma precedente, allinea gli edifici a struttura muraria agli altri sistemi costruttivi (cemento armato, acciaio...) per i quali la compatibilità normativa può essere comprovata attraverso procedimenti numerici di verifica.

5.2.2. REGOLE GENERALI (PUNTO C.5.1)

Rammentando che le regole contenute nel punto in esame riguardano tutti gli edifici in muratura portante, è opportuno sottolineare che, preliminarmente e conformemente a quanto stabilito dall'art. 3, 1° comma, della legge 2/2/74 n.64, è fatto obbligo di osservare le norme generali concernenti la sicurezza delle costruzioni, contenute nei vari Decreti riguardanti tale materia.

Tra gli altri, come già evidenziato in precedenza, è fatto richiamo preciso alla normativa contenuta nel D.M. 20/11/1987, specifica per gli edifici in muratura: "...Gli edifici in muratura debbono essere realizzati nel rispetto del decreto ministeriale 20 novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni, ove non in contrasto con le presenti norme..." (punto C.5.1)

Controlli sui materiali e certificazione

Così come prescritto nel D.M. 20/11/87 ed espressamente ribadito dalla Circolare 10/4/97 esplicativa delle norme sismiche, i controlli sui materiali vanno effettuati, sia all'origine, presso gli stabilimenti di produzione, sia in cantiere. In particolare si sottolinea l'obbligo da parte del direttore dei lavori di verificare che ciascuna fornitura (mattoni o blocchi) sia accompagnata dal relativo certificato d'origine, controllandone altresì la rispondenza alla normativa. Inoltre il direttore dei lavori può valutare l'opportunità di disporre ulteriori controlli.

Infine, è sancita la variazione della periodicità di certificazione per le prove di compressione sugli elementi, rispetto alle vecchie norme. Mentre infatti nel precedente decreto il periodo prescritto era di sei mesi, l'attuale norma prevede una periodicità di un anno.

Caratteristiche geometriche degli elementi

Le murature in zona sismica possono essere realizzate con elementi naturali o artificiali. In particolare questi ultimi devono appartenere esclusivamente alla tipologia degli elementi pieni o semipieni.

In pratica la norma, imponendo una percentuale massima nella foratura degli elementi pari al 45%, impedisce l'utilizzo degli elementi "forati", ammessi invece come elementi resistenti in zone non sismiche. Più in particolare le percentuali geometriche cui si fa riferimento nel D.M. 20/11/87 sono raccolte nelle due tabelle seguenti, per elementi in laterizio o in calcestruzzo.

Tab. 5.1

| Elem enti resistenti in laterizio | | | | | |
|-----------------------------------|-------------------------|----------------------------|--|--|--|
| tipo | percentuale di foratura | area media sez. norm. foro | | | |
| E1em enti pieni | φ≤15% | f≤9 cm² | | | |
| E1em enti semipieni | 15% < φ ≤ 45% | f≤12 cm² | | | |
| Elem enti forati | 45% < φ≤55% | f≤15 cm² | | | |
| E1em enti resist | | | | | |
| tipo | percentuale di foratura | | | | |
| E1em enti pieni | φ≤15% | | | | |
| E1em enti semipieni | 15% < φ ≤ 45% | | | | |
| E1em enti forati | 45% < φ≤55% | | | | |

E' opportuno sottolineare che le disposizioni precedenti sanciscono la cancellazione di fatto dalla normativa sismica del cosiddetto vecchio "blocco sismico". Infatti tutte le limitazioni dimensionali prescritte sono attinte dalle stesse disposizioni normative, a prescindere dall'impiego dell'elemento resistente in zona sismica o meno.

Resistenza minima per mattoni o blocchi

Una ulteriore limitazione riguarda i requisiti minimi di resistenza dei mattoni o dei blocchi, sia nella direzione dei carichi verticali, che in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura (solo per gli elementi semipieni). E' da notare che le nuove disposizioni impongono, come è logico, prescrizioni tensionali in termini di valore caratteristico:

 $\begin{array}{ll} \textbf{f}_{bk} \geq 7 \text{ N/mm}^2 & \text{(per gli elementi pieni);} \\ \textbf{f}_{bk} \geq 5 \text{ N/mm}^2 & \text{(per gli elementi semipieni nella direzione dei carichi verticali);} \\ \textbf{f}_{bk} \geq 15 \text{ N/mm}^2 & \text{(per gli elementi semipieni nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura).} \end{array}$

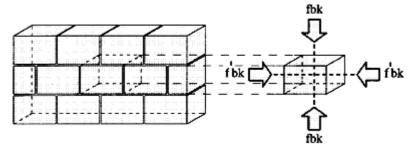


Fig. 5.5 - Valori di resistenza minima dei blocchi (13).

Orizzontamenti

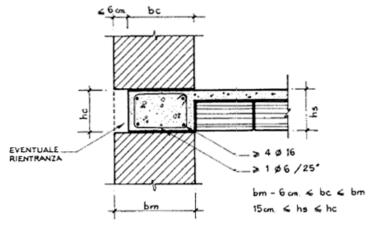
Anche nel nuovo decreto è stato mantenuto il divieto di impiego in zona sismica di orizzontamenti realizzati con strutture spingenti (archi, volte...). Ne è ammessa l'utilizzazione solo a patto di eliminare la spinta trasmessa alle strutture verticali attraverso l'impiego di tiranti o cerchiature o ancora idonee disposizioni strutturali atte a riportare la spinta di cui sopra alle strutture di fondazione.

Un ulteriore requisito che deve essere posseduto dalle strutture sub-orizzontali riguarda la loro capacità di collegamento delle strutture verticali. Tali solai, infatti, proprio per permettere la costituzione di un organismo

scatolare devono essere così rigide nel loro piano da consentire la ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri maestri.

Cordoli di piano

L'efficacia del collegamento tra tutti gli elementi resistenti, muri verticali e strutture orizzontali, deve essere garantita dall'esistenza di appositi cordoli di piano realizzati in c.a. La loro larghezza deve



essere pari a quella della muratura sottostante, eventualmente al netto di 6 cm dal filo esterno. Tale tolleranza dimensionale è opportuna per consentire un'efficace coibentazione termica o il rivestimento dei marcapiano. L'altezza di detti cordoli deve essere almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore a 15 cm.

Le norme prescrivono infine che i cordoli siano armati con ferri longitudinali di area almeno pari a 8 cm² e di diametro non inferiore a 16 mm; le staffe devono avere diametro

non inferiore a 6 mm einterasse non superiore a 25 cm

Fig. 5.6 - Arretramento del filo esterno del cordolo (13).

Nei solai realizzati con travi metalliche o con travetti prefabbricati è necessario prevedere un adeguato collegamento di tali elementi ai cordoli di piano. In particolare travi e travetti devono essere prolungati nei cordoli per una lunghezza non inferiore a metà della larghezza del cordolo stesso, e comunque non inferiore a 12 cm. Le travi metalliche, inoltre, devono essere munite di appositi ancoraggi.

Configurazioni d'angolo

Una significativa novità rispetto alle vecchie norme è relativa all'obbligo di realizzare "risvolti" di muratura di lunghezza pari ad almeno 1 m, in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali. La presenza di zone d'angolo "rinforzate" è cruciale per un buon funzionamento della scatola strutturale muraria sotto sisma.

In Fig. 5.7 sono riportate sia "configurazioni d'angolo corrette" che "configurazioni d'angolo non ammesse"; riguardanti esclusivamente le zone perimetrali d'angolo. E' da notare infine che la lunghezza di 1 m di tali "risvolti" è comprensiva anche dello spessore del muro ortogonale.

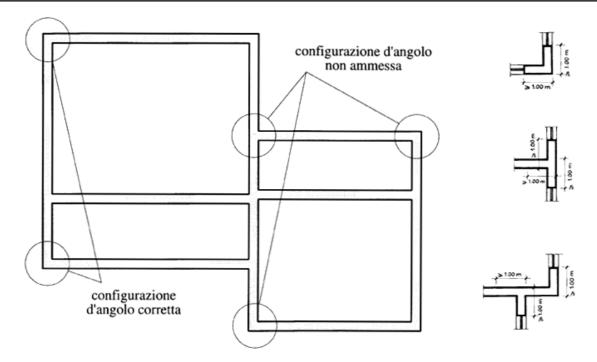


Fig. 5.7. Configurazioni ammesse e non degli angoli del fabbricato (13).

Muri in calcestruzzo armato

La lettera g) del punto C.5.1 consente la realizzazione di muri in calcestruzzo armato in corrispondenza del piano interrato o seminterrato. Questi muri dovranno avere spessore almeno pari a quello della muratura sovrastante.

5.2.3. REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA (PUNTO C.5.2)

Preliminarmente è da osservare che le Istruzioni contenute nella Circolare Ministeriale sottolineano l'introduzione nell'attuale Decreto di alcune modifiche, concettualmente importanti, che consentono un'ampia libertà progettuale nella realizzazione degli edifici in muratura ordinaria. Infatti, fermo restando il rispetto dei principi e delle regole generali contenute nel precedente punto C.5.1, possono adottarsi per la verifica sismica dell'edificio gli stessi criteri di calcolo previsti al punto C.9.5 per l'adeguamento degli edifici esistenti. In tal caso non è necessario tener conto delle prescrizioni morfologiche e costruttive indicate nel punto C.5.2, che invece devono essere applicate quando si esegua il procedimento di verifica semplificato.

Configurazione di pianta

La prima disposizione indicata al punto C.5.2 riguarda la complessità volumetrica dell'edificio.

Infatti il legislatore ha voluto enfatizzare un concetto che è già stato sottolineato in precedenza: un edificio resiste bene alle sollecitazioni sismiche se è il più possibile compatto e simmetrico. Tale requisito deve ovviamente riguardare non solo l'aspetto esterno del manufatto, ma anche la configurazione dei vari elementi resistenti individuati all 'interno della compagine strutturale.

Così la norma richiede esplicitamente che la pianta sia il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; essa, inoltre, se rettangolare, deve avere un rapporto tra i due lati, al netto dei balconi, almeno

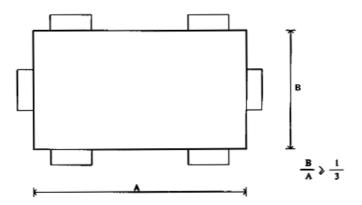


Fig. 5.8 - Rapporto di compattezza in pianta.

ad 1/3. Infine, anche la distribuzione delle aperture nei muri, in pianta ed in alzato, deve essere tale da garantire la suddetta simmetria.

Interasse tra i muri maestri

Ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali ad interasse non superiore a 7 m.

Architravi

E' necessario disporre architravi al di sopra di vani porta e finestra, efficacemente ammorsati nella muratura d'ambito.

Fondazioni

E' possibile realizzare le fondazioni con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato di dimensioni ed armatura conformi a quanto prescritto per i cordoli di piano al punto C.5.1.

Se si realizzano le fondazioni con muratura, queste devono presentare un aumento di spessore almeno pari a 20 cm.

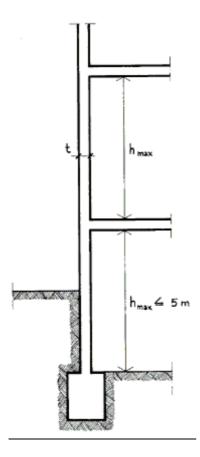
Limitazioni di altezza di vano

La distanza massima fra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non può superare i 5 m. Inoltre la massima snellezza dei setti murari non può superare il valore 12. La definizione di snellezza di una muratura è fornita nel D.M. 20/11/87 al punto 2.2.1.3 "Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0/t in cui: $h_0 = lunghezza libera di inflessione del muro pari a <math>\rho$ h; $t = spessore del muro. Sono indicati con h: l'altezza interna di piano; <math>\rho$: il fattore laterale di vincolo. Il fattore ρ assume il valore 1 per muro isolato, ed i valori indicati nella seguente tabella quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20 cm, posti ad interasse "a".

Se il generico muro trasversale ha delle aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assumerà ρ =1."

Tab. 5.2

| | Valori di ρ |
|-------------|----------------|
| Wa ≤0.5 | I |
| 0.5 < Wa ≤1 | 3/2 - Wa |
| h/a > l | $1/[1+(Na)^2]$ |



Caratteristiche della malta

I giunti nella struttura muraria devono essere realizzati utilizzando malta cementizia. Nel caso in cui si faccia riferimento alle malte cementizie M1 ed M2 definite nel D.M. 20/11/1987, la loro composizione volumetrica deve essere conforme alle quantità di seguito riportate: - malta M1: 1 parte di cemento e 3 di sabbia; - malta M2: 1 parte di cemento, 0.5 parti di calce idraulica e 4 parti di sabbia. Le caratteristiche dell'acqua di impasto, della sabbia e dei leganti sono specificate al punto 1.2.1 delle predette norme.

Fig. 5.9 - Altezza di vano (7)

Muratura listata

Per gli edifici con non più di due piani fuori terra è ammesso l'uso di muratura listata con l'impiego di malta cementizia. La listatura deve essere realizzata mediante fasce di conglomerato semplice o armato oppure mediante ricorsi orizzontali costituiti da almeno tre corsi in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore ad 1.6 m ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro. Gli spessori dei muri devono essere non inferiori a quelli indicati nella seguente tabella:

Tab. 5.3.

| spessore dei muri in pietrame listato | | | | | | |
|---------------------------------------|-------|-------|--------|--|--|--|
| | S = 6 | S = 9 | S = 12 | | | |
| piano secondo | 40 | 40 | 50 | | | |
| piano primo | 40 | 40 | 65 | | | |
| piano cantinato | 55 | 55 | 80 | | | |

La Circolare Ministeriale di commento specifica che per la realizzazione di edifici nuovi in muratura listata non è prevista nessuna verifica di sicurezza alternativa alle regole di dimensionamento su riportate, che sono da ritenersi inderogabili. Inoltre nella stessa Circolare si specifica che gli spessori riportati nella precedente tabella si riferiscono ad un edificio costituito dal massimo numero di piani consentiti dalla norma; quindi nel caso in cui l'edificio, nel suo complesso, sia costituito da un minor numero di piani, gli spessori minimi dei relativi muri devono essere assunti opportunamente scalando le righe della tabella stessa.

Spessore minimo delle murature

Le murature devono avere uno spessore minimo di 24 cm, al netto dell'intonaco.

Aperture nei muri e individuazione degli elementi resistenti

Le aperture praticate nei muri devono essere verticalmente allineate; in alternativa, ai fini della valutazione dell'area resistente si prendono in considerazione per la verifica del generico piano esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

Non sono da prendere in considerazione, ai fini del calcolo della percentuale di muratura resistente, i muri aventi rapporto altezza/lunghezza superiore a 3.

Verifica dell'area della sezione di muratura resistente

Nel caso in cui l'edificio sia conforme a tutte le prescrizioni indicate ai punti C.5.1 e C.5.2, la verifica sismica può essere omessa In tal caso è però necessario effettuare alcune verifiche sostitutive. La prima riguarda la quantità di elementi resistenti presenti nell'organismo strutturale secondo le due direzioni orizzontali in grado di resistere all'azione sismica. In particolare la normativa prescrive che nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali semipieni, ovvero in pietra naturale squadrata con elementi di resistenza caratteristica a compressione non inferiore a 3 N/mm², l 'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio, e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alle tabelle 5.4a e 5.4b in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali. Nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali pieni, l 'area suddetta non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 5.4a e 5.4b dividendo ciascuna percentuale per 1.25.

Nel caso di murature realizzate in pietra naturalesquadrata, costituita da elementi di resistenza caratteristica inferiore a 3 N/mm², l'area suddetta deve essere adeguatamente incrementata sulla base di motivate valutazioni e comunque non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 5.4a e 5.4b moltiplicando ciascuna percentuale per il rapporto $3/f_{bk}$ ove f_{bk} è il valore della resistenza caratteristica degli elementi (espresso in N/mm²).

Tab. 5.4a

| | Area resistente ai vari piani (%) (zone con S = 12) | | | | |
|-------------------|--|---|---|---|--|
| | piano I piano II piano III piano IV | | | | |
| Edifici a 1 piano | 6 | - | - | - | |
| Edifici a 2 piani | 6 | 6 | - | - | |
| Edifici a 3 piani | 7 | 6 | 6 | - | |
| Edifici a 4 piani | 7 | 7 | 6 | 6 | |

Tab. 5.4b

| | | Area resistente ai vari piani (%) | | | | |
|-------------------|---------|------------------------------------|---|---|---|--|
| | | (zone con S = 9 oppure con S = 6) | | | | |
| | piano I | piano I piano III piano IV piano V | | | | |
| Edifici a 1 piano | 5 | - | - | - | - | |
| Edifici a 2 piani | 5 | 5 | - | - | - | |
| Edifici a 3 piani | 6 | 5 | 5 | - | - | |
| Edifici a 4 piani | 6 | 6 | 5 | 5 | - | |
| Edifici a 5 piani | 7 | 7 | 6 | 6 | 5 | |

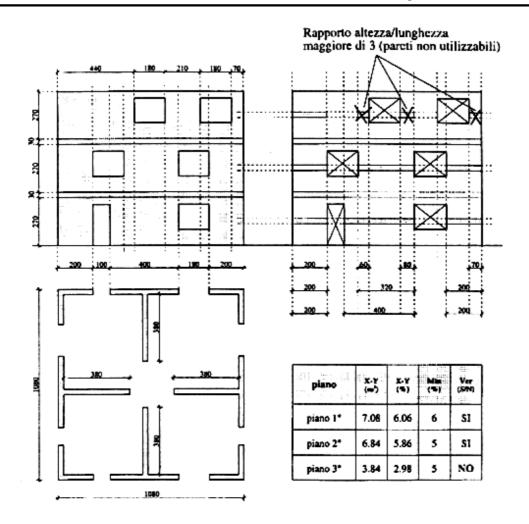


Fig. 5.10 - Esempio di determinazione delle aree delle murature reagenti (13).

Verifica tensionale media

Oltre alle verifiche geometriche su riportate, il procedimento semplificato prevede, in analogia a quanto imposto per gli edifici murari ricadenti in zone non sismiche, anche una verifica tensionale media:

$$\sigma = N / 0.50 A < \overline{\sigma}_{m}$$

con il seguente significato dei simboli:

N =carico verticale totale relativo al piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame;

 σ_m = tensione base ammissibile della muratura prevista per le varie classi di resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Tale verifica deve essere effettuata, di regola, per i muri del piano più basso dell'edificio nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni: - gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore; - l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore.

Ulteriori verifiche

Come è ovvio, il decreto, oltre alle verifiche specifiche su riportate, prescrive anche che l'edificio risulti conforme a tutte le altre normative interessate. In particolare si richiama la necessità di effettuare ulteriori verifiche, ove necessario, nei riguardi dei carichi verticali e delle azioni orizzontali dovute al vento, nonché nei riguardi del terreno di fondazione.

Edifici che non rispettano tutte le prescrizioni presenti al punto C.5.2.

Se un edificio non è conforme a qualcuna o a tutte le prescrizioni indicate al punto C.5.2, fermo restando il rispetto dei principi e regole generali contenuti al punto C.5.1, può comunque essere considerato a norma, purché sia sottoposto a verifica sismica con gli stessi criteri di calcolo previsti dal punto C.9.5 per l'adeguamento degli edifici esistenti.

Schema strutturale

Una corretta verifica della capacità portante di un edificio in muratura ordinaria soggetto ad azione sismica deve basarsi sulla comprensione del suo funzionamento meccanico (4, 6, 10, 5, 7). Questa non può che derivare dall'analisi dei danni provocati da passati eventi sismici su edifici esistenti e da indagini sperimentali. L'esame dei risultati ha mostrato che il comportamento della generica parete sottoposta a carico orizzontale dipende dai seguenti fattori: posizione nel sistema strutturale; geometria (rapporto altezza/lunghezza); rapporto tra carico verticale ed orizzontale ed infine proprietà meccaniche dei materiali.

Semplificando ed ipotizzando che il terremoto abbia una direzione principale d'azione, il comportamento dell'elemento resistente è da valutarsi in maniera diversa a seconda che esso sia disposto in direzione perpendicolare o parallela all'azione sismica.

Infatti una parete isolata, soggetta a forze ortogonali al suo piano medio, ha una resistenza a queste ultime molto limitata. Essa contrasta gli effetti ribaltanti grazie all'azione stabilizzante del suo peso proprio, azione solitamente insufficiente a scongiurare il collasso fuori del piano. Viceversa, quando il maschio murario è investito da azioni contenute nel suo piano medio, esibisce una resistenza estremamente più elevata, attivando modalità di collasso che variano a seconda dei parametri geometrici e meccanici in gioco.

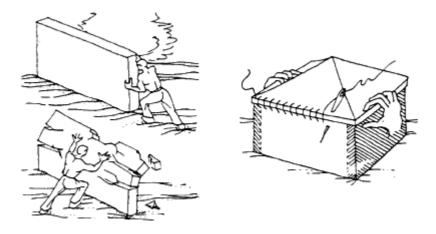


Fig. 5.11 - Schemi di comportamento (10).

Tipiche modalità di crisi in questo caso sono:

- rottura per taglio-scorrimento, caratterizzata da dislocazione orizzontale della parete in corrispondenza dei giunti di malta, attivata per un basso livello del carico verticale;
- rottura per fessurazione diagonale, associata ad un valore elevato della tensione principale di trazione, che, raggiungendo la resistenza della muratura, innesca la rottura nella direzione delle isostatiche di compressione;
- rottura per flessione (ribaltamento), caratterizzata dal raggiungimento della tensione di plasticizzazione nelle fibre più compresse della sezione di base della parete.

A causa della differente resistenza (e rigidezza) dell'elemento portante nelle due condizioni descritte in precedenza, il comportamento dell'edificio è modellato considerando opportunamente la collaborazione tra i due ordini di elementi resistenti: ortogonali e paralleli all'azione sismica.

Infatti negli edifici murari di nuova realizzazione una corretta progettazione consente di fare affidamento sul comportamento scatolare del fabbricato e quindi garantisce una buona collaborazione tra i due ordini di pareti portanti, grazie all'esistenza di diaframmi di piano. Questi, saldamente solidarizzati ai maschi murari attraverso cordoli in c.a. che assicurano l'azione di cerchiaggio e di incatenamento, ripartiscono efficacemente le forze orizzontali che investono l'edificio tra i vari ordini di elementi portanti.

In questa maniera ad essere chiamati in causa sono i setti posti in direzione parallela al sisma, in grado di esplicare la loro resistenza nella maniera più efficace, vale a dire tramite il loro comportamento tagliante.

Le sollecitazioni dovute a carichi ortogonali, viceversa, restano confinate a livello "locale", nelle fasce comprese tra gli incatenamenti di piano, che poi le trasmettono ai setti trasversali.

In definitiva, è possibile distinguere le fasi di calcolo dell'edificio in due passi:

- a) verifica locale, riguardante le pareti investite ortogonalmente dal sisma;
- b) verifica globale del fabbricato.

A ciascuna di queste verifiche deve essere preventivamente associato un opportuno schema statico, per poter valutare le sollecitazioni di calcolo.

a) Schema strutturale "locale"

La singola parete, investita ortogonalmente dal sisma, può essere modellata in diverse maniere.

Il modello più completo consiste nell'assimilare il pannello, nella zona compresa tra due impalcati consecutivi, come una piastra inflessa vincolata al contorno. In alternativa, se i vincoli laterali rappresentati dalle pareti di bordo sono ritenuti inefficaci, si può adottare per il maschio uno schema monodimensionale a trave, la quale potrà essere continua, su appoggi costituiti dai diversi solai, o limitata alla singola tesa, semplicemente appoggiata agli impalcati di bordo, secondo lo schema "dell'articolazione" esplicitamente richiamato dal D.M. 20/11/87. Quest'ultimo è lo schema più frequentemente utilizzato per l'analisi locale, in quanto le sollecitazioni sono determinate in maniera isostatica, prescindendo dalle non-linearità presenti nel comportamento delle pareti, che influenzerebbero le soluzioni ottenute su schemi di calcolo iperstatici.

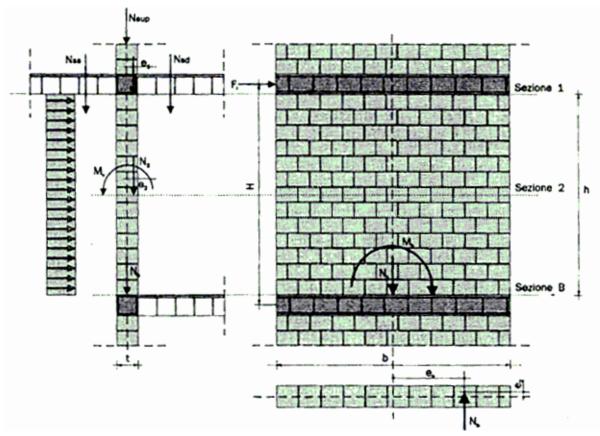


Fig. 5.12 - Schema strutturale "locale".

b) Schema strutturale "globale"

In questo caso la modellazione strutturale deve essere in grado di cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento complessivo della scatola muraria.

Per quanto riguarda il funzionamento degli orizzontamenti, nel caso di edifici di nuova costruzione, essi sono dotati certamente di rigidezza estensionale sufficiente per poter adottare l'ipotesi di piano infinitamente rigido.

La modellazione delle pareti presenta invece maggiori difficoltà. Infatti, per tener conto realisticamente dell'effettivo comportamento della struttura muraria, occorrerebbe adottare modelli capaci di cogliere la complessità del legame costitutivo, caratterizzato da non-linearità, presenza di una fase plastica con degrado di resistenza e rigidezza, fenomeni di dissipazione isteretica. Siffatti modelli, oltre ad essere estremamente complessi e ancora in fase di studio, sono piuttosto difficili da gestire praticamente per l'analisi di strutture reali, in quanto utilizzano algoritmi computazionali di grande onerosità.

Come alternative di minore impegno per il progettista si possono proporre altri approcci, che introducono delle semplificazioni più o meno spinte rispetto alle modellazioni più sofisticate, in grado di fornire una valutazione più punitiva del carico limite della struttura, ma più facilmente gestibile e controllabile.

La norma impone esclusivamente che la modellazione simuli in maniera appropriata il comportamento spaziale della scatola muraria sotto sisma, sino alla rottura, suggerendo di adottare leggi costitutive di tipo elasto-plastico con controllo della duttilità. Essa però non fornisce alcuna indicazione sulle modalità di crisi da porre in conto, poiché le stesse dipendono in maniera sostanziale dall'organizzazione complessiva degli elementi resistenti.

Una strada possibile è adottare il metodo P.O.R., già proposto nella Circolare Ministeriale LL.PP. n°21745 del 30/7/81, "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma".

A tal proposito si riporta di seguito quanto contenuto nel punto 3.1.1 -Verifica sismica, della succitata circolare: "...Nel caso di pareti poco snelle e quindi funzionanti prevalentemente a taglio, quali possono generalmente considerarsi quelle di edifici di limitata altezza (2 o 3 piani) e con fasce di piano tra le aperture contigue e sovrapposte molto rigide e di sufficiente resistenza, il collasso si realizza in genere per la rottura a taglio degli elementi murari verticali (maschi) - vedi figura 1a - e la verifica può essere condotta con il metodo esaurientemente illustrato in appendice. Quando invece le ipotesi precedenti non sono soddisfatte o per la snellezza delle pareti, come avviene per edifici relativamente alti (4 piani ed oltre) o per l'insufficiente rigidezza e/o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio (figura 1b). La verifica dovrà allora condursi con metodi di calcolo che tengano opportunamente conto delle prevedibili modalità di collasso.

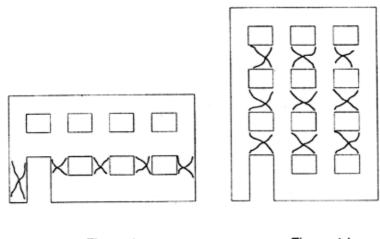


Figura 1.a Figura 1.b

A favore della sicurezza e rinunciando a qualsiasi redistribuzione delle forze in fase elasto-plastica, le pareti possono essere verificate schematizzandole come telai elastici piani.

Nel caso di pareti notevolmente snelle, particolare attenzione sarà dedicata al trasferimento dei carichi verticali da un ritto all'altro del telaio di calcolo, dovuto ai momenti di continuità delle travi..."

Tali considerazioni combaciano perfettamente con i risultati sperimentali, che hanno permesso di osservare in maniera dettagliata i fenomeni salienti nel collasso di una parete muraria soggetta ad azioni orizzontali nel suo piano.

- a) al crescere delle azioni orizzontali, le fasce di piano sono cimentate in maniera crescente a flessione e taglio; b) a causa della assenza di sforzo normale nei pannelli sottofinestra la resistenza a taglio delle fasce è limitata, per cui queste ultime subiscono immediatamente fenomeni di fessurazione evidenti;
- c) le sollecitazioni di flessione e taglio nelle fasce di piano decomprimono i maschi "sopra vento" (direttamente investiti) a discapito dei maschi "sotto vento", con conseguente diminuzione dello sforzo normale e variazione delle capacità portanti;
- d) il collasso della parete si determina solitamente per cedimento finale dei maschi al piano inferiore;
- e) come già descritto in precedenza, il meccanismo di rottura nei maschi non è sempre lo stesso; alcuni maschi manifestano rottura per taglio-scorrimento, altri per fessurazione diagonale, altri infine per ribaltamento

("flessione"), in conseguenza della diversa loro geometria ed entità dell'azione assiale da valutare tenendo in conto anche l'effetto del momento ribaltante delle azioni esterne.

Appare quindi evidente che il calcolo allo stato limite ultimo con il metodo proposto nell'Appendice alla Circolare su richiamata (metodo P.O.R.) ha significato solo per un determinato tipo di strutture murarie: vecchi edifici tozzi, con facciate limitatamente forate e con una forte componente di carico verticale dovuta al peso delle murature. Non è di solito questo il caso degli edifici nuovi in muratura, che in generale sono caratterizzati da mancanza quasi totale delle fasce rigide di piano, che ospitano l'alloggiamento delle tapparelle o, nel sottofinestra, i corpi scaldanti, e da una maggiore incidenza di aperture. In questi casi è di fondamentale importanza il controllo dei meccanismi di fessurazione e di rottura anche nei traversi.

Inoltre, il fatto che il metodo conduca l'analisi della capacità portante piano per piano, senza esaminare gli effetti dovuti al momento ribaltante globale delle forze esterne, fa variare in maniera sensibile i meccanismi di rottura nei maschi, poiché l'azione assiale negli stessi non è determinata in maniera esatta.

Ultima incompletezza del metodo è la valutazione della capacità portante ultima del singolo maschio in funzione dell'unico meccanismo di rottura per taglio - fessurazione diagonale.

In effetti, quest'ultimo errore è facilmente eliminabile considerando la resistenza a taglio del maschio murario uguale alla minima fra le resistenze associate ai meccanismi più volte richiamati in precedenza (5,14):

a) rottura per taglio - scorrimento:

$$V_{s} = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot c + \mu \cdot \sigma_{0}}{1 + \frac{3 \cdot c}{\sigma_{0}} \cdot \frac{h_{0}}{l}} = l \cdot t \cdot \tau_{u, s};$$

b) rottura per fessurazione diagonale:

c) ribaltamento:
$$V_t = \frac{f_t \cdot I \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}};$$

$$V_r = \frac{M_u}{h_0} = \frac{N \cdot I}{2h_0} \cdot \left(1 - \frac{N}{0.85 f_u \cdot I \cdot t}\right)$$

(l, \mathbf{t} = larghezza e spessore del maschio; \mathbf{h}_0 = distanza del punto di momento nullo dalla sezione considerata; \mathbf{N} = azione assiale nel maschio; $\mathbf{\sigma}_0$ = tensione normale media; \mathbf{f}_u = resistenza a compressione della muratura; \mathbf{f}_t = resistenza per fessurazione diagonale; \mathbf{b} = coefficiente correttivo dipendente dalla snellezza del pannello (solitamente compreso tra 1.5 per pareti snelle, e 1.1 per pareti tozze); $\mathbf{c}, \mathbf{\mu}$ = coesione e coefficiente d'attrito relativi alla rottura per taglio - scorrimento).

Viceversa, sia l'equilibrio globale al ribaltamento dell'edificio, sia il comportamento delle fasce di piano possono essere modellati solo a patto di cambiare drasticamente l'algoritmo risolutivo.

Nei casi in cui si ritiene di cruciale importanza il controllo di questi ultimi aspetti è allora opportuno non utilizzare il metodo P.O.R. e, al limite, rinunciando ai vantaggi derivanti dalla valutazione del comportamento post-elastico dell'edificio, limitarsi a determinarne la risposta in termini puramente elastici. In tal caso possono essere utilizzate, con ottimi risultati, sia modellazioni della singola parete a telaio piano con nodi rigidi, sia schemi ad elementi finiti di complessità variabile, in funzione del grado di approfondimento richiesto.

È altresì possibile ricorrere, per la valutazione del carico ultimo della parete ad un'analisi limite, applicata ipotizzando opportune modalità di collasso plastico per attivazione di cinematismi.

Naturalmente il meccanismo di rottura adottato deve essere tale da cogliere le caratteristiche proprie degli edifici in muratura nuova, caratterizzati da fenomeni di fessurazione e rottura anche nei traversi. Un esempio di un'analisi di questo tipo si può trovare in 7.

È opportuno sottolineare che utilizzando le metodologie proprie dell'analisi limite per collasso plastico, evidentemente, non è possibile mantenere alcun controllo sulla duttilità attinta all 'atto del collasso.

Verifica sismica

Sulla base degli schemi strutturali adottati a livello "locale" e "globale", è possibile effettuare le verifiche secondo quanto previsto dalla norma.

Il punto C.9.5.3 prescrive che la verifica delle strutture in elevazione vada eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al punto C.6.

Esso, in buona sostanza, impone di effettuare la verifica dell'edificio valutandone la risposta allo stato limite ultimo .

Circa il metodo da adottare per la verifica allo stato limite ultimo dei vari maschi, è da sottolineare che, conformemente a quanto riportato al punto C.5.1 delle norme sismiche, quando lo si riterrà opportuno, si farà riferimento al punto 2.4.2 "Verifiche di sicurezza con il metodo semiprobabilistico agli stati limite", del D.M. 20/11/87.

1. Verifica "locale" per rottura orizzontale della generica tesa tra due orizzontamenti vincolanti successivi:verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

- a) valutazione dei carichi verticali agenti sulla parete, conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16/1/96, applicati con le eccentricità convenzionali normative (punto 2.2.1 del D.M. 20/11/87);
- b) determinazione dei carichi orizzontali sismici affetti dal moltiplicatore C· β (punto C.9.5.3. del D.M. 16/1/96);
- c) analisi delle sollecitazioni secondo lo schema prescelto e determinazione delle eccentricità risultanti:
- e₁ nella sezione di sommità ed e₂ nella sezione di mezzeria; dei coefficienti di eccentricità m_1 ed m_2 (m_1 , $m_2 \le 2$); della snellezza della parete $\lambda = \rho h / t$; dei coefficienti di riduzione Φ_1 e Φ_2 ;
- d) valutazione dello sforzo verticale limite $f_d \Phi A$ (A = area della sezione trasversale del muro);
- e) se lo sforzo verticale di calcolo N_d è minore o uguale di f_d ΦA , la verifica è soddisfatta;
- f) se $N_d > f_d \Phi A$ la verifica non è soddisfatta ed occorre modificare la progettazione.

Occorre sottolineare che la verifica appena illustrata va svolta per tutte le possibili combinazioni di carico citate alla lettera a).

2. Verifica "globale"

Una volta che per ciascun elemento è stata scongiurata la rottura "locale" dovuta alle azioni fuori dal piano, è possibile passare a valutare il comportamento d'insieme dell'edificio, attraverso un procedimento di verifica globale della scatola muraria.

- Valutazione delle azioni orizzontali

Nell'ipotesi di adottare un'analisi statica, come è noto, le azioni sismiche orizzontali sono schematizzate attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, applicate di solito alle quote dei diversi solai. La forza alla generica quota, che in questo caso deve tener conto del tipo di verifica richiesta (S.L.U.), si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot l \qquad \qquad e \qquad \qquad W_i = G_i + S \cdot Q_i$$

Rimandando la definizione dei vari fattori alla lettura dettagliata del punto C.6., è da rimarcare che il coefficiente di struttura β è fornito dal prodotto di due fattori:

 $\beta_1 = 2$, coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

 $\beta_2 = 1$, coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Si segnala infatti che, per i nuovi edifici in muratura, come indicato nella Circolare Ministeriale applicativa, il coefficiente β_2 deve essere assunto uguale ad 1, perché la norma specifica (D.M.20/11/87), già per proprio conto, distingue i valori da attribuire alla resistenza del materiale a seconda del metodo adottato per il controllo della sicurezza ($\gamma_m = 3$ nel caso di verifica allo S.L.U.).

La suddetta Circolare Ministeriale alla norma sismica asserisce inoltre che "è altresì ovvio che il valore delle azioni sismiche da adottare nelle verifiche è quello definito al Par. C.9.5.3 senza fare riferimento al coefficiente γ_E di cui al punto B.8 delle norme".

- Modalità di verifica

È possibile effettuare il calcolo utilizzando diverse modalità:

- 1 verifica "convenzionale" secondo il D.M. 20/11/87;
- 2 verifica basata su analisi elasto-plastica passo-passo, che realizza la ripartizione iperstatica delle forze orizzontali tra gli elementi resistenti (metodi tipo P.O.R.);
- 3 verifica con metodi di analisi limite per trasformazione in cinematismo.

La prima modalità di verifica è associata a quanto disposto dal D.M. 20/11/87 ai punti 2.4.2.3.1 - "Verifica a pressoflessione" e 2.4.2.3.2 - "Verifica a taglio" ed ai livelli di sicurezza da esso richiesti.

In particolare il valore della resistenza di calcolo f d è determinato a partire dal valore caratteristico ridotto di un coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 3$.

Le verifiche appartenenti alla seconda categoria cercano di valutare la resistenza a rottura dell'edificio, seguendo il progressivo esaurimento delle risorse di ciascuna parete portante, annullandone la rigidezza una volta che il pannello ha attinto il suo limite ultimo e ridistribuendo le azioni esterne tra i setti ancora in grado di esplicare il proprio contributo resistente.

Il terzo tipo di calcolo, invece, valuta la crisi e la conseguente perdita di equilibrio dei maschi secondo cinematismi solitamente scelti a priori sulla base di valutazioni sperimentali o fondate sull'osservazione diretta dell'edificio. Risulta cruciale, pertanto, come già evidenziato in precedenza, una scelta significativa e realistica del meccanismo di collasso da impiegare nell'analisi.

Le diverse modalità di verifica globale seguono gli schemi logici riportati di seguito. Esse vanno ripetute per tutte le possibili combinazioni di carico imposte dalla norma.

Il punto C.9.5.3 specifica inoltre alcune ulteriori regole da porre a base dell'analisi dell'edificio:

- valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti attraverso l'esame del comportamento dell'edificio nella sua interezza, considerando i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, e ipotizzando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti (il peso proprio della muratura è solitamente concentrato ai piani);
- azzeramento della rigidezza delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano;
- ipotesi di vincolo della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci;

2.1. Verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

Questa modalità di verifica globale valuta convenzionalmente la rottura di ciascun maschio (per pressoflessione e taglio nel piano) utilizzando l'approccio suggerito dal D.M. 20/11/87. Essa è solitamente legata a modellazioni elastiche della risposta dell'edificio, in funzione delle quali si possono effettuare le operazioni di ripartizione spaziale e di determinazione delle sollecitazioni. E' possibile, comunque, combinare tale approccio con l'analisi elasto-plastica illustrata al punto 2 successivo, e valutare il comportamento a rottura della fabbrica in funzione delle resistenze ultime definite nel D.M. in questione.

La verifica va svolta nella seguente maniera:

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) calcolo delle azioni sismiche secondo quanto indicato nel paragrafo precedente;
- c) determinazione della risposta elastica dell'edificio con ripartizione spaziale delle azioni orizzontali tra le varie pareti;
- d) calcolo delle sollecitazioni con la combinazione:

$$\alpha'_{p} \pm \alpha$$

in cui α sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale, mentre α'_p sono le sollecitazioni derivanti dai carichi verticali definiti alla lettera a);

e) per ogni elemento:

e1) determinazione della resistenza ultima a compressione e taglio con le regole del D.M. 20/11/87 e quindi seguendo le formule:

Resistenza di calcolo a compressione: $f = f_k/3$

Resistenza di calcolo a taglio $f_{vd} = f_{vk}/3$

Taglio limite ultimo : $V_u = \beta \cdot f_{vd} \cdot A$

in cui : A area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture; β = coefficiente di parzializzazione della sezione (punto 2.4.1.2.2. D.M. 20 / 11/87).

- e2) in funzione delle caratteristiche della sollecitazione (nel piano) N_d , M_b , V_d , calcolo della eccentricità longitudinale $e_b = M_b / N_b$, del coefficiente di eccentricità $m_b = 6_{eb} / b$ (b = lunghezza della parete), del coefficiente di riduzione Φ_b (calcolato per snellezza nulla), del coefficiente di riduzione Φ_2 per l'eccentricità trasversale;
- e3) verifica sull'eccentricità e_b =033 b;
- e4) verifica a pressoflessione longitudinale:

$$N_d \le f_d \Phi_2 \Phi_b A$$
;

e5) verifica a taglio:

$$V_d \leq f_{vd} \beta A$$
;

con f_{vd} resistenza tangenziale di calcolo e β coefficiente di parzializzazione della sezione ($\beta=1$ se $m_b \leq 1$, $\beta=3/2$ - 3 e_b / b se $1\leq m_b \leq 1.3$).

- f) se le verifiche sono soddisfatte per tutti gli elementi l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- g) in caso contrario occorre introdurre delle variazioni nella progettazione svolta.

2.2. - Verifica mediante analisi elasto-plastica passo-passo

Sono possibili formulazioni alternative che conservino lo spirito del calcolo:

a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;

- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6, affetti da un moltiplicatore λ che si ipotizza crescente sino alla rottura;
- c) determinazione delle rigidezze traslazionali per ciascun elemento controventante;
- d) ripartizione spaziale iperstatica delle forze orizzontali amplificate del valore corrente λ_{PASSO} in funzione delle rigidezze;
- e) determinazione del valore corrente del moltiplicatore dei carichi orizzontali λ_{PASSO} , che porta a fessurazione il primo (successivo) maschio;
- f) verifica del raggiungimento del carico limite per trasformazione dell'edificio in cinematismo (controllo della duttilità disponibile);
- g) se il carico limite non è stato raggiunto, occorre aggiornare le rigidezze traslazionali delle pareti nella (nuova) fase fessurata e ritornare al punto d);
- h) se il carico limite è stato raggiunto, il moltiplicatore λ_{PASSO} è il moltiplicatore di collasso dell'edificio:

$$\lambda = \max \lambda_{PASSO}$$

- i) se $\lambda \ge 1$ la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- l) se $\lambda < 1$ la verifica non è soddisfatta ed occorre modificare la progettazione.

Da questo schema logico discende (con alcune modifiche procedurali semplificative) l'algoritmo P.O.R.; la semplicità di tale procedimento (e anche la sua maggiore approssimazione) deriva, tra l'altro, dalla circostanza che la risposta dell'edificio è determinata separando il comportamento di un piano da quello della rimanente parte della fabbrica.

2.3. - Analisi limite: Verifica per trasformazione in cinematismo

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6. affetti da un moltiplicatore dei carichi λ ;
- c) determinazione del moltiplicatore di collasso dell'edificio, λ_c , con riferimento al meccanismo ipotizzato;
- d) se $\lambda_c \ge 1$ la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- f) se $\lambda_c < 1$ la verifica non è soddisfatta ed occorre riprogettare l'edificio.

5.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

L'esame della Norma e delle Istruzioni contenute nella Circolare Ministeriale a commento induce ad alcune utili riflessioni sull'argomento.

È anzitutto importante sottolineare che i miglioramenti normativi devono basarsi soprattutto sul superamento della inopportuna commistione di principi e prescrizioni inutilmente dettagliate che non devono far parte di documenti cogenti. Tale superamento deve trovare soluzione nella distinzione, già esistente in Italia, tra Legge quadro (nel caso sismico la legge 02/02/74 n. 64), Norma tecnica (il D.M. 16/01/96) e Istruzioni (Circolare Ministeriale). E' infine da non trascurare l'opportunità di tendere sin da ora ad un'armonizzazione dei testi nazionali con i Codici Europei, che, anche se nel caso sismico sono ancora in fase di revisione, devono costituire comunque un utile punto di riferimento, quanto meno procedurale e filosofico.

In tal senso, l'eliminazione dal testo, sia della Legge che del Decreto attuativo, di inutili quanto inopportune forzature normative, porterebbe a dettati molto brevi e snelli, la cui interpretazione e applicazione non dovrebbe incontrare difficoltà né da parte dei professionisti (purché competenti), né da parte degli organi di controllo, né infine da parte dei magistrati preposti alla soluzione di eventuali contenziosi o giudizi.

Operando in tale maniera, tutte le indicazioni di dettaglio, le interpretazioni della norma, i procedimenti applicativi, le prescrizioni costruttive, che non facciano parte dei principi di base, devono trovare posto nella Circolare contenente le Istruzioni.

In maniera più esplicita, i principali punti da chiarire nelle Istruzioni dovrebbero riguardare:

a) Connessioni con il D.M. 20/11/87

Come più volte richiamato in questo Commentario, l'esistenza di un Decreto Ministeriale specifico sugli edifici a struttura muraria, decreto che peraltro è estremamente dettagliato fin negli aspetti più squisitamente applicativi, pone dei problemi di interconnessione normativa. Ciò tanto più in quanto il suddetto Decreto è esplicitamente richiamato nella norma sismica, al punto C.5.1 – Regole generali.

E' bene che i richiami tra i due decreti (e le Circolari esplicative) compaiano in maniera chiara ogni qual volta sia opportuno. E' infatti assolutamente insufficiente un aggancio generico, che come tale pone dei problemi di interpretazione, laddove applicato in modo specifico sui diversi punti normativi.

Occorre in particolare definire sino a che punto l'analisi dell'edificio, gli schemi strutturali e le modalità di verifica degli elementi murari proposti nel D.M. 20/11/87 vanno estesi anche al calcolo sismico.

b) Analisi delle sollecitazioni

E' opportuno definire senza equivoci tutte le possibilità di analisi che la norma ritiene ammissibili.

Sarebbe bene definire, in analogia a quanto esiste nel Decreto contenente le Norme tecniche per gli edifici in c.a., nella sezione relativa al metodo semiprobabilistico agli stati limite, le diverse metodologie che è possibile seguire per la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche.

In questa sezione sarebbe opportuno anche definire le leggi costitutive da utilizzare nei diversi metodi di calcolo proposti ed anche, laddove possibile, gli approcci algoritmici ritenuti più consoni alla soluzione del problema.

c) Schema strutturale

Poiché la scelta dello schema è uno dei punti fondamentali nella modellazione di un organismo strutturale, e poiché nel caso particolare di edifici in muratura la definizione del modello non è operazione semplice né routinaria, la disponibilità di alcune osservazioni di merito sui più comuni schemi statici utilizzati renderebbe inequivoca l'applicazione dei metodi di calcolo.

In particolare sarebbe opportuno definire degli schemi statici semplificati, che, rispettosi dell'equilibrio strutturale e possibilmente a vantaggio di sicurezza, siano ritenuti più appropriati per la definizione del modello. Così schemi costituiti da elementi monodimensionali, uniti a valutazioni derivate dalla meccanica dei corpi rigidi, potrebbero essere proposti con tutte le cautele del caso.

d) Verifica strutturale

E' il punto in cui più si fa sentire la mancanza di una precisa connessione con il D.M. 20/11/87, pur essendo il punto cruciale nelle operazioni di valutazione meccanica dell'organismo.

E' opportuno che i richiami siano fatti in maniera inequivoca e in tutti i punti interessati.

La proposta, poi, di diverse alternative alle verifiche numeriche potrebbe permettere l'adattamento ai vari problemi connessi alle diverse tipologie di sistemi murari che è possibile incontrare.

5.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

5.4.1. VERIFICA SEMPLIFICATA DI UN EDIFICIO IN MURATURA ORDINARIA

Si verifica un edificio adibito a civile abitazione, costituito da tre piani fuori terra, con tetto a falde, la cui altezza complessiva massima è di 10.5 m, e quindi rispondente alle limitazioni imposte dalla Tab. 8.2 del punto C.2 dei criteri generali.

Nella Fig. 5.13 sono riportate la pianta del piano tipo e una sezione schematica dell'edificio in esame.

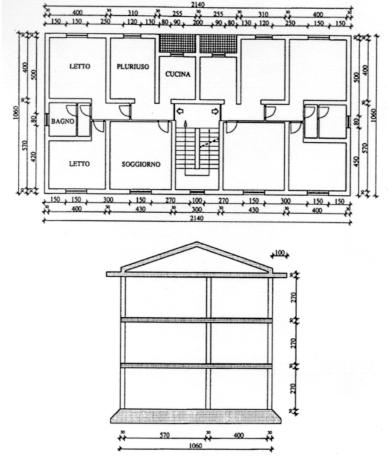


Fig. 5.13 (8)

Si ipotizza che il fabbricato sia ubicato in zona sismica di seconda categoria (S=9) e sia realizzato in muratura portante ordinaria.

Caratteristiche generali dell'edificio

Tutti i setti murari hanno uno spessore di 30 cm, fatta eccezione per i muri perimetrali del piano terra, realizzati a tre teste per uno spessore di 37 cm. L'altezza netta di interpiano è costante e pari a 2.70 m.

I solai, in latero-cemento con getto di completamento in opera, hanno uno spessore di 20+4 cm (30 cm al finito) e sono tutti orditi parallelamente alla direzione Y (si veda la Fig. 5.15). Essi vengono considerati infinitamente rigidi nel loro piano, e perfettamente ammorsati alle murature portanti mediante cordoli in c.a. predisposti all'altezza di ogni impalcato, e quindi in grado di ripartire efficacemente le azioni orizzontali. Le caratteristiche dimensionali dei suddetti cordoli sono conformi alle prescrizioni normative.

È previsto un tetto a falde inclinate, con pendenza del 30 %. Esso non costituisce però una struttura spingente in quanto l'armatura dell'ultimo solaio, opportunamente ancorata nel relativo cordolo, funge da catena, come indicato nella Fig. 5.14.

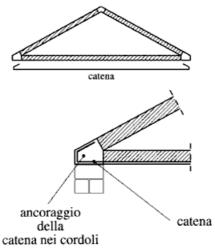


Fig. 5.14

Caratteristiche dei materiali impiegati

Si suppone di utilizzare blocchi semipieni in laterizio normale, posti in opera con fori verticali, impiegando una malta cementizia di tipo M2.

Blocchi:

```
-percentuale di foratura: \phi \le 45\%; 

-resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei fori: f_{bk} = 15 \text{ Mpa}; 

-resistenza caratteristica a compressione nella direzioneortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura f_{bk} = 2 \text{ Mpa};
```

Malta:

-resistenza media a compressione: 8 MPa.

Muratura:

Secondo quanto previsto dal D.M. 20/11/87 al punto 2.3.1.1 (Tab. A) e al punto 2.3.2.1 (Tab. B), le ipotesi fatte riguardo alle modalità di realizzazione della muratura consentono di determinare le caratteristiche meccaniche dei pannelli murari in funzione del tipo di malta impiegato e della resistenza caratteristica dei blocchi (f_{bk}):

```
-(dalla Tab. A): resistenza caratteristica a compressione della muratura: f_{vk0} = 6.7 MPa; -(dalla Tab. B): resistenza caratteristica a taglio (in assenza di carichi verticali): f_k = 0.20 MPa;
```

Si fa presente che, in generale, quando non si rientri nelle condizioni indicate ai due punti precedentemente citati, si dovrà procedere alla determinazione per via sperimentale delle caratteristiche meccaniche della muratura.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità (modulo elastico longitudinale *E* e trasversale *G*), in mancanza di dati sperimentali è possibile fare riferimento alle seguenti espressioni:

$$E = 1000 \cdot f_k = 6700 \text{ MPa};$$

$$G = 0.4 \cdot E = 2680 \text{ MPa}.$$

Regole generali (punto C.5.1.)

Ferma restando la necessità di attenersi ai criteri generali di progettazione e alle prescrizioni comuni a tutti i tipi di edifici ubicati in zona sismica (punti C.1, C.2, C.3), si può vedere che tutte le condizioni indicate in questo punto delle norme sono rispettate.

Infatti:

- le caratteristiche meccaniche degli elementi artificiali impiegati sono superiori a quelle minime richieste (lettera a);
- gli orizzontamenti, compreso il tetto a falde, non sono di tipo spingente (lettera b);
- I solai trasmettono in modo efficace le azioni orizzontali, oltre a quelle verticali (lettera c);
- sono previsti cordoli di collegamento in c.a. di dimensioni opportune e adeguatamente armati (lettera d);
- gli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali presentano ovunque (per tutti i piani, essendo le aperture allineate), una fascia di muratura piena di 1.5 m, superiore al minimo richiesto di 1 m (lettera f).

Verifica delle prescrizioni al punto C.5.2

Si osserva innanzitutto che la pianta dell'edificio è rettangolare, compatta, simmetrica nella direzione Y e "sufficientemente" simmetrica nella direzione X, sia planimetricamente che altimetricamente. Il rapporto tra il lato minore ($L_Y = 10.60$ m) e il lato maggiore ($L_X = 21.40$ m) è pari a 0.495, e quindi superiore ad 1/3.

I muri maestri sono tutti intersecati, con efficace collegamento, da altri muri maestri ad un interasse non superiore a 7 metri.

Gli architravi di porte e finestre sono realizzati in c.a., ben ammorsati nelle murature, ed inoltre le aperture nei muri portanti sono tutte allineate verticalmente.

I pannelli murari sono realizzati con blocchi artificiali semipieni, hanno uno spessore minimo di 30 cm, e le fondazioni sono realizzate in c.a.

La distanza fra due solai successivi, e fra lo spiccato delle fondazioni e il primo solaio è sicuramente inferiore ai 5 metri e la snellezza massima delle murature è:

$$\frac{h}{t} = \frac{270}{30} = 9 < 12$$

Infine l'edificio, adibito a civile abitazione, non presenta mai un sovraccarico accidentale superiore a 4 KN/m².

Si passa infine alla verifica inerente l'area delle murature resistenti nelle due direzioni X ed Y (espressa in percentuale rispetto all'area complessiva del fabbricato). Essa deve essere superiore ai valori indicati nella Tab. 5.4b, per ciascun piano.

Per il calcolo si fa riferimento alla Fig. 5.15 in cui è evidenziata la disposizione planimetrica dei vari setti portanti.

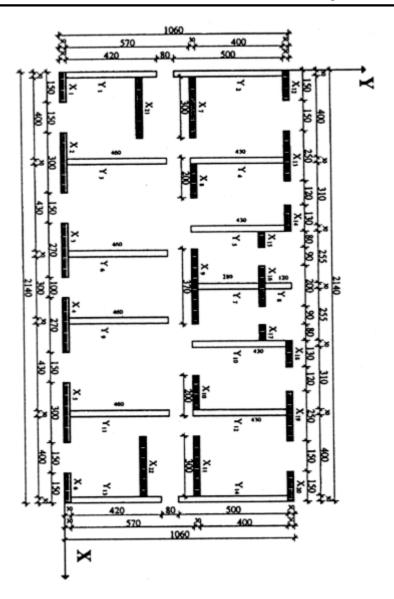


Fig. 5.15 - Disposizione planimetrica dei setti portanti.

La superficie totale dell'edificio vale $S = 2140 \text{ m} \cdot 1060 \text{ m} = 226.84 \text{ m}^2$.

Al piano terra, nella direzione X, l'area complessiva dei setti è:

$$A_X$$
=28.6 m ·0.37m+ 19.7 m · 0.30 m = 16.49 m².

Si ha pertanto:

$$p_X$$
= 16.49 m²/ 226.84 m²= 7.27% > 6%.

Nella direzione Y:

$$A_Y 18.4 \text{ m} \cdot 0.37 \text{m} + 42.2 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 20.07 \text{ m}^2.$$

$$p_Y = 20.07 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 8.85\% > 6\%.$$

Analogamente si vede che la percentuale minima è raggiunta anche ai piani superiori, per i quali nella direzione X:

$$A_X=48.3 \text{ m} \cdot 0.30 \text{m} = 14.49 \text{ m}^2$$
;

$$p_X = 14.49 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 6.39\% > 5\%.$$

e nella direzione Y:

$$A_Y = 62.6 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 18.78 \text{ m}^2$$
;

$$p_Y = 18.78 \text{ m}^2 / 226.84 \text{ m}^2 = 8.29\% > 5\%.$$

$$\sigma = \frac{N}{0.50A} < \overline{\sigma}_m$$

Inoltre la Norma prescrive anche la condizione:

N= carico verticale totale relativo al piano in esame

A= area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti

 $\overline{\sigma}_m$ = tensione base ammissibile della muratura

Tale verifica è da effettuare per i muri del piano più basso dell'edificio, e di ogni altro piano per cui lo spessore di qualche muro risulti inferiore, o risulti superiore l'incidenza delle aperture.

Si calcola innanzitutto il valore della $\overline{\sigma}_m$ in funzione della resistenza caratteristica a compressione della muratura (f_k), procedendo con il metodo delle tensioni ammissibili (μ =5):

$$\overline{\sigma}_{m} = \frac{f_{k}}{u} = 1.34MPa$$

Analisi dei carichi

| -peso proprio della muratura portante | |
|---|----------------------|
| -peso proprio solai | 4 KN /m ² |
| -peso proprio della copertura | |
| -peso proprio delle scale | 4 KN /m ² |
| -sovraccarico permanente dei solai | 1 KN /m^2 |
| -sovraccarico accidentale dei solai | |
| -sovraccarico accidentale balconi e scale | 4 KN /m ² |
| -sovraccarico dovuto alla neve | |

Si calcola ora il carico totale relativo al piano più basso, escludendo il solaio del piano terra che insiste sulle fondazioni in C.A. :

-Copertura:

-2° e 3° solaio:

Ricordando che i setti murari del piano terra (s=37 cm) hanno una superficie complessiva $A = (16.49 + 20.07) \text{ m}^2 = 36.56 \text{ m}^2$, la tensione di calcolo vale:

$$\sigma = \frac{N}{0.5A} = \frac{9673KN}{0.5 \cdot 36.56m^2} = 0.53MPa;$$

 $10.6 \text{ m} \cdot 21.4 \text{ m} \cdot 3.9 \text{ KN} / \text{m}^2 \cdot 1.05 = \dots 929 \text{ KN}$

e risulta inferiore alla tensione base ammissibile della muratura $\overline{\sigma}_m = 1.34$ Mpa.

La verifica deve essere ripetuta anche per il primo piano, in quanto lo spessore dei muri perimetrali è ridotto da 37 a 30 cm.

-Copertura:

Al primo piano l'area dei setti resistenti vale $A = (14.49 + 18.78) \text{ m}^2 = 33.27 \text{ m}^2$. Si ha quindi per la tensione di calcolo:

$$\sigma = \frac{N}{0.5A} = \frac{7145KN}{0.5 \cdot 33.27m^2} = 0.44MPa;$$

anche il primo piano risulta dunque verificato.

Si può pertanto concludere che, essendo rispettate tutte le prescrizioni del punto C.5.2. delle norme tecniche, la verifica rispetto alle azioni sismiche può essere omessa.

E' in ogni caso necessario effettuare la verifica rispetto ai carichi verticali e alle altre azioni orizzontali (vento), secondo quanto prescritto dal D.M. 20/11/87.

Il punto 2.1. del suddetto decreto prevede la possibilità di effettuare una verifica "semplificata", senza considerare le azioni orizzontali, purché siano rispettate una serie di limitazioni geometriche e costruttive.

Alla lettera a è richiesto che il fabbricato abbia non più di tre piani (fuori ed entro terra), condizione verificata dall'edificio in esame.

Per quanto riguarda tutte le altre lettere, si osserva che esse contengono le stesse prescrizioni già esaminate nel punto C.5.2. del D.M. 16/1/96, o sono comunque meno limitative.

I requisiti richiesti sono quindi soddisfatti, per cui si può effettuare la verifica tensionale media:

$$\sigma = \frac{N}{0.65A} < \overline{\sigma}_m$$

Essa, a parte la presenza del fattore 0.65, meno penalizzante, è identica a quella già utilizzata per la verifica sismica, per cui la verifica dell'edificio si può considerare completata.

5.4.2. VERIFICA ESTESA DI UN EDIFICIO IN MURATURA ORDINARIA

Si prende in esame un edificio di nuova costruzione adibito a civile abitazione, di cui in Fig. 5.16 sono riportate la pianta, il prospetto e la sezione.

Si ipotizza che il fabbricato sia ubicato in zona sismica di terza categoria (s=6) e sia realizzato in muratura portante ordinaria, con solai in latero-cemento (spessore di 20+5 cm), considerati infinitamente rigidi nel loro piano (in grado quindi di ripartire efficacemente le azioni orizzontali), perfettamente ammorsati alle murature portanti mediante cordoli in c.a. predisposti all'altezza di ogni impalcato. Le dimensioni (base = 40 cm, altezza = 35 cm) ed armatura dei suddetti cordoli sono conformi alle prescrizioni normative.

Si osserva che il solaio è tessuto secondo la direzione più lunga del blocco, in modo tale da stabilizzare mediante il suo scarico i due setti dell'edificio più deboli rispetto all'azione di ribaltamento (setti AB e BC).

L'analisi è svolta per il singolo blocco ABCD, il cui comportamento è reso indipendente dalla rimanente parte di fabbricato per mezzo di opportuni giunti tecnici.

I materiali impiegati sono i medesimi dell'esempio precedente:

- resistenza caratteristica a compressione della muratura: $f_k = 6.7 \text{ Mpa}$;
- resistenza caratteristica a taglio (in assenza di carichi verticali): $f_{vk0} = 0.20 \text{ Mpa}$;
- $-E = 1000 \cdot f_k = 6700 \text{ MPa}$;
- $-G = 0.4 \cdot E = 2680 \text{ MPa}$.

Si fa riferimento al D.M. 16/1/96 e al D.M. 20/11/87, ove quest'ultimo non sia in contrasto con il primo.

Si può facilmente verificare che i criteri generali di progettazione, le prescrizioni comuni a tutti i tipi di edifici ubicati in zona sismica (punti C.1.-C.2.-C.3.), e le regole generali relative agli edifici in muratura ordinaria (punto C.5.1.), sono rispettate.

Per quanto riguarda invece le prescrizioni che consentono di omettere la verifica alle azioni sismiche (punto C.5.2.), esse sono disattese alla lettera b, in quanto nella direzione Y i muri maestri perimetrali hanno un

interasse maggiore di 7 metri. Pertanto si dovrà procedere alla verifica dell'edificio soggetto alle azioni sismiche normative.

Tale verifica, a titolo esemplificativo, verrà eseguita ipotizzando che il sisma agisca secondo la direzione X.

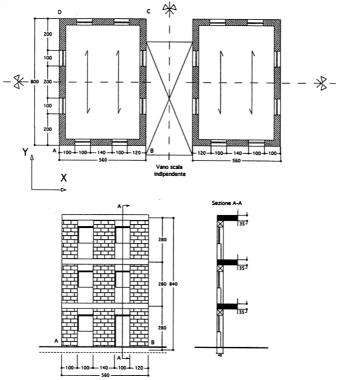


Fig. 5.16 - Pianta del piano tipo, prospetto e sezione dell'edificio.

Analisi dei carichi

Carichi verticali

I carichi verticali devono essere valutati secondo la combinazione di carico:

$$P = \gamma_g \; G_k + \gamma_q \; Q_k \; ; \label{eq:power_power}$$

con:

G_k=valore caratteristico dei carichi permanenti;

Q_k=valore caratteristico del sovraccarico accidentale.

(punto B.8.2 del D.M. 16/1/96).

A titolo esemplificativo si esamina la condizione di carico associata al valore minimo degli sforzi normali sui vari maschi. Essa è ottenuta con i seguenti valori dei coefficienti moltiplicativi dei carichi:

 $\gamma_g = 1$;

 $\gamma_q = 0$.

Forze orizzontali di piano (azioni complanari)

Per quanto riguarda la valutazione delle azioni orizzontali si fa riferimento al punto C.6.1.1 del D.M. 16/1/96:

$$F_i = \gamma_i C \beta W_i$$
;

dove:

$$\gamma_i = h_i = \frac{\displaystyle\sum_{j=1}^N W_i}{\displaystyle\sum_{i=1}^N W_i h_i} = \begin{array}{c} \text{coefficiente di distribuzione;} \\ \end{array}$$

(h_i = quota del generico piano rispetto allo spiccato delle fondazioni);

$$C = \frac{S-2}{100} = 0.04 = \text{ coefficiente di intensità sismica;}$$

 $\beta = \beta_1 = 2$ = coefficiente di struttura (si veda la Circolare Ministeriale al punto C.5.2.);

 $W_i = G_i + s O_i$

 $(G_i = \text{carico permanente}, Q_i = \text{sovraccarico accidentale}, s = \text{coefficiente di riduzione dei sovraccarichi accidentali} = 0.33).$

- Pesi degli impalcati

È da notare che nel calcolo del peso di impalcato è da comprendere anche il peso di metà tesa superiore e metà tesa inferiore della muratura portante:

$$W_1 = W_2 = 576.12 \text{ KN};$$

 $W_3 = 437.24 \text{ KN};$

$$W_T = 1589.48 \text{ KN}.$$

- Calcolo dei coefficienti γ_i

$$W_1 h_1 = 576.12 \text{ m} \cdot 2.8 \text{ m} = 1613.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$
;
 $W_2 h_2 = 576.12 \text{ m} \cdot 5.6 \text{ m} = 3226.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$;
 $W_3 h_3 = 437.24 \text{ m} \cdot 8.4 \text{ m} = 3672.8 \text{ KN} \cdot \text{m}$;

$$\sum_{j=1}^{3} W_{j} h_{j} = 4256.1 \text{KN} \cdot \text{m};$$

$$\frac{W_T}{\sum_{j=1}^3 W_j H_j} = 0.1867 \text{KN} \cdot \text{m};$$

 $\gamma_1 = 0.522$;

 $\gamma_2 = 1.045$;

 $\gamma_3 = 1.568$.

- Forze di piano

$$F_1 = 0.08 \cdot 0.522 \cdot 576.12 \text{ KN} = 24.06 \text{ KN}$$
;

$$\begin{split} F_2 &= 0.08 \cdot 1.045 \ \cdot 576.12 \ KN = 48.16 \ KN \ ; \\ F_3 &= 0.08 \cdot 1.568 \cdot 437.24 \ KN = 54.84 \ KN. \end{split}$$

Verifiche tensionali della parete BC alle azioni ortogonali al piano medio (sisma secondo X)

Poiché si stanno prendendo in considerazione le azioni sismiche ortogonali alla parete, secondo il punto C.9.5.3 del D.M. 20/11/87, esse saranno date da un carico distribuito pari a C volte il peso della parete stessa.

L'analisi delle sollecitazioni derivanti dai carichi orizzontali è svolta ipotizzando la singola tesa incernierata a livello dei due impalcati di bordo (Fig. 5.17).

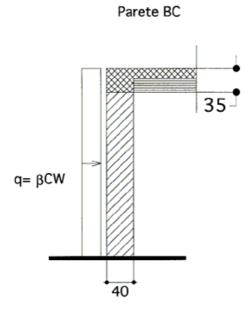


Fig. 5.17 - Schema statico di calcolo per la verifica della parete BC alle azioni fuori del piano.

A titolo esemplificativo si riporta l'analisi svolta sulla terza tesa del pannello (analisi per massima eccentricità).

- Calcolo dell'eccentricità trasversale (scarico di una fascia di 50 cm del solaio superiore)

$$e_s = \frac{t}{6} = 0.067m;$$

$$e_a = \frac{H}{200} = 0.014m;$$

$$e_t = |e_a| + |e_a| = 0.081m.$$

- Peso totale della parete

$$W_T = 15 \frac{KN}{m^3} \cdot 0.40 \text{m} \cdot 1.00 \text{m} \cdot 2.80 \text{m} = 16.8 \text{ KN}.$$

-Calcolo della forza orizzontale distribuita

$$F = C β W_T = 0.08 \cdot 16.8 KN = 1.34 KN$$

- Momento in mezzeria

$$M_F = 1/8 \text{ FH} = 0.47 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- Sforzo normale al centro del pannello

$$N_{\text{m}} = N_{\text{sup}} + P_{\text{parete}} = \ 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0.50 \text{m} \cdot 1 \text{m} + 15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.40 \text{m} \cdot 1.40 \text{m} = 10.9 \ \text{KN} \cdot \text{m}.$$

- Calcolo dell'eccentricità dovuta ad F

$$e_F = \frac{M_F}{N_m} = 0.043 \text{ m}.$$

- Calcolo delle eccentricità e₁ (in sommità) ed e₂ (in mezzeria)

$$e_1 = e_t = 0.081 \text{ m}$$
;

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + e_F = 0.0835 \text{ m}.$$

- Calcolo di m₁ ed m₂

$$m_1 = \frac{6e_1}{B} = \frac{6 \cdot 0.081m}{0.40m} = 1.215 < 2$$

$$m_1 = \frac{6e_1}{B} = \frac{6 \cdot 0.081m}{0.40m} = 1.215 < 2 \; ; \qquad \qquad m_2 = \frac{6e_2}{B} = \frac{6 \cdot 0.0835m}{0.40m} = 1.253 < 2 \; .$$

- Calcolo della snellezza (muro isolato, ρ ?=1)

$$\lambda = \frac{H}{t} = 7.$$

Dalla tabella riportata al punto 2.2.1.4 del D.M. 20/11/87, per λ =7, m₁=1.215, m₂=1.253, si ricavano rispettivamente i valori:

$$\Phi_1 = 0.435$$
;

$$\Phi_2 = 0.425$$
.

- Verifica alla sommità del pannello

$$f_d = 2.23 \text{ MPa};$$

$$A = 1000 \cdot 400 \text{ mm}^2 = 400000 \text{ mm}^2$$
;

$$N_u = f_d = \Phi_1 A = 388.02 \text{ KN} > N_{sup} = 2.5 \text{ KN}.$$

- Verifica in mezzeria

$$A = 1000.400 \text{ mm}^2 = 400000 \text{ mm}^2$$
;

$$N_u = f_d = \Phi_2 A = 379.10 \text{ KN} > N_m = 10.9 \text{ KN}.$$

Verifica della parete AB per azioni complanari: metodo POR

Si propone per la parete AB un'analisi a rottura effettuata con il metodo P.O.R.

Lo schema di calcolo impiegato è quello proposto nella Circolare Ministeriale LL.PP. n 21745 del 30 luglio 1981: "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma".

Modellazione del comportamento del pannello

Si adotta per i pannelli murari una legge costitutiva di tipo elastico-perfettamente plastico, con controllo della duttilità $\mu = \delta_{u'} \delta_e$ (per le murature in laterizio nuovo si può assumere $\mu = 2$). La pendenza del tratto elastico è determinata dalla rigidezza iniziale del pannello, da valutarsi tenendo conto del contributo dovuto alla deformabilità a taglio.

Il taglio ultimo per ciascun setto murario è stato valutato secondo il D.M. 20/11/87; esso è dato dall'espressione:

$$T_u = \beta F_{vd} A$$

dove:

 β =coefficiente di parzializzazione della sezione = 1 (si suppone che la sezione rimanga interamente reagente);

$$f_{Vd} = \frac{f_{vk}}{3} = \frac{f_{vk0} + 0.4\sigma_0}{3} = \text{resistenza a taglio di calcolo, } (f_{vk} \leq f_{vk \text{ lim}} = 1.4 \text{ ff}_{bk});$$

 σ_0 =tensione normale media sul pannello;

A = area del pannello.

Tale valore viene confrontato con quelli che si ottengono dalle espressioni riportate di seguito:

$$\overline{T}_u = A \ f_{Vd0} \, \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 f_{Vd0}}} \ , \quad (f_{Vd0} = f_{Vd0} \, / \, 3); \label{eq:two_total_total}$$

$$T_R = \frac{NB}{2H_0} \left(1 - \frac{N}{0.85f_d A} \right);$$

$$T_{S} = \frac{(1.5c + \mu \sigma_{o})A}{1 + \frac{3cH_{o}}{\sigma_{o}B}}$$
;

con:

 f_d = resistenza di calcolo a compressione del pannello = $f_k/3$ = 2.23 Mpa;

 H_0 = quota del punto di nullo del momento flettente = H / 2 = 1.40 m;

A = sezione resistente del pannello = 400000 mm²;

B = dimensione longitudinale del pannello = 1000 mm;

 μ = coefficiente di attrito per la muratura = 0.60;

c = coesione = 0.655 MPa.

La prima delle espressioni richiamate è fornita dalla Circolare Ministeriale del 1981, e prevede la rottura del pannello per fessurazione diagonale; le altre due esprimono invece la resistenza ultima del pannello nell'ipotesi che la rottura avvenga rispettivamente per ribaltamento o per scorrimento.

Carichi verticali

Il carico q_1 , dovuto ai solai del primo e del secondo piano, e il carico q_2 , dovuto alla copertura e al muretto d'attico valgono rispettivamente:

$$q_1 = 5 \frac{KN}{m^2} \cdot 4m = 20 \frac{KN}{m} \, ; \qquad \qquad q_2 = \ 5 \frac{KN}{m^2} \cdot 4m + 10 \frac{KN}{m^3} \cdot 1m \cdot 0.2m = 22 \frac{KN}{m} \, .$$

Tenendo conto dei carichi appena determinati e del peso proprio della muratura, è possibile valutare le tensioni normali medie, al centro dei pannelli della prima tesa:

 $\sigma_{01} = 0.330 \text{ MPa}$; $\sigma_{02} = 0.362 \text{ MPa}$; $\sigma_{03} = 0.318 \text{ MPa}$.

Forze di piano sulla parete AB

L'azione del sisma è simulata con le forze orizzontali :

$$F_i = \gamma_i \beta C W_i$$
;

applicate in corrispondenza dell'i-mo impalcato. Esse, in assenza di moti torsionali di piano, sono pari alla metà delle forze di piano precedentamente calcolate:

$$F_1 = 24.06 \text{ KN} / 2 = 12.03 \text{ KN}$$
;
 $F_2 = 48.16 \text{ KN} / 2 = 24.08 \text{ KN}$;
 $F_3 = 54.84 \text{ KN} / 2 = 27.42 \text{ KN}$;

Rigidezze dei setti

La rigidezza iniziale dei pannelli è valutata tenendo conto anche del contributo dovuto alla deformabilità a taglio, secondo la formula:

$$K = \frac{GA}{1.2H} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{H}{B}\right)^2} \,. \label{eq:K}$$

I risultati dell'analisi sono richiamati nelle seguenti tabelle:

| | VALORI NORMATIVI | | | |
|-------|------------------|-----------|-------|-----------------|
| Piano | Coefficiente | Pesi | Forza | Taglio di piano |
| | distribuzione | impalcati | (KN) | (KN) |
| | | (KN) | | |
| 1 | 0.522 | 288.06 | 12.03 | 63.47 |
| 2 | 1.045 | 288.06 | 24.02 | 51.44 |
| 3 | 1.568 | 218.62 | 27.42 | 27.42 |

| Maschio | 1 | 2 | 3 |
|---------------------|--------|--------|--------|
| K (MPa) | 88.30 | 191.43 | 136.02 |
| T _u (KN) | 44.27 | 64.36 | 52.35 |
| $T_R(KN)$ | 38.94 | 82.01 | 54.44 |
| T _a (KN) | 50.58 | 104.51 | 68.61 |
| Ţ., (KN) | 115.93 | 166.37 | 137.79 |

Calcolo degli spostamenti al limite elastico

Essi sono valutati mediante la relazione:

$$\delta_e = \frac{T_u}{k}$$

in cui per T_u si assume il valore più basso tra quelli forniti dalle espressione richiamate in precedenza. Si ottiene:

$$\delta_{e1}$$
 =0.441 mm; δ_{e2} =0.336 mm; δ_{e3} =0.385 mm;

Verifica al limite elastico

La verifica, a titolo esemplificativo, è effettuata per la prima tesa della parete AB, calcolando la forza reagente ultima che essa è in grado di esplicare e controllando che questa sia superiore al taglio normativo di piano: Il coefficiente di sicurezza è quindi fornito dal rapporto:

$$\lambda = \frac{\sum T_i}{\sum \gamma_i \beta CW_i}$$

Il pannello 2 è il primo ad uscire dalla fase elastica, per un valore dello spostamento:

$$\delta_{e2} = 0.336 \text{ mm}.$$

La forza reattiva totale, in tale situazione, è:

$$H_e = C + T_{u2} + T_{e3}$$
;

dove:

$$T_{u1} = K_1 \delta_{e2} = 29.67 \text{ KN}$$
; $T_{u2} = 64.36 \text{ KN}$; $T_{u3} = K_3 \delta_{e2} = 45.70 \text{ KN}$.

Risulta pertanto:

$$H_e = 139.73 \text{ KN} > F_T = 63.53 \text{ KN}.$$

Il moltiplicatore dei carichi, al limite elastico, vale dunque:

$$\lambda = \frac{H_e}{F_T} = 2.20.$$

In tale ipotesi, quindi, la verifica di sicurezza è soddisfatta già allo stato limite elastico.

Comportamento della parete oltre il limite elastico

Nella Fig. 5.18 è riportato il diagramma costitutivo per la parete analizzata.

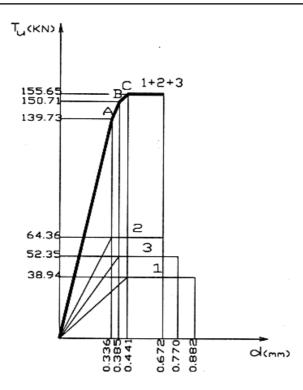


Fig. 5.18 - Diagramma forze - spostamenti.

Il punto A rappresenta il limite elastico, in cui è stata effettuata la verifica riportata al punto precedente.

Nel punto B anche il maschio 3 abbandona la fase elastica; i valori dello spostamento di piano e della forza reattiva in tal caso sono:

$$\begin{split} &\delta_B = 0.385 \text{ mm}; \\ &H_B = &T_{u1} + T_{u2} + T_{e3} = 150.71 \text{ KN}. \end{split}$$

Nel punto C l'ultimo maschio raggiunge il valore limite del taglio, e si ha:

$$\delta_C = 0.441 \text{ mm};$$

 $H_C = T_{u1} + T_{u2} + T_{e3} = 155.65 \text{ KN}.$

H_C rappresenta quindi il valore ultimo dello sforzo tagliante che la parete può sopportare. Il moltiplicatore dei carichi al limite ultimo vale in definitiva:

$$\lambda = \frac{H_C}{F_T} = 2.45;$$

con un aumento del coefficiente di sicurezza dell' 11.4 % rispetto al limite elastico.

Verifica della parete AB per azioni complanari: analisi elastica

Schema di calcolo

La parete AB, assoggettata ai carichi verticali ed orizzontali definiti nei paragrafi precedenti, è analizzata ipotizzando che il comportamento dei costituenti sia elastico-lineare e utilizzando le sollecitazioni derivanti da uno schema a telaio piano con nodi rigidi di dimensioni finite, riportato nella Fig. 5.19.

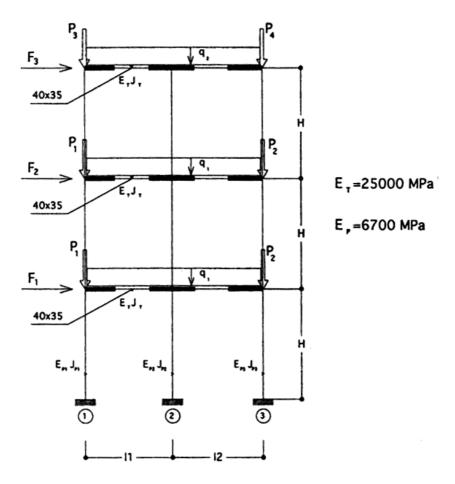


Fig. 5.19 - Schema di calcolo a telaio piano con nodi rigidi di dimensione finita.

Le grandezze geometriche indicate in figura assumono i seguenti valori:

H = 2.80 m;

 $l_1 = 2.20 \text{ m}$;

 $l_2 = 2.30 \text{ m}.$

I carichi q_1 , P_1 e P_2 , dovuti ai solai del primo e del secondo piano, e i carichi q_2 , P_3 e P_4 , dovuti alla copertura e al muretto d'attico, valgono:

 $q_1 = 20 \text{ KN / m}$;

 $P_1 = 10 \text{ KN}$;

 $P_2=12 \text{ KN};$

 $q_2 = 22 \text{ KN / m}$;

 $P_3=11 \text{ KN}$;

 $P_4=13.20 \text{ KN}.$

Verifiche tensionali medie secondo il D.M. 20/11/87

Si eseguono le verifiche agli stati limite per le azioni orizzontali, conformemente alla prescrizioni contenute nel punto 2.4.2.3. del D.M. 20/11/87.

Per ciascun maschio murario si prendono in considerazione, quali sezioni maggiormente pericolose ai fini delle verifiche a pressoflessione e a taglio, la sezione di sommità della terza tesa e quella al piede della prima tesa.

Sono esaminate due condizioni di carico, nelle quali le azioni sismiche sono state considerate rispettivamente agenti da sinistra verso destra (condizione di carico 1), e da destra verso sinistra (condizione di carico 2). Come si è già detto, in entrambe si è minimizzato il carico verticale e reso quindi massimo l'effetto del ribaltamento $(\gamma_g=1; \ \gamma_q=0)$.

È da sottolineare che tale verifica non è esaustiva, in quanto occorre prendere in considerazione tutte le possibili combinazioni di carico previste dalla norma.

Maschio 1

| | condizione di carico 1 | | |
|---|-------------------------------------|------------|--|
| | Sezione di sommità Sezione al piede | | |
| N | 18.71 KN | 71.77 KN | |
| T | 2.92 KN | 12.04 KN | |
| M | 4.80 KN m | 13.27 KN m | |

| | condizione di carico 2 | | |
|---|-------------------------------------|------------|--|
| | Sezione di sommità Sezione al piede | | |
| N | 36.61 KN | 175.35 KN | |
| T | 8.37 KN | 14.37 KN | |
| M | 13.37 KN m | 17.87 KN m | |

- Verifica a pressoflessione per la sezione di sommità (condizione di carico 2)

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che il carico verticale di calcolo N_d sia inferiore al carico di rottura del muro, in applicazione della seguente espressione:

$$N_d = N \ge \Phi_t \Phi_b f_d A;$$

in cui:

A = area della sezione orizzontale del muro;

f_d = resistenza a compressione di calcolo del muro;

 Φ_t = coefficiente di riduzione della resistenza in funzione delle eccentricità trasversali;

 Φ_b = coefficiente di riduzione della resistenza .

L'eccentricità longitudinale e_b dovuta al carico N vale:

$$e_b = \frac{M}{N} = 0.365m.$$

Il coefficiente m_b associato a tale eccentricità vale:

$$m_b = \frac{6e_b}{B} = \frac{6 \cdot 0.365m}{1m} = 2.19.$$

Esso supera il valore limite 2 prescritto dalle norme, per cui la verifica non è soddisfatta. Si procede allora ad un ridimensionamento dei maschi con ridistribuzione delle aree resistenti e diminuzione opportuna delle aperture, secondo lo schema indicato nella Fig. 5.20.

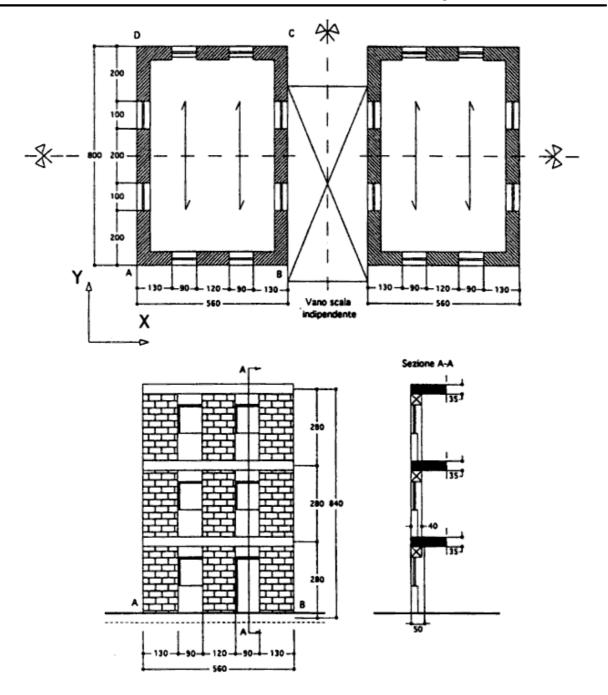


Fig. 5.20 - Modifiche progettuali.

Per il nuovo schema di calcolo si ha:

 $\begin{array}{lll} H = 2 \; .80 \; m \; ; & & l_1 = 2.15 \; m \; ; \\ q_1 = 20 \; KN \, / \, m \; ; & & P_1 = P_2 = 13 \; KN \; ; \end{array} \label{eq:lambda}$

 $q_2 = 22 \text{ KN / m}$; $P_3 = P_4 = 14.30 \text{ KN}$.

- Pesi degli impalcati (variazione del peso proprio della muratura alla 1 tesa)

$$W_1 = 606.26 \text{ KN};$$

 $W_2 = 576.12 \text{ KN};$
 $W_3 = 437.24 \text{ KN};$
 $W_T = 1619.72 \text{ KN}.$

- Calcolo dei coefficienti γ_i

$$\begin{split} W_1 \; h_1 &= 606.26 \; m \cdot 2.8 \; m = 1697.8 \; KN \cdot m \; ; \\ W_2 \; h_2 &= 576.12 \; m \cdot 5.6 \; m = 3226.27 \; KN \cdot m \; ; \\ W_1 \; h_1 &= 437.24 \; m \cdot 8.4 \; m = 3672.8 \; KN \cdot m \; ; \end{split}$$

$$\sum_{j=1}^{3} W_{j} h_{j} = 8596.86 \text{KN} \cdot \text{m};$$

$$\frac{W_{j}}{\frac{3}{j+1}} = 0.390.00 \text{KN} \cdot \text{III},$$

$$\frac{W_{T}}{\frac{3}{j+1}} = 0.1884 \text{KN} \cdot \text{m};$$

$$\sum_{j=1}^{3} W_{j} h_{j}$$

$$\gamma_1 = 0.527 ;$$
 $\gamma_2 = 1.055 ;$
 $\gamma_3 = 1.583 .$

- Forze di piano (aliquota competente alla parete AB)

$$\begin{split} F_1 &= 0.08 \cdot 0.527 \cdot 606.26 \, / \, 2 \; KN = 12.78 \; KN \; ; \\ F_2 &= 0.08 \cdot 1.055 \cdot 576.12 \; KN \, / \, 2 = 24.31 \; KN \; ; \\ F_3 &= 0.08 \cdot 1.583 \cdot 437.24 \; KN \; = 27.67 \; KN. \end{split}$$

Verifiche tensionali

Maschi 1 e 3

| | condizione di carico 1 | | |
|---|-------------------------------------|------------|--|
| | Sezione di sommità Sezione al piede | | |
| И | 21.87 KN | 97.92 KN | |
| T | 3.49 KN | 18.37 KN | |
| M | 6.82 KN m | 36.24 KN m | |

| | condizione di carico 2 | | |
|---|-------------------------------------|------------|--|
| | Sezione di sommità Sezione al piede | | |
| И | 42.89 KN | 207.24 KN | |
| T | 10.24 KN | 21.63 KN | |
| M | 17.73 KN m | 38.30 KN m | |

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

- Verifica a pressoflessione per la sezione di sommità (condizione di carico 2)
- Calcolo dell'eccentricità longitudinale eb dovuta al carico N

$$e_b = \frac{M}{N} = 0.413m.$$

$$m_b = \frac{6e_b}{B} = \frac{6 \cdot 0.413m}{1.30m} = 1.9 < 2.$$

Per $\lambda = 0$, m=1.9, si ricava:

$$\Phi_{\rm b} = 0.35$$
.

- Calcolo dell'eccentricità trasversale et

Essa tiene conto di due aliquote: l'eccentricità strutturale e_s e quella accidentale e_a, che valgono, rispettivamente:

$$e_s = \frac{t}{6} = \frac{0.40m}{6} = 0.0667m;$$

$$e_a = \frac{H}{200} = \frac{2.80m}{200} = 0.014m.$$

Esse vanno combinate convenzionalmente secondo la formula:

$$e_1 = |e_s| + |e_a| = 0.0807 \text{m}.$$

La normativa prescrive di considerare un valore fittizio di eccentricità et:

$$e_t = \frac{e_1}{2} = 0.0404m;$$

$$m_t = \frac{6e_t}{B} = \frac{6 \cdot 0.404m}{0.40m} = 0.173.$$

- Calcolo della snellezza

Il coefficiente di vincolo ρ è assunto pari ad 1, per cui la snellezza vale:

$$\lambda = \rho \frac{H}{B} = \frac{2.80m}{0.40m} = 7.$$

Per $\lambda = 7$, m = 0.173, si ottiene:

$$\Phi_t = 0.834.$$

-Calcolo dello sforzo normale limite

$$N_u = \Phi_t \Phi_b f_d A = 338.487 KN > N_d = N = 42.89 KN$$
;

con $f_d = 2.23 \text{ MPa}$, $A=1400 \text{ x } 400 \text{ mm}^2$.

Operando in modo analogo si può vedere che la verifica appena svolta è soddisfatta anche per le altre sezioni ritenute pericolose.

- Verifica a taglio per la sezione al piede (condizione di carico 2)

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che l'azione orizzontale di calcolo $V_d = T$ sia inferiore al taglio ultimo, secondo la seguente espressione:

$$V_d \le V_u = \beta f_{vd} A$$
;

con β = coefficiente di parzializzazione della sezione.

Il coefficiente di parzializzazione viene posto uguale ad uno nel caso in cui risulti $m_b < 1$. Nel caso in esame $m_b = 1.9$, si dove pertanto calcolare mediante l'espressione:

$$\beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_b}{B} = 0.55.$$

La tensione normale media alla base del pannello vale:

$$\sigma_0 = \frac{207240N}{1300mm \cdot 500mm} = 0.319MPa;$$

si ha pertanto:

$$f_{Vd0} = \frac{f_{Vk0} + 0.4\sigma_0}{3} = \frac{0.20MPa + 0.4 \cdot 0.319MPa}{3} = 0.109MPa$$

Il taglio ultimo vale:

$$V_u = \beta \,\, f_{Vd} \,\, A = \,\, 0.55 \, \cdot \, 1300 \,\, mm \, \cdot \, 500 \,\, mm \, \cdot \, 0.109 \,\, MPa = 39.03 \,\, KN > V_d = 21.63 \,\, KN.$$

Maschio 2

Lo schema di calcolo considerato è emisimmetrico; per il maschio centrale si hanno pertanto le

medesime sollecitazioni nella due condizioni di carico:

| | Sezione di sommità | Sezione al piede |
|---|--------------------|------------------|
| N | 58.45 KN | 222.23 KN |
| T | 13.95 KN | 24.77 KN |
| M | 20.64 KN m | 33.22 KN m |

- Verifica a pressoflessione per la sezione di sommità

L'eccentricità longitudinale eb dovuta al carico N vale:

$$e_b = \frac{M}{N} = 0.353 \text{ m};$$

$$m_b = \frac{6e_b}{B} = \frac{6 \cdot 0.353m}{1.20m} = 1.765 < 2.$$

Per
$$\lambda = 0$$
, m = 1.765, si ricava:
 $\Phi_b = 0.3565$.

L'eccentricità trasversale rimane invariata, si ha pertanto:

$$\Phi_{\rm t} = 0.834$$
.

Lo sforzo normale limite vale:

$$Nu = \Phi_t \Phi_b f_d A = 325.84 KN > N_d = N = 58.45 KN$$

con
$$f_d = 2.23 \text{ MPa}$$
, $A = 1400 \text{ x } 400 \text{ mm}^2$.

- Verifica a taglio per la sezione al piede

Per la sezione in esame si ha $m_b = 0.747 < 1$, pertanto il coefficiente di parzializzazione β vale 1.

La tensione normale media alla base del pannello è:

$$\sigma_0 = \frac{222230N}{1200mm \cdot 500mm} = 0.370 \text{ MPa}.$$

La resistenza di calcolo a taglio è fornita dalla relazione:

$$f_{Vd} = \frac{f_{Vk0} + 0.4\sigma_0}{3} = \frac{0.20 MPa + 0.4 \cdot 0.370 MPa}{3} = 0.116 MPa.$$

Il taglio ultimo vale:

$$V_u = \beta \ f_{Vd} \ A = \ 1 \cdot 1200 \ mm \cdot 500 \ mm \cdot 0.116 \ MPa = 69.06 \ KN > V_d = 24.77 \ KN$$

Nella Fig. 5.21 è riportato in maniera sintetica il confronto tra le diverse modellazioni utilizzate per l'analisi della risposta della parete AB alle azioni complanari.

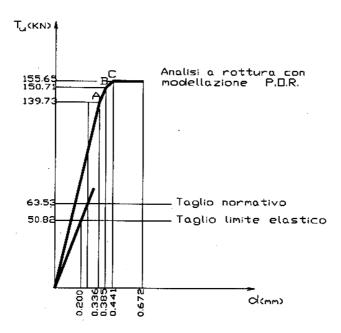


Fig. 5.21 - Legame forza-spostamento: modellazione a telaio e metodo P.O.R.

5.5. CONCLUSIONI

L'esame della materia trattata in questo capitolo fornisce lo spunto per alcune osservazioni circa lo scenario all'interno del quale deve porsi il progettista strutturale.

È da sottolineare innanzitutto come, per la prima volta, con il Decreto 16/1/96 la tipologia in esame sia stata introdotta in maniera dettagliata sia a livello progettuale, che di verifica numerica puntuale.

In questa logica sono però da segnalare e sottolineare alcuni temi ancora aperti, che necessitano di una opportuna enfatizzazione, quanto meno a livello di commento.

È senz'altro estremamente positivo che tutto il corpus normativo in tema di edifici murari abbia visto per la prima volta un tentativo di approccio unitario: le connessioni più volte richiamate con il D.M. 20/11/87 vanno in questa direzione ed evidenziano questa necessità. Sarebbe tuttavia opportuno sottolineare con maggiore efficacia i punti di contatto tra i due decreti, nell'ottica di operare con una stessa filosofia sia nel caso di edifici siti in zona non sismica, che per edifici antisismici: tale opportunità è stata a più riprese evidenziata in questo capitolo, ogni qual volta se ne è presentata la necessità.

Inoltre è da rimarcare con favore la possibilità offerta al progettista di non osservare alcune prescrizioni specifiche per la tipologia in esame (quelle contenute al punto C.5.2), purché egli riesca a dimostrare in maniera efficace che il livello di sicurezza raggiungibile con la soluzione proposta in alternativa sia compatibile con quello imposto dalla norma.

Tra le problematiche emerse, inoltre, particolare attenzione va dedicata ad alcuni punti di cruciale importanza, inerenti in special modo la modellazione della struttura e la conseguente scelta della metodologia di calcolo. Da essi infatti scaturiscono gli elementi in base ai quali valutare il livello di sicurezza, come richiesto dalla normativa.

Questi aspetti necessitano sicuramente di una più precisa puntualizzazione, poiché, come già messo in evidenza, la normativa non fornisce alcuna indicazione in merito, lasciando quindi completa libertà sulla scelta dei metodi di calcolo da adottare.

Una osservazione per tutte.

Dal confronto effettuato nel Par. 5.5. tra esempi numerici basati su due diverse modellazioni, entrambe ammesse dalla norma, emergono notevolissime diversità. Con riferimento alla Fig. 5.21, si può infatti notare come il limite elastico per la struttura in esame diminuisca del 64% nel passaggio tra l'algoritmo P.O.R. e la modellazione a telaio, a causa della notevole influenza del momento ribaltante complessivo sullo stato di sollecitazione delle pareti murarie, influenza che è completamente trascurata nel primo modello.

Al di là della validità delle suddette modellazioni, impiegate a titolo esemplificativo, appare in definitiva evidente la necessità che la normativa assuma delle posizioni chiare e definite in merito a questo problema.

È infatti sì auspicabile che il progettista non sia costretto a muoversi in un ambito eccessivamente limitato da rigide restrizioni, e possa invece avvalersi degli sviluppi della ricerca, quando validamente comprovati ma non si ritiene ammissibile che un Decreto legislativo lasci spazio a scelte che possono condurre a risultati tanto discrepanti, senza fornire dei criteri concettuali da porre alla base della modellazione, punto nodale dell'analisi strutturale.

5.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) A. Castiglioni "Elementi di dinamica delle costruzioni", in Ingegneria sismica, a cura di M. Mele, pp. 87-14, Springer-Verlag, Wien New York, 1976.
- (2) Ministero dei Lavori Pubblici Presidenza del Consiglio Superiore Servizio Tecnico Centrale. Circolare n 21745 del 30 luglio 1981, "Istruzioni per l'applicazione della Normativa tecnica per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma".
- (3) Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 Dicembre 1987.
- (4) Mauro Dolce, "Comportamento degli edifici e modellazione delle pareti per azioni fuori del piano", Corso sul "Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica", Coordinatore Franco Braga, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza, Febbraio 1989.
- (5) M. Tomazevic, "Fundamentals of earthquake resistant design of masonry buildings", XV Regional Seminar on Earthquake Engineering, Ravello Sept. 18-23, 1989, pp.22-59, Edizioni Kappa, Roma, 1989.
- (6) Claudio Modena, "Il calcolo delle murature: esempi ed indicazioni pratiche", Costruire in Laterizio, Gennaio-Febbraio 1989, n. 7, pp. 47-54, PEG Editrice, Milano.
- (7) D. Abruzzese, M. Como e G. Lanni, "On the lateral strength of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections" (Earthquake engineering, Tenth World Conference, 1992. Balkema, Rotterdam).
- (8) G. Righetti e L. Bari, "L'edificio in muratura", Edizioni Lambda, Padova, 1993.
- (9) Corrado Latina, "Muratura portante in laterizio: Tecnologia, Progetto, Architettura", Edizioni Laterconsult, Roma, 1994.
- (10) P.G. Touliatos, "Seismic behaviour of traditionally-built constructions", in "Protection of the Architectural Heritage against earthquakes", a cura di V. Petrini e M. Save, pp. 57-69, Springer Wien New York Ed., 1996.
- (11) Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n 29 del 5 Febbraio 1996.
- (12) Ministero dei Lavori Pubblici Presidenza del Consiglio Superiore Servizio Tecnico Centrale Circolare n...... "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996".
- (13) Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, Murature Oggi, n. 50, Marzo 1996, pp. 38-48.
- (14) G. Magenes e M.G. Calvi, "Prospettive per la calibrazione di metodi per l'analisi sismica di pareti murarie", Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle murature tra teoria e progetto", Messina 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

CAP. 6 - EDIFICI IN MURATURA ARMATA

(par. C.5.3)

(Antonio Borri, Emanuela Speranzini)

SOMMARIO

- 6.1. Generalità 6.3
- 6.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 6.5
 - 6.2.1. Caratteristiche tipologiche e materiali 6.5
 - 6.2.2. Concezione e caratteristiche strutturali dell'edificio 6.7
 - 6.2.3. Analisi strutturale dell'edificio 6.7
 - 6.2.4. Dettagli costruttivi e minimi normativi 6.12
- 6.3. Commenti e miglioramenti possibili 6.16
- 6.4. Esempi di applicazione 6.17
 - 6.4.1. Analisi semplificata 6.18
 - 6.4.2. Analisi strutturale completa 6.24
- 6.5. Conclusioni 6.35
- 6.6. Bibliografia 6.37

CAP. 6 - EDIFICI IN MURATURA ARMATA (par. C.5.3)

(Antonio Borri, Emanuela Speranzini)

6.1. GENERALITA'

L'uso di affiancare alla muratura altri materiali con differenti caratteristiche strutturali risale sino ad epoche remote: esempi in tal senso sono le intelaiature lignee adottate per l'ingabbiamento degli elementi murari e le barre e le orditure metalliche utilizzate all'interno della muratura in guisa di tirantature e di rinforzi puntuali allo scopo di migliorare il comportamento degli elementi murari. La consapevolezza che il comportamento strutturale di una muratura può migliorare sensibilmente con la collaborazione di materiali più duttili del laterizio, soprattutto quando si è in presenza di sollecitazioni dinamiche come quelle indotte da un sisma, ha portato all'affermarsi della muratura armata come tecnica a se stante.

Questa modalità costruttiva si è basata per lungo tempo su una interpretazione empirica della collaborazione tra laterizi ed elementi di rinforzo ed ha avuto grande sviluppo nel tempo in conseguenza anche del perfezionamento delle proprietà dei materiali che la costituiscono.

Le prime documentazioni sono dovute a Sir M.J. Brunel e risalgono al 1825; lo studio sistematico di questa tecnica fu però affrontato solo intorno al 1920 in India e in Giappone. In seguito alle conseguenze catastrofiche di terremoti quale quello di Long Beach (1933), l'impiego della muratura armata si è poi estesa notevolmente negli Stati Uniti (1,2).

Nei vari anni e nei vari paesi gli edifici in muratura armata si sono caratterizzati per gli obiettivi particolari che si intendevano raggiungere attraverso l'intervento dell'armatura.

In Germania le ricerche in questo settore furono rivolte principalmente allo sviluppo di blocchi in laterizio ad elevate percentuali di foratura con lo scopo di ottenere per essi notevoli caratteristiche di isolamento termico; il loro abbinamento con l'armatura è stata oggetto di attenti studi sperimentali, ma è stato poi adottato essenzialmente solo per applicazioni di grande rilievo.

In Gran Bretagna, in assenza di problemi sismici, la muratura armata è stata sviluppata per fornire una più ampia varietà di soluzioni architettoniche alla tipologia delle costruzioni in muratura consentendo particolari soluzioni tecnologiche attraverso la realizzazione di architravi, travi-parete, pareti a sbalzo, muri di sostegno.

Negli Stati Uniti, ed in particolare nelle regioni più soggette al rischio sismico, la muratura armata si è sviluppata sin dall'inizio del secolo per conferire agli edifici tradizionali una adeguata resistenza a rilevanti azioni sismiche. Attualmente la muratura armata viene normalmente impiegata come un qualsiasi altro procedimento costruttivo ed è utilizzata anche per edifici di grande altezza (sono stati realizzati edifici in muratura armata di altezza fino a 20 piani).

In Italia, almeno fino ad oggi, l'impiego di questa tecnica poteva avvenire solo sulla base di una certificazione di idoneità rilasciata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, a seguito di documentazione sperimentale e di un progetto presentato da un produttore. L'entrata in vigore delle presenti norme tecniche per costruzioni in zone sismiche ha compiuto il passo definitivo consentendo il progetto, il calcolo e l'utilizzo della muratura armata al pari degli altri procedimenti costruttivi.

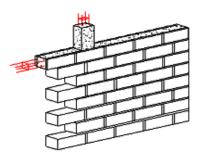
Alla base dell'impiego dell'armatura si trova la considerazione che la muratura semplice ha un comportamento tendenzialmente fragile, specie se sottoposta a sollecitazioni cicliche e presenta una scarsa resistenza a trazione: l'inserimento di armature metalliche aumenta sia la duttilità che la resistenza a taglio e a flessione delle pareti murarie.

Da ciò segue che generalmente le armature sono accoppiate alla muratura seguendo il criterio che sta alla base delle strutture in cemento armato e cioè affidando all'acciaio gli sforzi di trazione che la muratura non è in grado

di sopportare. Tuttavia questa concezione della muratura armata viene seguita integralmente in pochi casi poiché comporta elevate quantità di acciaio e conseguentemente soluzioni costose.

Risulta invece più interessante l'utilizzo dell'armatura in percentuali ridotte per conferire alla muratura alcune qualità di particolare rilevanza per le problematiche sismiche quali: la duttilità, la capacità di dissipare energia, la conservazione dell'integrità e della resistenza dopo eventi sismici.

Le tipologie di muratura armata che principalmente si sono affermate si differenziano nelle modalità di disposizione dell'armatura ed in tal senso si è soliti distinguere tra muratura ad armatura.concentrata e muratura ad armatura diffusa. Tali tipologie possono essere qui descritte come segue(3): muratura ad armatura concentrata: i rinforzi metallici sono collocati in travetti e pilastrini entro i quali è contenuta la muratura (Fig. 6.1). Si realizza così un sistema strutturale unitario costituito dai pannelli murari e dall'intelaiatura in c.a.. La muratura con armatura concentrata può essere anche realizzata utilizzando blocchi con perforazioni orizzontali (Fig. 6.2).



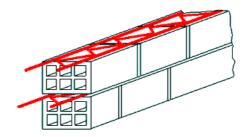
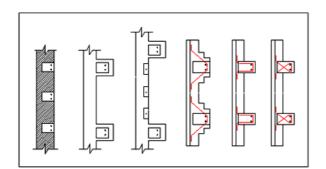
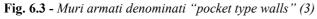


Fig. 6.1 - Muratura ad armatura concentrata (3)

Fig. 6.2 - *Blocchi a perforazione orizzontale (3)*

Tra questi ultimi si ricordano quelli per i quali la configurazione dei fori è stata studiata in modo tale da conferire rilevanti caratteristiche di isolamento termico; queste unità sono generalmente caratterizzate da resistenza non elevata per cui il loro impiego risulta limitato ad edifici di modesta altezza. Altro esempio di muratura con armatura concentrata è costituito dai muri di ritegno detti "pocket type walls" in cui i pilastrini possono essere realizzati o nello spessore del muro o anche esternamente (Fig. 6.3); muratura ad armatura diffusa: i rinforzi metallici sono disposti ad intervalli regolari. L'armatura orizzontale può essere costituita sia da barre che da tralicci e viene disposta in corrispondenza dei ricorsi orizzontali di malta che devono essere realizzati con spessore appropriato; quando si utilizzano semplici barre, l'armatura può essere collocata in apposite sedi (Fig. 6.4).





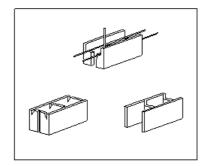


Fig. 6.4 - Blocchi con apposita sede per armatura orizzontale (3)

L'armatura verticale è costituita essenzialmente da barre; per consentire il passaggio delle barre verticali e contemporaneamente lo sfalsamento delle unità tra due corsi successivi, le unità stesse devono essere opportunamente conformate creando un condotto verticale di sezione costante (Fig.6.5).





Fig. 6.5 - Tipi di unità per muratura armata ad armatura diffusa (3)

Le cavità per il passaggio dell'armatura verticale possono essere previste nel blocco stesso oppure risultare dall'orditura della muratura, come nel caso dei blocchi a T. La muratura con armatura diffusa può essere realizzata anche con l'impiego di mattoni pieni, adottando la disposizione "Quetta" (Fig. 6.6) che prende il nome dalla città del Pakistan in cui fu utilizzata per la prima volta.

Una terza categoria di muratura armata ampiamente usata in vari paesi (ma non prevista attualmente dalle norme italiane) è rappresentata dalla muratura ad intercapedine armata costituta da muri a doppia parete con interposto getto di conglomerato cementizio armato (Fig. 6.7); in questo caso l'aderenza tra armatura verticale e muratura è garantita dal getto di calcestruzzo fluido con cui si riempie l'intercapedine, l'omogeneità del getto dipende dalla scelta di una opportuna granulometria dell'inerte e dalla corretta esecuzione delle pareti contigue, il comportamento monolitico è assicurato dalle staffe di collegamento tra le due pareti.

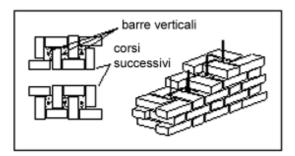


Fig. 6.6 - Muratura ad armatura diffusa: disposizione "Quetta" (3)

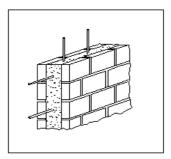


Fig. 6.7 - Muratura ad intercapedine armata

6.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Nel presente paragrafo si intende esaminare in dettaglio la parte che il D.M. 16.01.96 e la circolare esplicativa associata dedicano alla muratura armata, con gli obiettivi di:

- illustrare con maggior dettaglio le prescrizioni normative;
- rendere autocontenuto e più facilmente leggibile il testo, eliminando salti e richiami ad altri punti.

Infatti nella parte delle murature armate, le norme contengono frequenti rimandi ad altri articoli della normativa, introducendo talvolta modifiche e variazioni numeriche rispetto al testo richiamato che obbligano chi consulta il D.M. a ripetute elaborazioni ed interpretazioni del testo.

6.2.1. CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE E MATERIALI

Il D.M. 16.01.96 intende per muratura armata quella muratura realizzata con elementi resistenti artificiali semipieni tali da consentire la realizzazione di pareti murarie che inglobano armature metalliche verticali e

orizzontali. L'armatura deve essere concentrata alle estremità verticali e orizzontali dei pannelli murari, essendo questi ultimi definiti come "porzioni di muratura comprese tra due diaframmi orizzontali successivi o tra due aperture o intersezioni che le limitano lateralmente" e ove necessario disposta diffusa all'interno della muratura.

Non è prevista la possibilità di realizzare murature armate con l'impiego di elementi naturali. Non è ammessa la realizzazione di edifici mediante altra tipologia se non ne sia comprovata l'idoneità da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici su conforme parere del Consiglio stesso.

Gli elementi resistenti da utilizzare nelle realizzazione della muratura armata sono quelli indicati dal D.M. 20.11.87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" e possono essere in laterizio normale, laterizio alleggerito in pasta, calcestruzzo normale e calcestruzzo alleggerito; tali elementi devono essere posti in opera esclusivamente con malte di classe M1-M2 (Tab. 6.1), ponendo particolare cura al riempimento dei giunti orizzontali e verticali.

| | unioni cimase e e | omposizione trette mu | tte eatisettitte per ta p | osti iii opei ti | | | |
|--------|-------------------|-----------------------|---------------------------|------------------|--|--|--|
| Classe | Tipo di malta | Composizione | | | | | |
| | | Cemento | Calce Idraulica | Sabbia | | | |
| M1 | Cementizia | 1 | - | 3 | | | |
| M2 | Cementizia | 1 | 0.50 | 4 | | | |

Tab. 6.1 - Classe e composizione delle malte consentite per la posa in opera

La malta o il conglomerato di riempimento dei vani dove alloggiano le armature deve avere resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 MPa, mentre gli elementi resistenti artificiali semipieni devono avere resistenza caratteristica a compressione non inferiore ai seguenti valori:

- 5 MPa nella direzione dei carichi verticali;
- 1.5 MPa nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura.

Le tensioni ammissibili sulla muratura, nel caso di carichi escluso il sisma, sono quelle indicate dal D.M. 20.11.87 per muratura non armata (Tab. 6.2).

| Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento (MPa) | Tensione ammissibile per la muratura (MPa) per tipo di malta | | | | |
|--|--|------|--|--|--|
| f _{bk} | M1 | M2 | | | |
| 2.0 | 1.2 | 1.2 | | | |
| 3.0 | 2.2 | 2.2 | | | |
| 5.0 | 3.5 | 3.4 | | | |
| 7.5 | 5.0 | 4.5 | | | |
| 10.0 | 6.2 | 5.3 | | | |
| 15.0 | 8.2 | 6.7 | | | |
| 20.0 | 9.7 | 8.0 | | | |
| 30.0 | 12.0 | 10.0 | | | |
| 40.0 | 14.3 | 12.0 | | | |

Tab. 6.2 - Tensioni ammissibili a compressione nelle murature

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata; i valori delle tensioni ammissibili da assumere sono quelli indicati per le strutture in c.a. dal D.M. 09.01.96 (Tab. 6.3).

Tab. 6.3 - Tensione ammissibile negli acciai ad aderenza migliorata

| TIPO DI ACCIAIO | $\overline{\sigma}_{	extsf{s}}$ (MPa) |
|-----------------|---------------------------------------|
| Fe B 38 K | 215 |
| FeB44K | 255 |

Ai fini della loro accettazione i controlli sui materiali vanno effettuati secondo quanto previsto nel D.M. 20.11.87, sia all'origine presso gli stabilimenti, sia in cantiere. In particolare il Direttore dei lavori dovrà verificare che ciascuna fornitura riguardante tanto gli elementi per la muratura che le barre in acciaio, sia accompagnata dal relativo certificato di origine, controllando che le caratteristiche certificate corrispondano a quanto richiesto dal progetto e dalle norme. Inoltre il Direttore dei lavori può valutare l'opportunità di disporre di ulteriori controlli per accertare che i materiali da mettere in opera posseggano effettivamente le caratteristiche dichiarate dal produttore ; al riguardo si ricorda che, nei progetti nei quali la verifica di stabilità richieda un valore di $f_k \ge 8$ Mpa, la direzione lavori procederà al controllo del valore di f_k secondo le modalità sperimentali descritte nell'Allegato 2 al D.M. 20/11/87.

6.2.2. CONCEZIONE E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELL'EDIFICIO

Ai fini strutturali la parete armata deve essere considerata come una lastra continua eventualmente forata per la presenza delle aperture, efficacemente ammorzata ai solai e soggetta ad azioni complanari. Conseguentemente l'edificio in muratura armata deve essere concepito come una struttura tridimensionale che reagisce alle azioni esterne con un comportamento unitario globale affidando alle murature disposte secondo la direzione considerata la resistenza alle azioni sismiche orizzontali.

A tal fine i solai devono comportarsi come lastre di deformabilità trascurabile, rispetto a quella delle pareti, per sollecitazioni nel proprio piano; oltre quindi ad avere dimensioni e resistenza adeguate, devono in generale non subire interruzioni né brusche variazioni di dimensioni ed essere convenientemente collegati a tutte le pareti. La continuità tra i solai e le pareti costituisce quindi una condizione essenziale ai fini del trasferimento e della ripartizione delle azioni sismiche. I solai che non costituiscono un diaframma rigido (ad esempio quando sono presenti grandi aperture come quelle create da vani scala o ambienti a doppio volume o quando sono realizzati in legno) non possono essere considerati nel computo della rigidezza degli impalcati.

Inoltre tutte le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti; se sono presenti elementi spingenti inclusi archi e volte, le spinte orizzontali da questi esercitate, valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere eliminate con tiranti o cerchiature oppure devono essere riportate alle fondazioni mediante idonee disposizioni strutturali.

Le fondazioni saranno generalmente costituite da cordoli armati continui, tali da formare un reticolo chiuso o se necessario da platee. La struttura in elevazione nel piano interrato o seminterrato può essere realizzata anche con muri in calcestruzzo armato purché di spessore almeno pari a quello della muratura sovrastante.

6.2.3. ANALISI STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

Nella realizzazione della costruzione in muratura armata occorre tenere conto, oltre che della normativa di cui al presente commentario, anche delle vigenti norme tecniche riguardanti gli edifici in muratura (D.M. 20.11.87), i carichi e i sovraccarichi (D.M. 16.01.96), i terreni e le opere di fondazione (D.M. 11.03.88) e dei loro successivi aggiornamenti e modificazioni, ove non contrastanti con il presente decreto.

Per il calcolo dell'edificio il D.M. 16.01.96 segue una logica che può essere sinteticamente rappresentata nel diagramma di flusso di Fig. 6.8 i cui contenuti vengono qui di seguito descritti e all'interno del quale si possono riconoscere due percorsi principali:

A) analisi semplificata; B) analisi strutturale completa.

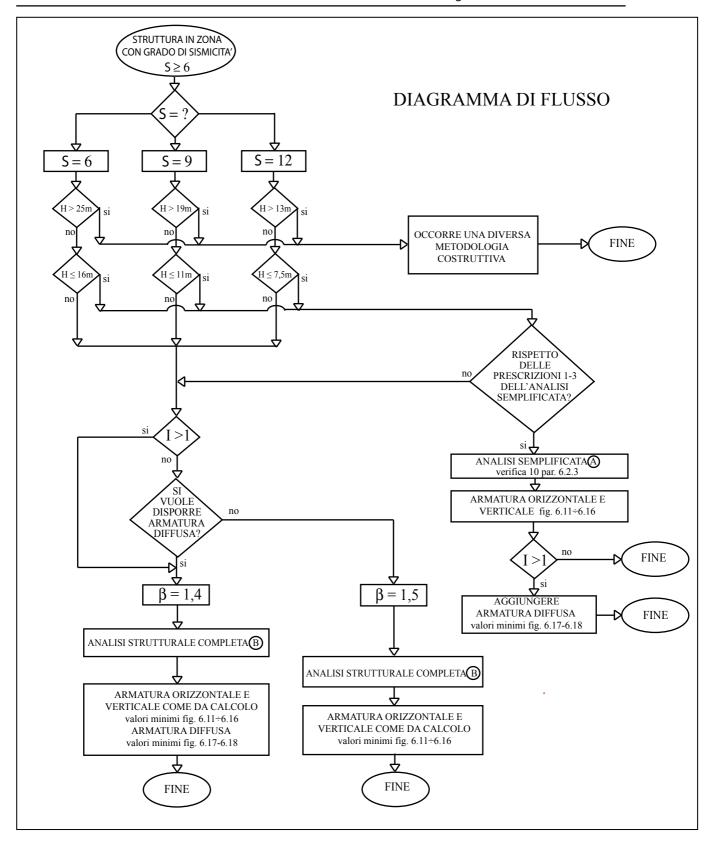


Fig. 6.8 - Diagramma di flusso per il calcolo di edifici in muratura armata soggetti ad azione sismica.

L'analisi semplificata potrà essere adottata solo nel caso in cui l'edificio rispetti una serie di requisiti richiesti dalla normativa relativamente alle caratteristiche geometriche, alle caratteristiche strutturali ed ai carichi ed in tale ipotesi permette di riportare la verifica alle azioni sismiche ad una semplice verifica convenzionale sui valori delle tensioni sulla muratura sotto l'azione dei carichi verticali.

Nel caso in cui tali requisiti non sono rispettati è necessario ricorrere all'analisi completa in situazione sismica. I due metodi vengono qui descritti dettagliatamente; nel successivo paragrafo 6.4 verranno esaminati due esempi numerici illustrativi delle due diverse analisi.

A) Analisi semplificata

L'analisi semplificata consiste nel progettare l'edificio nel rispetto di una serie di "regole costruttive" (le prescrizioni geometriche e progettuali di seguito riportate) e nell'effettuare una verifica sui valori delle tensioni nelle murature sottoposte all'azione dei carichi verticali.

Prescrizioni geometriche e progettuali.

1) Forma dell'edificio: la pianta dell'edificio deve essere il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; in particolare, nel caso di pianta rettangolare, il rapporto tra lato minore e lato maggiore, al netto dei balconi, non deve risultare inferiore ad 1/3. La distribuzione delle aperture dei muri, in pianta e in elevazione, deve essere tale da garantire, per quanto possibile, la simmetria strutturale e l'allineamento verticale (in mancanza di tale allineamento v. punto C.5.2.i). L'altezza dell'edificio non deve superare i seguenti limiti:

m 16 in zone con grado di sismicità S = 6

m 11 in zone con grado di sismicità S = 9

m 7.5 in zone con grado di sismicità S = 12.

- 2) *Interasse tra i muri trasversali*: ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interasse non superiore a 7 m.
- 3) *Continuità dei sett*i: in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali, al fine di garantirne la continuità, si devono prevedere, su entrambi i lati, zone di muratura di lunghezza pari ad almeno 1 m (valutata considerando anche lo spessore del muro ortogonale).
- 4) *Altezza e snellezza dei setti murar*i: la distanza massima fra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non deve superare 7 m. La snellezza dei setti murari deve essere non superiore a 14.
- 5) *Spessore delle murature*: lo spessore delle murature, al netto dell'intonaco, deve essere non inferiore a 24 cm. In fondazione le murature devono presentare un aumento di spessore di almeno 20 cm.
- 6) Sovraccarico massimo: si deve prevedere un sovraccarico non superiore a 4.00 kN/m².
- 7) *Armatura minima*: le armature devono rispettare le prescrizioni relative alle sezioni minime da inserire nei pannelli murari come indicato al successivo paragrafo 6.2.4.
- 8) Cordoli: in corrispondenza dei solai di piano e di copertura, i cordoli devono avere altezza almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore a 15 cm e larghezza pari a quella della muratura sottostante. Si può prevedere una riduzione di larghezza fino a 6 cm per l'arretramento del filo esterno allo scopo di permettere la realizzazione di murature con paramento a vista. L'area dell'armatura deve essere maggiore o al più uguale a 8 cm² e costituita almeno da ϕ 16; le staffe devono essere non inferiori a ϕ 6/25". Per garantire l'ancoraggio, le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo del solaio almeno per metà della larghezza del cordolo stesso e comunque per almeno 12 cm. Per le travi metalliche si devono prevedere inoltre appositi ancoraggi.
- 9) Area della muratura resistente: l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alla Tab. 6.4 in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali.

Nella verifica del generico piano si devono prendere in considerazione esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni e i muri aventi rapporto altezza/lunghezza non superiore a 3.

| | 1 | | | 1 0 | | |
|-------------------|---------|----------|-----------|----------|---------|--|
| S=6 o S=9 | | | | | | |
| | piano I | piano II | piano III | piano IV | piano V | |
| Edifici a 1 piano | 3.5 | _ | _ | _ | _ | |
| Edifici a 2 piani | 3.5 | 3.5 | _ | _ | _ | |
| Edifici a 3 piani | 4.5 | 3.5 | 3.5 | _ | _ | |
| Edifici a 4 piani | 4.5 | 4.5 | 3.5 | 3.5 | _ | |
| Edifici a 5 piani | 5.5 | 5.5 | 4.5 | 4.5 | 3.5 | |
| | _ | S= | 12 | _ | | |
| | piano I | piano II | piano III | piano IV | _ | |
| Edifici a 1 piano | 4.5 | _ | _ | _ | _ | |
| Edifici a 2 piani | 4.5 | 4.5 | _ | _ | _ | |
| Edifici a 3 piani | 5.5 | 4.5 | 4.5 | _ | _ | |
| Edificia 4 piani | 5.5 | 5.5 | 4.5 | 4.5 | _ | |

Tab. 6.4 - Valori percentuali minimi dell'area resistente ai vari piani. Verifica delle tensioni

10) *Tensioni sulla muratur*a: occorre verificare che per i muri del piano più basso dell'edificio, nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni: - gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore - l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore, risulti:

$$\sigma = \frac{N}{0.6A} < \overline{\sigma}_m$$

dove:

N = carico verticale totale gravante sul piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame.

Occorre qui ricordare che nel caso in cui le aperture non sono verticalmente allineate si prendono in considerazione esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni;

 $\overline{\sigma}_{\rm m}$ = tensione ammissibile della muratura (Tab. 6.2).

Quanto sopra, se verificato, è sufficiente per quanto concerne le azioni sismiche; resta comunque la necessità delle eventuali verifiche previste dagli appositi decreti ministeriali, per i singoli casi, nei riguardi dei carichi verticali e delle azioni orizzontali dovute al vento, nonché nei riguardi del terreno di fondazione.

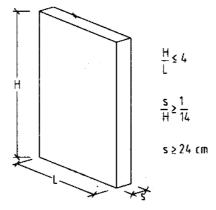


Fig. 6.9 - Limiti dimensionali ai fini della verifica sismica

B) Analisi strutturale completa

Quando l'edificio non rispetta le prescrizioni di cui ai precedenti punti 1-9 (fermi restando i limiti di altezza: m 25 per S = 6, m 19 per S = 9 e m 13 per S = 12, al di là dei quali occorre rivolgersi ad altra tecnologia

costruttiva) o non è soddisfatta la verifica di cui al precedente punto 10, è necessario effettuare l'analisi strutturale completa dell'edificio.

Il calcolo deve essere eseguito separatamente per le condizioni di carico corrispondenti a:

- situazione non sismica
- situazione sismica.

In situazione non sismica deve essere rispettato il D.M. 20.11.87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", mentre in situazione sismica si deve rispettare il decreto qui esaminato. In tale caso gli elementi strutturali resistenti da considerare sono:

- i pannelli murari ad altezza di piano, cioè le porzioni di muratura delimitate verticalmente da due diaframmi orizzontali (solai rigidi) e orizzontalmente da aperture o intersezioni murarie;
- tutte le altre porzioni di muratura che collegano fra loro pannelli murari complanari.

Inoltre le porzioni di muratura da prendere in considerazione devono avere un rapporto altezza/larghezza non superiore a 4, spessore non inferiore ad 1/14 dell'altezza e/o comunque non.inferiore a 24 cm (Fig. 6.9). I setti che non rispettano tali limiti possono però essere considerati ai fini della resistenza ai carichi verticali .

L'analisi sismica dell'edificio deve essere svolta sulla base di un modello della struttura che ne rappresenti il suo carattere tridimensionale. Nei casi comuni tale modello può essere costituito da un insieme di pareti disposte in pianta secondo due direzioni ortogonali e collegate ai piani da diaframmi assunti come rigidi nella loro effettiva posizione. Le pareti comprendenti aperture regolarmente disposte lungo l'altezza possono essere schematizzate con modelli a telaio, con le pareti piene costituenti i montanti e con le fasce sovraporta e sovrafinestra costituenti le travi. La verifica sismica può essere effettuata secondo il metodo dell'analisi statica indicata per le strutture intelaiate, che viene qui riportata con le modifiche previste per il caso di edifici in muratura armata.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, in una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

 $F_i = K_{hi} W_i$

essendo:

 $K_{hi} = C R \epsilon \beta \gamma_i I; \qquad Wi = G_i + s Q_i$

dove

C è il coefficiente di intensità sismica e dipende dal grado di sismicità S della zona: C = (S-2)/100;

R è il coefficiente di risposta da assumere pari ad 1;

 ε è il coefficiente di fondazione e si assume di regola uguale ad 1.

In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente ε il valore 1.3;

 β è il coefficiente di struttura e deve essere assunto di norma pari ad 1.5, ma è riducibile ad 1.4 quando si prevede l'armatura diffusa aggiuntiva;

 γ_i i è il coefficiente di distribuzione che dipende dalla quota hi del piano i-esimo rispetto allo spiccato delle fondazioni e si valuta utilizzando l'espressione :

$$\gamma_i = h_i \frac{\displaystyle \sum_{j=1}^N W_j}{\displaystyle \sum_{j=1}^N W_{jhj}}$$

I è il coefficiente di protezione sismica per il quale si deve assumere il valore 1.4 per le opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per le necessità della protezione civile, il valore 1.2 per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso ed il valore 1.0 per tutte le altre opere;

s è il coefficiente di distribuzione del sovraccarico e dipende dalla destinazione d'uso e assume i seguenti valori: s = 0.33 per locali d'abitazione, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi;

- s = 0.50 per locali suscettibili di affollamento (ad esempio uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, ecc..);
- s = 1.00 per locali suscettibili di grande affollamento (ad esempio tribune, negozi, scale, ecc..).

Effettuato il calcolo delle sollecitazioni si devono condurre le verifiche di resistenza delle sezioni degli elementi strutturali.

Per queste il testo normativo attuale prevede espressamente il metodo delle tensioni ammissibili; le tensioni di calcolo da considerare agli effetti della verifica devono essere valutate secondo la combinazione:

$$\alpha_{\rm p} \pm \alpha$$

dove α_p sono le azioni dovute a tutti i carichi (ad eccezione del vento) considerati agenti contempora-neamente e α sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale.

Nella circolare esplicativa si prevede anche la possibilità di utilizzare il metodo allo stato limite ultimo; in tale caso le tensioni di calcolo vanno valutate con:

$$\alpha'_p \pm 1.5 \alpha$$

dove α'_p sono le azioni dovute ai carichi e devono essere valutate con riferimento alla combinazione convenzionale di cui al punto B.8.2 delle presenti norme e cioè:

$$\alpha'_{p} = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{tk} + \sum_{i=2}^{n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

 G_k = il valore caratteristico delle azioni permanenti;

 P_k = il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{tk} = il valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;

 Q_{ik} = i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

 $\gamma_g = 1.4$ (oppure 1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

 $\gamma_p = 1.2$ (oppure 0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

 $\gamma_a = 1.5$ (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

 ψ_{oi} = coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo da assumere pari a 0.7 per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati per abitazione e uffici e per le azioni da neve, pari a 0 per le azioni da vento; n = numero di azioni variabili tra loro indipendenti.

Le verifiche di resistenza vanno fatte su ciascuno degli elementi strutturali prescindendo dalla resistenza a trazione delle muratura.

Per le tensioni ammissibili dei materiali si assumono:

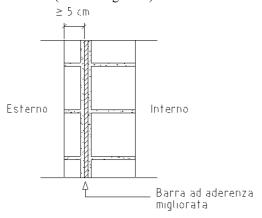
- per la muratura i valori indicati nel D.M. 20.11.87 per muratura non armata (Tab. 6.2); tali valori possono essere raddoppiati nel caso di verifiche tensionali sotto le azioni sismiche, data la breve durata delle sollecitazioni;
- per gli acciai i valori indicati per le strutture in c.a. dal D.M. 09.01.96 (Tab. 6.3).

6.2.4. DETTAGLI COSTRUTTIVI E MINIMI NORMATIVI

Negli edifici in muratura armata l'armatura è costituita, in generale, da quella richiesta dall'analisi strutturale e da quella aggiuntiva necessaria per soddisfare le esigenze di monoliticità, continuità e duttilità.

Le armature derivanti dall'analisi vanno disposte verticalmente in corrispondenza degli incroci e dei bordi dei pannelli murari e orizzontalmente lungo i bordi delle aperture (architravi o travi di collegamento tra pannelli affiancati).

Le armature aggiuntive comprendono le armature verticali disposte a distanze regolari nel corpo dei pannelli e le armature orizzontali disposte nei cordoli in corrispondenza dei solai e nel corpo dei pannelli a distanze regolari. Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata (come definite dal D.M. 09.01.96), disposte in modo tale che la distanza tra la superficie esterna della barra e la superficie esterna del muro che la contiene sia non inferiore a 5 cm in modo da assicurarne la protezione nei confronti degli agenti corrosivi (esterni Fig. 6.10).



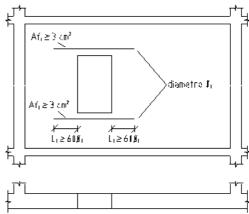


Fig. 6.10 - Distanza minima delle barre di armatura dalla superficie

Fig. 6.11 - Armatura minima in corrispondenza delle aperture

La collocazione delle barre, la forma e la disposizione degli elementi resistenti devono essere tali da garantire lo sfalsamento dei giunti verticali di questi ultimi sia nel piano che nella sezione della muratura. Per la disposizione delle armature si devono rispettare le seguenti prescrizioni minime.

Armature minime in corrispondenza delle aperture

I bordi orizzontali delle aperture devono essere rinforzati da armature di sezione non inferiore a 3 cm² per ciascun bordo e prolungate ad entrambi i lati per una lunghezza pari ad almeno 60 volte il diametro (Fig. 6.11), ciò allo scopo di evitare lesioni per inflessioni di architravi in presenza di grandi luci, per stati di coazione e/o per concentrazioni di tensioni che possono insorgere in corrispondenza delle aperture.

Armature verticali minime

L'armatura verticale deve essere disposta in corrispondenza di tutti gli innesti, di tutti gli incroci murari e dei bordi liberi dei pannelli murari; la sezione trasversale complessiva deve essere quella risultante dall'analisi delle sollecitazioni, con un minimo di 4 cm² per estremità. Nel caso in cui il pannello ha una lunghezza superiore a 5 m, si deve disporre, nel corpo delle pareti, una ulteriore armatura verticale di sezione uguale a quella disposta alle estremità, in modo da non eccedere l'interesse di 5 m (Fig. 6.12).

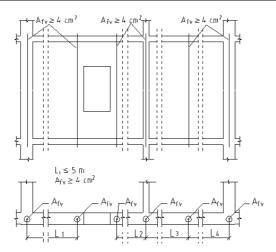


Fig. 6.12 - Armatura verticale minima Afv

Le armature verticali devono essere continue per l'intera altezza del pannello murario ed efficacemente collegate alle corrispondenti armature dei muri soprastanti e sottostanti. Le armature che non proseguono ai piani successivi devono essere efficacemente ancorate al cordolo superiore.

Alla base dei pannelli di prima elevazione le barre verticali devono essere ancorate alla fondazione sottostante in maniera analoga a quella prevista per i cordoli dei solai. Tutte le armature verticali devono essere alloggiate in vani continui, presenti nella sezione degli elementi o formati per accostamento, destinati al getto di malta cementizia, di sezione tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro e in modo che sia assicurato l'efficace e completo riempimento di tali vani con malta o conglomerato cementizio.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità della trasmissione degli sforzi di trazione. Per fori in cui il diametro del cilindro inscrivibile sia superiore 10 cm, le barre devono essere opportunamente collegate in verticale ovvero staffate per tutta la lunghezza della sovrapposizione, lunghezza che deve essere maggiore o uguale a 60 diametri (Fig. 6.13).

Armature orizzontali minime

L'armatura orizzontale è costituita da:

- armatura presente nei cordoli realizzati in corrispondenza dei solai di piano e di copertura;
- armatura orizzontale diffusa;
- armatura di incatenamento, necessaria nel caso in cui i pannelli siano di altezza superiore a 4 metri.

I cordoli devono avere armatura minima costituita da barre longitudinali ϕ 16 per un'area totale minima di cm² 8 e da staffe ϕ 6/25".

Le armature orizzontali diffuse devono essere di diametro non inferiore a 5 mm e disposte nel corpo della muratura a interassi non superiori a 60 cm, collegate mediante ripiegature alle barre verticali presenti alle estremità del pannello murario (Fig. 6.14). Tali minimi sono validi solo per strutture con coefficiente di protezione sismica I uguale a 1. In caso contrario tale armatura viene sostituita dall'armatura diffusa descritta successivamente.

L'armatura orizzontale di incatenamento deve essere di sezione non inferiore a 4 cm² e disposta nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interesse di 4 m (Fig. 6.15). Questa armatura deve essere posta in opera con continuità con alloggiamenti all'interno di vani di dimensioni tali da permetterne il completo ricoprimento con la stessa malta usata per la muratura.

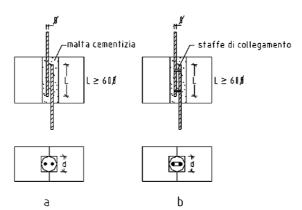


Fig. 6.13 - Collegamento delle barre di armatura verticale: a) caso 6 d10 cm; b) caso d > 10 cm; (d<6 cm non consentito) (12)

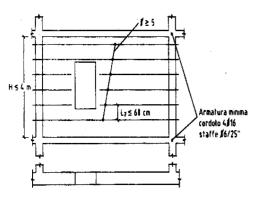


Fig. 6.14 - Armatura orizzontale minima (caso H= 4.00 m)

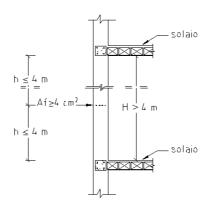


Fig. 6.15 - Armatura orizzontale supplementare (caso H > 4.00 m) (12)

Anche per le armature orizzontali la sovrapposizione delle barre per la ripresa va assunta almeno pari a 60 diametri. Per migliorare l'ammorsamento alle pareti ortogonali le barre devono essere ripiegate nel muro ortogonale per una lunghezza pari ad almeno 30 diametri (Fig. 6.16).

Armatura diffusa minima

Per le strutture per le quali sia il coefficiente di protezione sismica I > 1, al fine di migliorare la duttilità della muratura, si deve necessariamente prevedere un'armatura diffusa costituita da barre orizzontali e verticali, di sezione non inferiore a 0.2 cm² ciascuna, disposte nelle pareti murarie ad interassi non superiori al doppio dello spessore di ciascuna parete e collegate mediante ripiegatura alle barre rispettivamente verticali e orizzontali presenti alle estremità del pannello murario. La sezione complessiva delle barre verticali e delle barre orizzontali deve risultare non inferiore allo 0.4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua lunghezza o della sua altezza rispettivamente (figg. 6.17 e 6.18).

Questa armatura diffusa è sostitutiva di quella minima orizzontale diffusa descritta precedentemente.

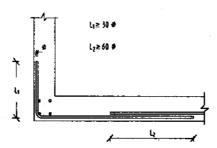


Fig. 6.16 - Lunghezza minima della sovrapposizione e del risvolto per armature orizzontali (Afv:armatura verticale - Afdv: armatura verticale diffusa)

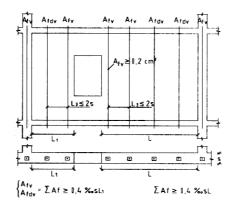


Fig. 6.17 - Caso I > 1: armatura verticale integrativa

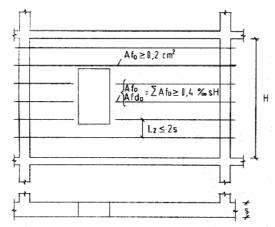


Fig. 6.18 - Caso I > 1: armatura orizzontale integrativa (Afo: armatura orizzontale - Afdo: armatura orizzontale diffusa)

6.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Si può anzitutto ricordare che la normativa oggetto del presente commentario non prevede il caso di muratura ad intercapedine armata (caso particolare di muratura ad armatura diffusa), largamente utilizzata all'estero, costituita da muri a doppia parete con interposto getto di conglomerato cementizio armato (Fig. 6.7). Resta la possibilità di

seguire la via, certamente non agevole, della idoneità rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella normativa non è presente alcuna prescrizione specifica indicante la protezione dell'armatura dalla corrosione: si impone semplicemente la distanza minima tra barre e superficie esterna della muratura. L'argomento, trattato in modo esauriente nell'EC6 (6) che fornisce prescrizioni riguardanti l'impiego di acciaio normale o ad alta resistenza, galvanizzato (zincato) o inossidabile in funzione dell'aggressività dell'ambiente, risulta invece di grande rilevanza. In tal senso occorre qui ricordare come la qualità della muratura è notevolmente condizionata dalle modalità di esecuzione ed in particolare il ruolo decisivo che hanno le armature metalliche nel trasformare il comportamento della struttura muraria. Risulta quindi essenziale una protezione adeguata dell'armatura dalla corrosione. La malta o il conglomerato che circonda la barra d'armatura non costituisce una protezione permanente poiché in presenza di umidità il fenomeno della carbonatazione rende acida la malta e consente all'acciaio di corrodersi. Conseguenze del fenomeno sono la riduzione delle sezioni di armatura e la produzione di ossidi di volume molto maggiore a quello originario della barra con conseguenti danni e malfunzionamenti dei setti murari.

Inoltre le presenti norme parlano di "malta o di conglomerato per riempimento" delle cavità sedi delle armature e si limitano a prescrivere solo la resistenza caratteristica cubica. Non viene data alcuna indicazione o prescrizione relativamente alla loro composizione per ottenere una buona resistenza nel tempo ed evitare la corrosione delle armature.

Per i vani di contenimento delle armature la norma prevede l'impiego di malta o conglomerato di riempimento con resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 MPa, prevedendo quindi l'utilizzo di due tipi di malta. Si deve ricordare però che la malta M1 è tale solo quando ha una resistenza media (e non caratteristica) a compressione superiore a 12 MPa; inoltre è generalmente poco lavorabile e non può essere agevolmente impiegata nei giunti orizzontali e verticali di malta per i quali normalmente si usa malta M2 o M3. Quindi se si vuole utilizzare lo stesso tipo di malta si deve ricorrere ad una malta M1 con resistenza media di 18 ÷ 20 MPa che però non è adatta per la confezione del muro. La conseguenza è che nella pratica operativa i giunti di malta saranno eseguiti con malta di tipo M2 e il riempimento dei fori con calcestruzzo di classe 150.

I problemi di viscosità e ritiro sono stati ignorati dalla normativa, mentre prove sperimentali hanno dimostrato che gli effetti di tali fenomeni non sono trascurabili.

Nel testo normativo non è fornita alcuna indicazione per quanto riguarda il coefficiente di omogeneizzazione da assumere nelle verifiche; nella prassi si assiste ad una variabilità tra valori compresi tra 40 e 50.

E' stata inoltre rilevata (13) una incongruenza legata alle caratteristiche geometriche del blocco da utilizzare. Da un lato si prescrive l'uso di un blocco artificiale semipieno che per il D.M. 20.11.87 deve avere una superficie totale massima dei fori di 35 cm²; dall'altra la norma prescrive che le armature verticali devono essere alloggiate in vani di forma tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro. Ciò a rigore impedirebbe di adottare blocchi con cavità di sezione quadrata dato che automaticamente questi non potrebbero essere considerati elementi semipieni.

Si può infine osservare che le attuali norme non fanno alcun riferimento specifico alle aree di muratura sollecitate da carichi concentrati dovuti all'appoggio di travi o mensole, aree che richiederebbero invece particolari accorgimenti nella disposizione delle armature; le armature di rinforzo da adottare sono in genere di modesta entità, ma notevole è il loro contributo ai fini della prevenzione di stati fessurativi e di fenomeni locali.

6.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Vengono qui dettagliatamente mostrati due esempi di calcolo: uno relativo all'analisi semplificata e l'altro relativo al calcolo vero e proprio con l'analisi delle sollecitazioni sismiche.

6.4.1 ANALISI SEMPLIFICATA

Si verifica la struttura in muratura armata di un edificio (Fig. 6.19) che si suppone sia da realizzare a Perugia. L'edificio è costituito da due piani adibiti a civile abitazione e da una copertura a padiglione. I vani porta e finestra sono allineati verticalmente ad esclusione di quelli della facciata "lato 2" riportata in Fig. 6.20. L'altezza dell'edificio (cioè la quota di imposta della falda) è di 6 m, lo spessore delle murature è di 25 cm in elevazione e di 50 cm in fondazione.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche della muratura vengono assunte con riferimento al D.M. 20.11.87. Si utilizza una muratura costituita da:

- elementi artificiali semipieni con foratura inferiore al 45% avente:

resistenza caratteristica a compressione $f_{bk} = 10$ MPa in direzione verticale

 $f_{bko} = 2$ MPa in direz. orizz. piano parete

- malta cementizia tipo M2.

Con riferimento al D.M. 20.11.87 si ha:

resistenza caratteristica a compressione $f_k = 5.30 \text{ MPa} (v. \text{ Tab. } 6.2)$

resistenza caratteristica a taglio $f_{vko} = 0.2 \text{ MPa}$

modulo di elasticità longitudinale $E = 1000 \; f_k = 5.30 \; x \; 3 \; MPa$ modulo di elasticità tangenziale $G = 0.4 \; E = 2.12x3 \; MPa$

Le tensioni ammissibili sulla muratura risultano quindi:

a compressione $\sigma_{m} = f_{k} / 5 \ = 1.06 \ MPa$

a taglio $\overline{\boldsymbol{\tau}}_{m} = f_{vk} / 5$

Per tutte le armature si utilizza un acciaio del tipo FeB44K controllato in stabilimento avente tensione ammissibile pari a 255 MPa.

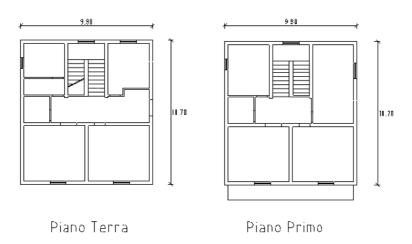


Fig. 6.19 - Piante dell'edificio.

INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA RESISTENTE

Si considerano resistenti i pannelli murari che hanno rapporto altezza/lunghezza non superiore a tre e le porzioni

dei muri che presentano continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni. Lo schema resistente risultante è quello di Fig. 6.21. I dati geometrici delle pareti resistenti per il primo e secondo livello sono riportati rispettivamente in Tab. 6.5 e Tab. 6.6.

ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene effettuata con riferimento al D.M. 16.01.96 assumendo:

peso proprio calcestruzzo: 25 kN/m³

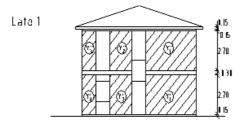
peso proprio muratura: 15 kN/m³

peso proprio solaio: 3.5 kN/m²

peso proprio copertura: 3.5 kN/m²

peso proprio balcone e scale: 4.5 kN/m^2 sovraccarico solaio: 2.0 kN/m^2 sovraccarico balconi e scale: 4.0 kN/m^2

carico neve: 1.34 kN/m² (quota 400 m s.l.m. ed angolo inclinazione falda 15°)



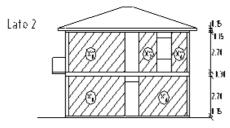


Fig. 6.20 - Prospetti con indicazione degli elementi resistenti

Per il calcolo globale dei carichi si analizzano separatamente i carichi ai piani primo e secondo.

Secondo piano

area totale muri resistenti : $A\text{"}_x + A\text{"}_y = 12.850 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.6)}$ area totale cordoli: $C\text{"}_x + C\text{"}_y = 14.275 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.6)}$

area totale copertura (0.60+9.80+0.60) m x (0.60+10.70+0.60) m = 130.900 m²

Il carico risulta quindi:

muratura $(12.850 \text{ x } 2.70) \text{ m}^3 \text{ x } 15 \text{ kN/m}^3 = 520.42 \text{ kN}$ cordoli $(14.275 \text{ x } 0.30) \text{ m}^3 25 \text{ kN/m}^3 = 107.06 \text{ kN}$ copertura $130.900 \text{ m}^2 (3.5 + 1.34) \text{ kN/m}^2 = 633.56 \text{ kN}$

totale 1261.04 kN

Primo piano

 $A'_x + A'_y = 13.150 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.5)}$ $C'_x + C'_y = 14.765 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.5)}$ $(1.95 \text{ x } 2.70) \text{ m}^2 + 2 \text{ (4.525 x } 4.10) \text{ m}^2 + 2 \text{ (3.05 x } 5.85) \text{ m}^2 = 78.055$ area totale muri resistenti: area totale cordoli:

area totale solaio:

 m^2

 $(3.90 \times 2.70) \text{ m}^2 = 10.530 \text{ m}^2$ area totale scale:

area totale balconi: $(1.10 \text{ x } 9.30) \text{ m}^2 = 10.230 \text{ m}^2$

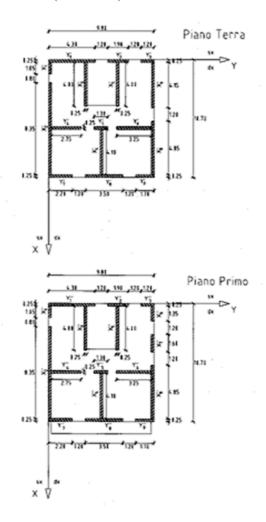


Fig. 6.21 - Elementi resistenti

Tab. 6.5 - Dati geometrici relativi agli elementi di muratura resistente al primo piano.

| Parete | Spessore t (m) | Altezza H (m) | Lunghezza b (m) | Rapporto H/b | Area Parete Aj (m²) | Area Cordolo C _i (m²) |
|--------|-------------------|------------------|--------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------------------|
| X'1 | 0.25 | 2.70 | 1.05 | 2.571 | 0.2625 | 0.2900 |
| X'2 | 0.25 | 2.70 | 8.35 | 0.323 | 2.0875 | 1.7500 |
| Х'3 | 0.25 | 2.70 | 4.00 | 0.675 | 1.0000 | 1.4625 |
| X'4 | 0.25 | 2.70 | 4.10 | 0.659 | 1.0250 | 1.0250 |
| X'5 | 0.25 | 2.70 | 4.00 | 0.675 | 1.0000 | 1.4625 |
| X'6 | 0.25 | 2.70 | 4.15 | 0.651 | 1.0375 | 0.9500 |
| X'8 | 0.25 | 2.70 | 4.85 0.557 1.21 | | 1.2125 | 1.0900 |
| | | | | | A' _x = 7.6250 | C' _X =8.0300 |
| Y'1 | 0.25 | 2.70 | 4.30 | 0.628 | 1.0750 | 0.9800 |
| Y'2 | 0.25 | 2.70 | 1.90 | 1.421 | 0.4750 | 0.6200 |
| Υ'3 | 0.25 | 2.70 | 1.20 | 2.250 | 0.3000 | 0.3600 |
| Y'4 | 0.25 | 2.70 | 2.75 | 0.982 | 0.6875 | 0.8375 |
| Y'5 | 0.25 | 2.70 | 1.30 | 2.077 | 0.3250 | 0.5750 |
| Y'6 | 0.25 | 2.70 | 3.25 | 0.831 | 0.8125 | 0.9125 |
| Y'7 | 0.25 | 2.70 | 2.20 | 1.227 | 0.5500 | 0.7000 |
| Y'8 | 0.25 | 2.70 | 3.50 | 0.771 | 0.8750 | 1.1750 |
| Y'g | 0.25 | 2.70 | 1.70 | 1.588 | 0.4250 | 0.5750 |
| | | | | | A' _γ = 5.5250 | C'y= 6.7350 |

Tab. 6.6 - Dati geometrici relativi agli elementi di muratura resistente al secondo piano

| Danata | C | 0.14 | 1 | D | A D | Aron Cordolo | | | | |
|-----------------|---------------------------------------|---------|-----------|----------|--------------------------|--------------------------|--|--|--|--|
| Parete | Spessore | Altezza | Lunghezza | Rapporto | Area Parete | Area Cordolo | | | | |
| | t (m) | H (m) | b (m) | H/b | Aj (m²) | C _i (m²) | | | | |
| X" ₁ | 0.25 | 2.70 | 1.05 | 2.571 | 0.2625 | 0.2900 | | | | |
| X"2 | 0.25 | 2.70 | 8.35 | 0.323 | 2.0875 | 1.7500 | | | | |
| Х"3 | 0.25 | 2.70 | 4.00 | 0.675 | 1.0000 | 1.4625 | | | | |
| X" ₄ | 0.25 | 2.70 | 4.10 | 0.659 | 1.0250 | 1.0250 | | | | |
| X"5 | 0.25 | 2.70 | 4.00 | 0.675 | 1.0000 | 1.4625 | | | | |
| X"6 | 0.25 | 2.70 | 1.35 | 2.000 | 0.3375 | 0.3900 | | | | |
| Х"7 | 0.25 | 2.70 | 1.60 | 1.688 | 0.4000 | 0.5600 | | | | |
| X"8 | 0.25 | 2.70 | 4.85 | 0.557 | 1.2125 | 1.0900 | | | | |
| | | | | | A" _X = 7.3250 | C" _X = 8.0300 | | | | |
| Y"1 | 0.25 | 2.70 | 4.30 | 0.628 | 1.0750 | 0.9800 | | | | |
| Y"2 | 0.25 | 2.70 | 1.90 | 1.421 | 0.4750 | 0.6200 | | | | |
| Υ"3 | 0.25 | 2.70 | 1.20 | 2.250 | 0.3000 | 0.3600 | | | | |
| Y"4 | 0.25 | 2.70 | 2.75 | 0.982 | 0.6875 | 0.8375 | | | | |
| Y"5 | 0.25 | 2.70 | 1.30 | 2.077 | 0.3250 | 0.5750 | | | | |
| Y"6 | 0.25 | 2.70 | 3.25 | 0.831 | 0.8125 | 0.9125 | | | | |
| Υ"7 | 0.25 | 2.70 | 2.20 | 1.227 | 0.5500 | 0.5600 | | | | |
| Y"8 | 0.25 | 2.70 | 3.50 | 0.771 | 0.8750 | 0.9400 | | | | |
| Y"g | 0.25 | 2.70 | 1.70 | 1.588 | 0.4250 | 0.4600 | | | | |
| | $A''_{y} = 5.5250$ $C''_{y} = 6.2450$ | | | | | | | | | |

Il carico risulta quindi:

carico totale secondo piano muratura

 $(13.150 \text{ x } 2.70) \text{ m}^3 \text{ x } 15 \text{ kN/m}^3 =$

1261.04 kN. 532.57 kN

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

| cordoli | $(14.765 \times 0.30) \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 =$ | 110.74 kN |
|---------|---|-----------|
| solaio | $78.055 \text{ m}^2 \text{ x } (3.5 + 2) \text{ kN/m}^2 =$ | 429.30 kN |
| scale | $10.530 \text{ m}^2 \text{ x } (4.5 + 4) \text{ kN/m}^2 =$ | 89.50 kN |
| balconi | $10.230 \text{ m}^2 \text{ x } (4.5 + 4) \text{ kN/m}^2 =$ | 86.95 kN |

totale 2510.10 kN

ANALISI

La verifica è svolta secondo quanto indicato al paragrafo 6.2.3 controllando che siano rispettate le prescrizioni geometriche e progettuali ai punti 1-9 e siano soddisfatte le verifiche del punto 10 di detto paragrafo. Prescrizioni geometriche e progettuali

1) La pianta dell'edificio è compatta, risulta perfettamente simmetrica rispetto ad un asse e si discosta di poco dalla simmetria rispetto all'altro. Il rapporto delle dimensioni in pianta risulta:

$$9.80 / 10.70 = 0.92 > 1/3$$

L'altezza dell'edificio è di 6 m ed è inferiore a 11 m che è l'altezza massima prevista per le zone con gradi sismicità S = 9;

- 2) ogni muro maestro è intersecato da altri muri ad interasse non superiore a 7 m;
- 3) in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali sono state previste, su entrambi i lati, zone di muratura di dimensione non inferiore a 1 m;
- 4) la distanza tra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio e la distanza tra due solai consecutivi è inferiore a 7 m; la massima snellezza dei setti, calcolata come da D.M. 20.11.87 (vedi nota 2 pag. 6.5) risulta pari a 10.80, inferiore quindi a 14 (vedi Tab. 6.7);
- 5) lo spessore delle murature è di 25 cm, maggiore del minimo consentito (24 cm). In fondazione lo spessore delle murature è di 50 cm; pertanto l'incremento di spessore delle murature in fondazione è di 25 cm rispetto allo spessore in elevazione, maggiore del minimo consentito (20 cm);
- 6) i sovraccarichi previsti sono di 2.00 kN/m² per i solai di civile abitazione e di 4.00 kN/m² per le scale e per i balconi: pertanto risultano non superiori a 4.00 kN/m²;
- 7) nei pannelli murari verranno inserite armature di sezione minima non inferiore alle prescrizioni imposte dalle presenti norme;
- 8) a livello del solaio si realizzeranno cordoli della sezione di cm 25x20 (larghezza e altezza pari rispettivamente a quella della muratura sottostante e a quella del solaio). La larghezza dei cordoli perimetrali è prevista di cm 20. L'armatura di tutti i cordoli sarà costituita da 4 φ16 e da staffe φ 6/25".
- 9) per quanto concerne l'area della sezione di muratura resistente si deve anzitutto calcolare la superficie totale dell'edificio che risulta:

```
9.80 \text{ m} \times 10.70 \text{ m} = 104.86 \text{ m}^2
```

Dalla Tab. 6.4 si trova che per S = 9 la percentuale di area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali deve risultare, per entrambi i piani, non inferiore al 3.5%, per cui:

```
104.8600 \text{ m}^2 \text{ x } 3.5\% = 3.6701 \text{ m}^2 nell'edificio in esame (vedi tabb. 6.6 e 6.7) si ha:
```

Piano primo direzione X: $A'_x = 7.6250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$ Piano primo direzione Y: $A'_y = 5.5250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$ Piano secondo direzione X: $A''_x = 7.3250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$

Piano secondo direzione Y:

 $A''_v = 5.5250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$

Risultano pertanto rispettate le prescrizioni geometriche e progettuali.

Tab. 6.7 - Snellezza dei setti resistenti (spessore t=0.25 m e altezza H=2.70 m).

| Parete | Interasse a (m) | Rapporto H/a | Fat. divincolo | Snellezza pH/t |
|-----------------|--------------------|-----------------|----------------|-------------------|
| I Piano: | | | | · |
| X' ₁ | | | 1 | 10.80 |
| X'2 | 4.35 | 0.62 | 0.88 | 9.50 |
| Х'3 | | | 1 | 10.80 |
| X"4 | 4.35 | 0.62 | 0.88 | 9.50 |
| X'5 | | | 1 | 10.80 |
| X'6 | | | 1 | 10.80 |
| X'8 | 4.35 | 0.62 | 0.88 | 9.50 |
| Y'1 | 3.25 | 0.83 | 0.67 | 7.24 |
| Y'2 | | | 1 | 10.80 |
| Y'3 | | | 1 | 10.80 |
| Y'4 | | | 1 | 10.80 |
| Y'5 | | | 1 1 | 10.80 |
| Y'6 | | | 1 | 10.80 |
| Y'7 | | | 1 | 10.80 |
| Y'8 | | | 1 | 10.80 |
| Y'g | | | 1 | 10.80 |
| II Piano: | | | | |
| X" ₁ | | | 1 | 10.80 |
| X"2 | 4.35 | 0.62 | 0.88 | 9.50 |
| Х"3 | | | 1 | 10.80 |
| X"4 | 4.35 | 0.62 | 0.88 | 9.50 |
| X"5 | | | 1 | 10.80 |
| X"6 | | | 1 | 10.80 |
| X"7 | | | 1 | 10.80 |
| X"a | 4.35 | 0.62 | 0.88 | 9.50 |
| Y"1 | 3.25 | 0.83 | 0.67 | 7.24 |
| Y"2 | | | 1 | 10.80 |
| Υ"3 | | | 1 | 10.80 |
| Y"4 | | | 1 | 10.80 |
| Y"5 | | | 1 | 10.80 |
| Y"6 | | | 1 | 10.80 |
| Y" 7 | | | 1 | 10.80 |
| Y"8 | | | 1 | 10.80 |
| Y"g | | | 1 | 10.80 |

Verifica delle tensioni

10)Verifica della tensione sulla muratura

Piano secondo:

carico verticale totale: N = 1261.04 kNarea totale dei setti resistenti: $A = 12.85 \text{ m}^2$ Risulta quindi:

$$\sigma = \frac{N}{0.6A} = 0.164 < \frac{-}{\sigma_m} = 1.06 \text{ MPa}$$

Piano primo:

carico verticale totale: N = 2510.10 kNarea totale dei setti resistenti: $A = 13.15 \text{ m}^2$

Risulta quindi:

$$\sigma = \frac{N}{0.6A} = 0.318 < \frac{-}{\sigma_m} = 1.06 \text{ MPa}$$

6.4.2. ANALISI STRUTTURALE COMPLETA

Si vuole progettare la struttura in muratura armata di un edificio (Fig. 6.22) che si prevede sia da realizzare a Perugia. L'edificio è costituito da due piani adibiti a civile abitazione e da una copertura a padiglione. L'altezza dell'edificio (cioè la quota di imposta della falda) è di 6 m, lo spessore delle murature in elevazione è di 30 cm e delle murature in fondazione è di 50 cm. Si prevede di disporre solo armatura concentrata.

Le caratteristiche dell'edificio considerato non consentono di procedere alla verifica semplificata prevista dal decreto sismico, poiché non sono rispettati i requisiti richiesti, in particolare non sono rispettati i requisiti relativi alla forma dell'edificio e all'interasse tra i muri maestri. E' quindi necessario effettuare l'analisi strutturale completa.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche della muratura vengono assunte con riferimento al D.M. 20.11.87. Si utilizza una muratura costituita da:

- mattoni semipieni con foratura inferiore al 45% avente

resistenza caratteristica a compressione $f_{bk} = 10 \text{ MPa}$ in direzione verticale area totale dei setti resistenti $f_{bko} = 2 \text{ MPa}$ in direz. orizz. Piano parete

- malta cementizia tipo M2

con riferimento al D.M. 20.11.87 si ha:

resistenza caratteristica a compressione $f_k = 5.30 \text{ Mpa} \text{ (v. Tab. 6.2)}$

resistenza caratteristica a taglio fvko = 0.2 MPa

modulo di elasticità longitudinale $E = 1000 \text{ f}_k = 5.30\text{e3 MPa}$ modulo di elasticità tangenziale G = 0.4 E = 2.12e3 MPa

Le tensioni ammissibili, nel caso di verifica della muratura in presenza di azioni sismiche, risultano quindi:

a compressione: $\sigma_m = 2 f_k / 5 = 2.12 \text{ MPa}$ a taglio : $\overline{\tau}_m = 2 f_{vk} / 5$

Per tutte le armature si utilizza un acciaio del tipo FeB44K controllato in stabilimento avente quindi tensione ammissibile pari a 255 MPa.

INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA RESISTENTE

Si considerano resistenti i pannelli murari che hanno rapporto altezza/lunghezza non superiore a 4.

Tutte le pareti hanno lo spessore di 30 cm che risulta superiore allo spessore minimo consentito (24 cm) e superiore ad 1/14 dell'altezza (cm 270/14 = 19.3 cm). Lo schema resistente risultante è quello di figg. 6.23 e

6.24. Le caratteristiche geometriche delle pareti resistenti ed i carichi agenti al primo e al secondo piano sono riportati rispettivamente in Tab. 6.8 e Tab. 6.9.

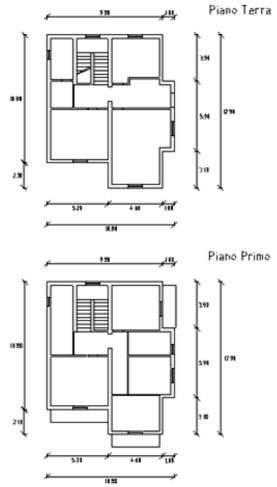
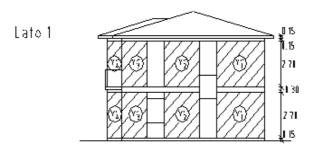


Fig. 6.22 - Piante dell'edificio



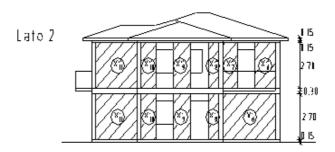


Fig. 6.23 - Prospetti con indicazione degli elementi resistenti

ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene effettuata con riferimento al D.M. 16.01.96 assumendo:

peso proprio calcestruzzo: 25 kN/m³

peso proprio muratura: 15 kN/m³

peso proprio solaio: 3.5 kN/m²

peso proprio copertura: 3.5 kN/m².peso proprio balcone e scale: 4.5 kN/m²

sovraccarico solaio: 2.0 kN/m²

carico neve: 1.34 kN/m² (quota 400 m s.l.m. ed angolo inclinazione falda 15°)

sovraccarico balconi e scale: 4.0 kN/m²

Per il calcolo globale dei carichi si analizzano separatamente i carichi a secondo e primo piano con riferimento alle aree di influenza indicate in Fig. 6.25.

Secondo piano

area totale muri resistenti : $A\text{"}_x + A\text{"}_y = 14.970 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.9)}$ area totale cordoli: $C\text{"}_x + C\text{"}_y = 15.795 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.9)}$

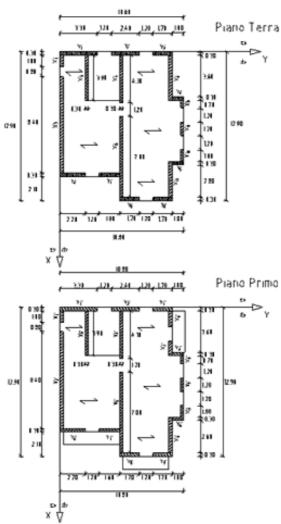


Fig. 6.24 - Elementi resistenti

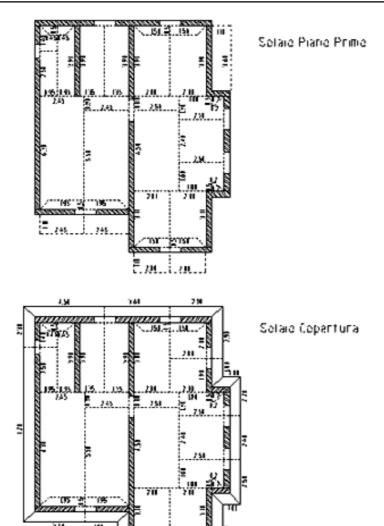


Fig. 6.25 - Aree di influenza

area totale copertura (0.60+10.80+0.60) m x 5.20 m + (0.60+4.60+0.60) m x $(0.60+12.90+0.60) \text{ m} + 1.00 \text{ m x } (0.60+5.90+0.60) \text{ m} = 151.280 \text{ m}^2$

Primo piano

area totale muri resistenti : $A'_x + A'_y = 15.330 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.8)}$ area totale cordoli: $C'_x + C'_y = 16.480 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.8)}$ area totale solaio: 92.780 m^2

area totale solaio: 92.780 m^2 area totale scale: $\text{Sc'}_x + \text{Sc'}_y = 10.530 \text{ m}^2$ area totale balconi: $\text{B'}_x + \text{B'}_y = 13.750 \text{ m}^2$

Tab. 6.8 - Caratteristiche geometriche delle pareti al primo piano (spessore t=0.30 m e altezza H=2.70 m)

| Parete | Spessore t (m) | Altezza H (m) | Lunghezza b (m) | Rapporto H/b | Area Parete Aj (m²) | Area Cordolo C _i (m²) | | | |
|-----------------|---|------------------|--------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------------------|--|--|--|
| X" ₁ | 0.25 | 2.70 | 1.05 | 2.571 | 0.2625 | 0.2900 | | | |
| X"2 | 0.25 | 2.70 | 8.35 | 0.323 | 2.0875 | 1.7500 | | | |
| X"3 | 0.25 | 2.70 | 4.00 | 0.675 | 1.0000 | 1.4625 | | | |
| X" ₄ | 0.25 | 2.70 | 4.10 | 0.659 | 1.0250 | 1.0250 | | | |
| X"5 | 0.25 | 2.70 | 4.00 | 0.675 | 1.0000 | 1.4625 | | | |
| X"6 | 0.25 | 2.70 | 1.35 | 2.000 | 0.3375 | 0.3900 | | | |
| Х"7 | 0.25 | 2.70 | 1.60 | 1.688 | 0.4000 | 0.5600 | | | |
| X"8 | 0.25 | 2.70 | 4.85 | 0.557 | 1.2125 | 1.0900 | | | |
| | | | | | A" _X = 7.3250 | C" _x = 8.0300 | | | |
| Y" ₁ | 0.25 | 2.70 | 4.30 | 0.628 | 1.0750 | 0.9800 | | | |
| Y"2 | 0.25 | 2.70 | 1.90 | 1.421 | 0.4750 | 0.6200 | | | |
| Υ"3 | 0.25 | 2.70 | 1.20 | 2.250 | 0.3000 | 0.3600 | | | |
| Y"4 | 0.25 | 2.70 | 2.75 | 0.982 | 0.6875 | 0.8375 | | | |
| Y"5 | 0.25 | 2.70 | 1.30 | 2.077 | 0.3250 | 0.5750 | | | |
| Y"6 | 0.25 | 2.70 | 3.25 | 0.831 | 0.8125 | 0.9125 | | | |
| Υ"7 | 0.25 | 2.70 | 2.20 | 1.227 | 0.5500 | 0.5600 | | | |
| Y"8 | 0.25 | 2.70 | 3.50 | 0.771 | 0.8750 | 0.9400 | | | |
| Y"g | 0.25 | 2.70 | 1.70 | 1.588 | 0.4250 | 0.4600 | | | |
| | $A''_{\gamma} = 5.5250$ $C''_{\gamma} = 6.2450$ | | | | | | | | |

CALCOLO AZIONE SISMICA

L'analisi sismica viene effettuata secondo il metodo dell'analisi statica come indicato al punto B del paragrafo 6.2.3. Le forze sismiche alla generica quota e in una prefissata direzione sono fornite da:

Fi = C R
$$\varepsilon$$
 β 1 γ_i W_i

essendo nel caso in esame:

$$W_i = (G_i + s Q_i)$$

C = 0.07 (S = 9 per zona di 2° categoria)

$$\varepsilon = I = R = 1$$

 β = 1.5 (poiché non si prevede armatura diffusa)

s = 0.33 per i locali di abitazione

s = 1 per le scale.

Tab. 6.9 - Caratteristiche geometriche delle pareti al secondo piano (spessore t=0.30 m e altezza H=2.70 m)

| Parete | Lunghezza b (m) | Area A _i (m²) | Area cordolo C _i (m²) | Solaio (m²) | | Bald Bald | one m²) | Scala Sc _i (m²) | | |
|------------------|---|-----------------------------|-------------------------------------|----------------|---------|--------------|------------|-------------------------------|----|--|
| | - () | . 1 () | 1 , , | sx | dx | SX | dx | sx | dx | |
| X" ₁ | 1.00 | 0.3000 | 0.3500 | | 0.9800 | | | | | |
| X"2 | 8.40 | 2.5200 | 2.2000 | | 16.7100 | | | | | |
| Х"3 | 3.90 | 1.1700 | 1.1700 | 3.3550 | | | | | | |
| X"4 | 4.10 | 1.2300 | 1.4100 | 1.9600 | 8.9250 | | | | | |
| X"5 | 7.00 | 2.1000 | 2.1900 | 12.3750 | 16.5750 | | | | | |
| X"6 | 1.40 | 0.4200 | 0.5000 | 3.1250 | | | | | | |
| X"7 | 1.30 | 0.3900 | 0.4750 | 3.8000 | | | | | | |
| X"8 | 0.70 | 0.2100 | 0.3250 | 3.0250 | | | | | | |
| X"g | 1.20 | 0.3600 | 0.6000 | 6.0000 | | | | | | |
| X" ₁₀ | 1.00 | 0.3000 | 0.4000 | 3.7750 | | | | | | |
| X" ₁₁ | 3.10 | 0.9300 | 0.7750 | 5.3250 | | | | | | |
| | A" _{>} | = 9.9300 (| C" _X =10.3950 | | | | | | | |
| Y"1 | 3.30 | 0.9900 | 0.9750 | | 0.7000 | | | | | |
| Y"2 | 2.40 | 0.7200 | 0.9000 | | 0.8750 | | | | | |
| Y"3 | 1.70 | 0.5100 | 0.5750 | | 0.8750 | | | | | |
| Y"4 | 1.00 | 0.3000 | 0.2500 | | 0.2250 | | | | | |
| Y"5 | 1.00 | 0.3000 | 0.2500 | 0.2250 | | | | | | |
| Y"6 | 2.20 | 0.6600 | 0.7000 | 1.1000 | | | | | | |
| Y"7 | 1.80 | 0.5400 | 0.6000 | 1.1000 | | - | | | | |
| Y"8 | 1.70 | 0.5100 | 0.5750 | 0.8750 | | 1 | - | | | |
| Y"g | 1.70 | 0.5100 | 0.5750 | 0.8750 | | 1 | | | | |
| | A" _v =5.0400 C" _v =5.4000 | | | | | | | | | |

Con riferimento alle caratteristiche geometriche dell'edificio di tabelle 6.8 e 6.9 e ai carichi assunti si ha:

Secondo piano:

| peso copertura: | $151.28 \text{ m}^2 \text{ x } 3.50 \text{ kN/m}^2 + 0.33 \text{ x } 151.20 \text{ m}^2 \text{ x } 1.34 \text{ kN/m}^2 =$ | 596.38 kN |
|-----------------|---|-----------------|
| peso cordoli: | $15.795 \text{ m}^2 \text{ x } 0.30 \text{ m x } 25 \text{ kN/m}^3 =$ | 118.46 kN |
| peso muratura: | $14.970 \text{ m}^2 \text{ x } 1.35 \text{ m x } 15 \text{ kN/m}^3 =$ | 303.14 kN |
| | | W = 1017.98 kN |

Primo piano:

peso solaio: 92.78 m² x 3.50 kN/m² + 0.33 x 92.78 m² x 2.00 kN/m² = 385.96 kN peso balconi: 13.75 m² x 4.50 kN/m² + 0.33 x 13.75 m² x 4.00 kN/m² = 80.03 kN

peso scala: $5.265 \text{ m}^2 \text{ x } 4.50 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ x } 5.265 \text{ m}^2 \text{ x } 4.00 \text{ kN/m}^2 = 44.75 \text{ kN}$

peso cordoli: $16.480 \text{ m}^2 \text{ x } 0.30 \text{ m x } 25 \text{ kN/m}^3 = 123.60 \text{ kN}$ peso muratura: $15.330 \text{ m}^2 \text{ x } 2.70 \text{ m x } 15 \text{ kN/m}^3 = 620.86 \text{ kN}$

W1 = 1255.20 kN

da cui

 $\gamma_1 = 0.690$ $\gamma_2 = 1.3814$ Le forze sismiche di piano risultano pertanto:

 $F_1 = 0.07 \times 1 \times 1 \times 1.5 \times 1 \times 0.6907 \times 1255.2073 = 91.032 \text{ kN}$ $F_2 = 0.07 \times 1 \times 1 \times 1.5 \times 1 \times 1.3814 \times 1017.9810 = 147.655 \text{ kN}$

RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Le azioni sismiche di piano F_1 e F_2 devono essere ripartite tra i setti resistenti; assumendo i solai infinitamente rigidi, le forze vengono ripartite in proporzione alle rigidezze dei setti murari presenti a ciascun piano considerando l'effetto torsionale dovuto alla eventuale non coincidenza del baricentro delle rigidezze con il baricentro dei carichi.

| Parete | Lunghezza | Area A _i (m²) | x_{gi} | Ygi | Jxi | $J_{\gamma i}$ | K _{xi} | K _{yi} |
|------------------|-----------|-----------------------------|----------|-------|-------------------|-------------------------|-----------------|-----------------|
| | b (m) | A _i (m²) | (m) | (m) | (m ⁴) | J _{yi} (m⁴) | (N/m) | (N/m) |
| X'1 | 1.00 | 0.3000 | 0.80 | 0.15 | | 0.0250 | 18.31e6 | |
| X'2 | 8.40 | 2.5200 | 6.30 | 0.15 | | 14.8176 | 1449.25e6 | |
| X'3 | 3.90 | 1.1700 | 2.25 | 2.35 | | 1.4830 | 467.07 e6 | |
| X'4 | 4.10 | 1.2300 | 2.35 | 5.35 | | 1.7230 | 509.95 e6 | |
| X'5 | 7.00 | 2.1000 | 9.10 | 5.35 | | 8.5750 | 1146.62e6 | |
| X'6 | 3.90 | 1.1700 | 2.25 | 9.65 | | 1.4830 | 467.07 e6 | |
| X'8 | 0.70 | 0.2100 | 4.55 | 10.65 | | 0.0086 | 6.59e6 | |
| X'g | 1.20 | 0.3600 | 6.70 | 10.65 | | 0.0432 | 30.39e6 | |
| X'10 | 1.00 | 0.3000 | 9.00 | 10.65 | | 0.0250 | 18.31e6 | |
| X' ₁₁ | 3.10 | 0.9300 | 11.05 | 9.65 | | 0.7448 | 302.53e6 | |
| Σ | • | 10.2900 | | | | 28.928 | 1 4416.10 | e6 |
| Y'1 | 3.30 | 0.9900 | 0.15 | 1.65 | 0.8984 | | | 342.27 e6 |
| Y'2 | 2.40 | 0.7200 | 0.15 | 5.70 | 0.3456 | | | 175.30 e6 |
| Υ'3 | 1.70 | 0.5100 | 0.15 | 9.45 | 0.1228 | | | 76.48e6 |
| Y'4 | 1.00 | 0.3000 | 4.05 | 11.30 | 0.0250 | | | 18.31e6 |
| Y'5 | 1.00 | 0.3000 | 9.65 | 11.30 | 0.0250 | | | 18.31e6 |
| Y'6 | 2.20 | 0.6600 | 10.65 | 1.10 | 0.2662 | - | | 143.55 e6 |
| Y'7 | 1.80 | 0.5400 | 10.65 | 4.30 | 0.1458 | - | | 88.33e6 |
| Y'8 | 1.70 | 0.5100 | 12.75 | 6.05 | 0.1228 | - | | 76.48e6 |
| Y'g | 1.70 | 0.5100 | 12.75 | 8.95 | 0.1228 | | | 76.48e6 |
| Σ | | 5.0400 | | | 2.0745 | | | 1015.52e6 |

Tab. 6.10 - Rigidezze delle pareti al primo piano (spessore t=0.30 m e altezza H=2.70 m)

Baricentro delle rigidezze

La posizione del baricentro delle rigidezze viene determinata utilizzando le seguenti relazioni:

$$X_R = \sum K_{vi} X_{gi} / \sum K_{vi} \qquad Y = \sum K_{xi} y_{gi} / \sum K_{xi}$$

dove la sommatoria è estesa a tutte le pareti del piano e dove K_{xi} e K_{yi} rappresentano la rigidezza della parete iesima parallela rispettivamente a x ed a y. Nella valutazione di tale rigidezza (5) si tiene conto del contributo tagliante e flessionale delle pareti che hanno la dimensione maggiore parallela alla direzione considerata:

$$K_{xi} = \frac{1}{\frac{H^3}{3EJ_{yi}} + \frac{1,2H}{GA_i}}$$
 $K_{yi} = \frac{1}{\frac{H^3}{3EJ_{xi}} + \frac{1,2H}{GA_i}}$

Nelle tabelle 6.10 e 6.11 sono riportati il baricentro, il momento di inerzia e la rigidezza di ciascuna parete.

Tali valori permettono di calcolare le coordinate del baricentro delle rigidezze del primo e del secondo piano che risultano rispettivamente:

$$X'_{R} = 4.69 \text{ m}$$
 $Y'_{R} = 4.12 \text{ m}$
 $X''_{R} = 4.69 \text{ m}$ $Y''_{R} = 3.59 \text{ m}$

| Parete | Lunghezza | Area A _i (m²) | Xgi | Ygi | J _{xi} | $J_{\gamma i}$ | K _{xi} | Kyi | |
|------------------|-----------|-----------------------------|-------|-------|-------------------|-------------------------|-------------------|-----------|--|
| | b (m) | A_i (m ²) | (m) | (m) | (m ⁴) | J _{yi} (m⁴) | (N/m) | (N/m) | |
| X" ₁ | 1.00 | 0.3000 | 0.80 | 0.15 | | 0.0250 | 18.31e6 | | |
| X"2 | 8.40 | 2.5200 | 6.30 | 0.15 | | 14.8176 | 1449.25e6 | | |
| X"3 | 3.90 | 1.1700 | 2.25 | 2.35 | | 1.4830 | 467.07 e6 | | |
| X"4 | 4.10 | 1.2300 | 2.35 | 5.35 | | 1.7230 | 509.95 e6 | | |
| X"5 | 7.00 | 2.1000 | 9.10 | 5.35 | | 8.5750 | 1146.62e6 | | |
| X"6 | 1.40 | 0.4200 | 1.00 | 9.65 | | 0.0686 | 46.12e6 | | |
| X"7 | 1.30 | 0.3900 | 3.55 | 9.65 | | 0.0549 | 37.79e6 | | |
| X"8 | 0.70 | 0.2100 | 4.55 | 10.65 | | 0.0086 | 6.59e6 | | |
| X"g | 1.20 | 0.3600 | 6.70 | 10.65 | | 0.0432 | 30.39e6 | | |
| X"10 | 1.00 | 0.3000 | 9.00 | 10.65 | | 0.0250 | 18.31e6 | | |
| X" ₁₁ | 3.10 | 0.9300 | 11.05 | 9.65 | | 0.7448 | 302.53 e6 | | |
| Σ | 9.9300 | | | | | | 27.5687 4032.94e6 | | |
| Y"1 | 3.30 | 0.9900 | 0.15 | 1.65 | 0.8984 | | | 342.27 e6 | |
| Y"2 | 2.40 | 0.7200 | 0.15 | 5.70 | 0.3456 | | | 175.30 e6 | |
| Υ"3 | 1.70 | 0.5100 | 0.15 | 9.45 | 0.1228 | | 1 | 76.48e6 | |
| Y"4 | 1.00 | 0.3000 | 4.05 | 11.30 | 0.0250 | | | 18.31e6 | |
| Y"5 | 1.00 | 0.3000 | 9.65 | 11.30 | 0.0250 | | 1 | 18.31e6 | |
| Y"6 | 2.20 | 0.6600 | 10.65 | 1.10 | 0.2662 | | - | 143.55 e6 | |
| Y"7 | 1.80 | 0.5400 | 10.65 | 4.30 | 0.1458 | | - | 88.33e6 | |
| Y"8 | 1.70 | 0.5100 | 12.75 | 6.05 | 0.1228 | | | 76.48e6 | |
| Y"g | 1.70 | 0.5100 | 12.75 | 8.95 | 0.1228 | | | 76.48e6 | |
| Σ | | 5.0400 | | | 2.0745 | | | 1015.52e6 | |

Tab. 6.11 - Rigidezze delle pareti al secondo piano (spessore t=0.30 m e altezza H=2.70 m)

Baricentro dei carichi

La posizione del baricentro dei carichi viene calcolata nell'ipotesi che i carichi gravanti su ogni singolo setto siano applicati nel baricentro della parete. Pertanto si utilizzano le seguenti relazioni:

$$X_G = \frac{\displaystyle\sum M_X x_{gi} + \displaystyle\sum M_y x_{gi}}{\displaystyle\sum M_X + \displaystyle\sum M_y} \qquad \qquad Y_G = \frac{\displaystyle\sum M_x y_{gi} + \displaystyle\sum M_y y_{gi}}{\displaystyle\sum M_x + \displaystyle\sum M_y}$$

Utilizzando opportunamente i valori di cui alle tabelle 6.8 6.11 le coordinate del baricentro dei carichi del primo e del secondo piano risultano rispettivamente:

$$X'_G = 6.17 \text{ m}$$
 $Y'_G = 5.30 \text{ m}$ $X''_G = 6.24 \text{ m}$ $Y''_G = 5.47 \text{ m}$

Coefficienti di ripartizione

Il coefficiente di ripartizione viene determinato trascurando il contributo offerto dalla rigidezza trasversale delle pareti ma considerando il momento torcente dovuto alla eccentricità del baricentro dei carichi rispetto al baricentro delle rigidezze. Nel calcolo si utilizzano le seguenti formule:

$$R_X = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} + \frac{K_{xi}E_{ccy}e_y}{J_p} \qquad \qquad R_Y = \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} + \frac{K_{yi}E_{ccx}e_x}{J_p}$$

```
dove:
```

```
\begin{split} E_{ccx} &= X_{gi} \text{-} X_R \\ E_{ccy} &= Y_{gi} \text{-} Y_R \\ e_x &= X_G \text{-} X_R \\ e_y &= Y_G \text{-} Y_R \\ J_p &= \Sigma \ K_{xi} (E_{ccy})^2 + K_{yi} \ (E_{ccx})^2 \end{split}
```

I coefficienti di ripartizione risultanti sono riportati nelle tabelle 6.12 e 6.13.

Tab. 6.12 - Coefficienti di ripartizione della forza sismica per le pareti al primo piano (ex = 1.488 m; ey = 1.185 m).

| Parete | K _{xi} | Κ _{γί} | K _{xi} /Σ K _{xi} | $K_{\gamma i}/\Sigma K_{\gamma i}$ | X _{gi} - X _R | Y _{gi} - Y _R | RX | Rγ |
|--------|-----------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------|---------|
| | (N/m) | (N/m) | (%) | (%) | (m) | (m) | (%) | (%) |
| X'1 | 18.31e6 | | 0.415 | | | -3.970 | 0.312 | |
| X'2 | 1449.25e6 | | 32.817 | | | -3.970 | 24.688 | |
| Х'3 | 467.07 e6 | | 10.577 | | | -1.770 | 9.408 | |
| X'4 | 509.95 e6 | | 11.547 | | - | 1.230 | 12.434 | |
| X'5 | 1146.62e6 | | 25.965 | | | 1.230 | 27.956 | |
| X'6 | 467.07 e6 | | 10.577 | | | 5.530 | 14.226 | |
| X'8 | 6.59e6 | | 0.149 | | | 6.530 | 0.210 | |
| X'9 | 30.39e6 | | 0.688 | | | 6.530 | 0.968 | |
| X'10 | 18.31e6 | | 0.415 | | | 6.530 | 0.584 | |
| X'11 | 302.53 e6 | | 6.815 | | - | 5.530 | 9.214 | |
| Σ | 4416.10e6 | | 100.000 | | | | 100.000 | |
| Y'1 | | 342.27 e6 | - | 33.704 | -4.537 | | - | 30.949 |
| Y'2 | | 175.30 e6 | | 17.262 | -4.537 | | | 15.851 |
| Υ'3 | | 76.48e6 | - | 7.531 | -4.537 | | | 6.915 |
| Y'4 | | 18.31e6 | | 1.803 | -0.637 | | | 1.782 |
| Y'5 | | 18.31e6 | | 1.803 | 4.963 | | | 1.964 |
| Y'6 | | 143.55 e6 | | 14.136 | 5.963 | | | 15.655 |
| Y'7 | | 88.33e6 | - | 8.698 | 5.963 | | | 9.633 |
| Y'8 | | 76.48e6 | - | 7.531 | 8.063 | | | 8.625 |
| Y'g | | 76.48e6 | - | 7.531 | 8.063 | | | 8.625 |
| Σ | | 1015.52e6 | i | 100.000 | | | | 100.000 |

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLE PARETI

Dopo aver calcolato l'azione sismica ed i coefficienti di ripartizione dell'azione sulle pareti resistenti, si effettua il calcolo delle sollecitazioni alla base delle pareti ovvero si determina la forza assiale N, il momento flettente M e il taglio T necessari per la verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni.

A titolo illustrativo per l'edificio in esame si calcolano le sollecitazioni e si effettuano le verifiche alla base delle pareti X_9 e Y_3 . Per esse le sollecitazioni risultano:

Parete X_9 : N = 93.76 kN

M = 14.36 kNmT = 2.83 kN

Parete Y_3 : N = 63.36 kN

M = 78.90 kNmT = 16.30 kN

| Parete | K _{xi} | Κ _{γί} | K _{xi} /Σ K _{xi} | $K_{\gamma i}/\Sigma K_{\gamma i}$ | X _{gi} - X _R | Y _{gi} - Y _R | RX | Rγ |
|------------------|-----------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------|--------|
| | (N/m) | (N/m) | (%) | (%) | (m) | (m) | (%) | (%) |
| X" ₁ | 18.31e6 | | 0.454 | | -3.887 | -3.445 | 0.287 | |
| X"2 | 1449.25e6 | | 35.935 | | 1.613 | -3.445 | 22.730 | |
| Х"3 | 467.07 e6 | | 11.581 | | -2.437 | -1.245 | 10.043 | |
| X"4 | 509.95 e6 | | 12.645 | | -2.337 | 1.755 | 15.012 | |
| X"5 | 1146.62e6 | | 28.431 | | 4.413 | 1.755 | 33.754 | |
| X"6 | 46.12e6 | | 1.143 | | -3.687 | 6.055 | 1.882 | |
| X" ₇ | 37.79e6 | | 0.937 | | -1.137 | 6.055 | 1.543 | |
| X"8 | 6.59e6 | | 0.164 | | -0.137 | 7.055 | 0.287 | |
| X"9 | 30.39e6 | - | 0.754 | | 2.013 | 7.055 | 1.321 | |
| X" ₁₀ | 18.31e6 | - | 0.454 | | 4.313 | 7.055 | 0.796 | |
| X" ₁₁ | 302.53 e6 | | 7.501 | | 6.363 | 6.055 | 12.347 | |
| Σ | | | | | | | | |
| Y" ₁ | | 342.27 e6 | | 33.704 | -4.537 | -1.945 | | 30.318 |
| Y"2 | | 175.30 e6 | | 17.262 | -4.537 | 2.105 | | 15.528 |
| Y"3 | | 76.48e6 | | 7.531 | -4.537 | 5.855 | | 6.774 |
| Y"4 | | 18.31e6 | | 1.803 | -0.637 | 7.705 | | 1.778 |
| Y"5 | | 18.31e6 | | 1.803 | 4.963 | 7.705 | | 2.001 |
| Y"6 | | 143.55 e6 | | 14.136 | 5.963 | -2.495 | | 16.003 |
| Y"7 | | 88.33e6 | | 8.698 | 5.963 | 0.705 | | 9.847 |
| Y"8 | | 76.47e6 | | 7.531 | 8.063 | 2.455 | | 8.876 |
| Y"g | | 76.47e6 | | 7.531 | 8.063 | 5.355 | | 8.876 |

Tab. 6.13 - Coefficienti di ripartizione della forza sismica per le pareti al secondo piano (ex = 1.549 m; ev = 1.879 m).

VERIFICHE

Le verifiche, come richiesto dal D.M. 16.01.96, vengono effettuate con il metodo delle tensioni ammissibili, utilizzando lo stesso criterio adottato per la verifica delle sezioni in c.a..

100.000

100.000

Parete X₉

Caratteristiche geometriche della sezione:

Σ

 $\begin{array}{lll} base & & t=30 \text{ cm} \\ altezza & & b=120 \text{ cm} \\ copriferro & & c=12.5 \text{ cm} \\ modulo di resistenza & W=72e3 \text{ cm}^3 \\ area armatura compressa & A'_s=4.02 \text{ cm}^2 (216) \\ area armatura tesa & A_s=4.02 \text{ cm}^2 (216) \end{array}$

1015.52e6

Verifica a pressoflessione della sezione

L'eccentricità del carico risulta:

M/N = 15.3 cm < b/6 = 20 cm pertanto la sezione è interamente reagente.

La tensione normale sulla muratura risulta:

 $N/A + M/W = 0.46 MPa < \overline{O}_m$

Verifica a taglio della sezione

Poiché la sezione è interamente reagente la tensione normale media dovuta al carico verticale agente risulta:

$$\sigma_{\rm n} = N / (t \, b) = 0.26 \, \text{MPa}$$

pertanto:

$$\frac{f_{vk}}{\tau_m} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 0.340 \text{ MPa}$$

 $\frac{1}{\tau_m} = 2 f_{vk} / 5 = 0.122 \text{ MPa}$

La tensione tangenziale sulla muratura risulta:

$$\tau = T / (t b) = 0.008 \text{ MPa} < \tau_{m}$$

Parete Y₃

Caratteristiche geometriche della sezione:

 $\begin{array}{lll} base & t = 30 \text{ cm} \\ altezza & b = 170 \text{ cm} \\ copriferro & c = 12.5 \text{ cm} \\ modulo \ di \ resistenza & W = 144.5e3 \text{ cm}^3 \\ area \ armatura \ compressa & A'_s = 4.02 \text{ cm}^2 \ (216) \\ area \ armatura \ tesa & A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \ (216) \end{array}$

Verifica a pressoflessione della sezione

L'eccentricità del carico risulta:

$$M/N = 124.5 \text{ cm} > b/6 = 28.33 \text{ cm}$$

pertanto la sezione è parzializzata e la posizione dell'asse neutro è pari a y = 76.52 cm.

La tensione normale sulla muratura risulta (assumendo n = 45):

$$\sigma_{\rm m} = N \{ t y / 2 + n A'_{\rm s} [(y - c) / y] - n A_{\rm s} [(b - c - y) / y] \} = 0.640 \, \text{MPa} < \overline{\sigma}_{\rm m}$$

mentre la tensione sull'acciaio teso risulta:

$$\sigma_s = n[(b-c-y)/y] \sigma_m = 49.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s$$

Verifica a taglio della sezione

La tensione normale media dovuta al carico verticale agente risulta:

$$\sigma_{\rm n} = N / (t \text{ y}) = 0.276 \text{ MPa}$$

pertanto

$$\frac{f_{v\underline{k}}}{\tau} = f_{vko} + 0.4 \; \sigma_n = 0.310 \; MPa \\ \overline{\tau}_m = 2f_{vk} \, / 5 = 0.124 \; MPa \label{eq:two_problem}$$

La tensione tangenziale sulla muratura risulta:

$$\tau = T / (t b) = 0.071 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{m}$$

La verifica a taglio è perciò soddisfatta.

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta è possibile aumentare l'area dell'armatura (tale che aumenti l'area della sezione reagente) oppure cambiare le caratteristiche geometriche del setto (tale che aumenti l'area del setto) oppure aumentare il numero dei setti. Negli ultimi due casi occorre però ripetere l'intera procedura di calcolo.

6.5. CONCLUSIONI

L'entrata in vigore delle presenti norme tecniche per costruzioni in zone sismiche permette l'impiego sistematico della muratura armata nella costruzione di edifici in zona sismica consentendo il progetto e il calcolo come per gli altri procedimenti costruttivi.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

Ciò può contribuire sostanzialmente alla affermazione di questa tecnica costruttiva capace di fornire elementi innovativi importanti sia per quanto concerne i problemi strutturali che per quelli architettonici nell'ambito della progettazione e della realizzazione degli edifici in muratura.

Ringraziamenti

Si ringrazia Andrea Micci per la collaborazione nella preparazione delle figure e nelle elaborazioni numeriche degli esempi.

6.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) Bernstein, "Some early reinforced brickwork materpieces revisited", 5th I.B.Ma.C. Proc., p.231, Washington, 1979.
- (2) Plewes, G. T. Suter, "Canadan masonry Yesterday and today, Proc. of 2nd Canadian Masonry Symposium, p. 105, Ottawa, 1980.
- (3) CISM, "Le costruzioni in muratura", a cura di G. Del Piero, Udine, 1984.
- (4) Preite G., "Manuale delle costruzioni in muratura semplice e armata", Edizioni Scientifiche A. Cremonese, Roma, 1986.
- (5) Hendry A. W., "Statica delle strutture in muratura di mattoni", Patron Editore, Bologna, 1986.
- (6) Dickey, "Masonry in building codes", Proc. of North American Masonry Conference, p. 31, Boulder, 1987.
- (7) Eurocode n. 6, "Régles uniflées communes pour les structures en maçonneire", Commission des Communautés Européennes, 1988.
- (8) Eurocode n. 8, "Structures in seismic regions", Commission of the European Communities, May 1988.
- (9) Tassios T. P., "Meccanica delle murature", Liguori Editore, Napoli, 1988.
- (10) ANDIL, "Esame comparativo della normativa europea e della normativa italiana sulle strutture in muratura portante", pp. 138-225, Edizioni Lambda, Verona, 1992.
- (11) Tubi N., "La realizzazione di murature in laterizio", Edizione Laterconsult, pp. 777-799, Roma, 1993.
- (12) Latina C., "Muratura portante in laterizio. Tecnologia, progetto, architettura." Edizione Laterconsult, pp. 349-377, Roma, 1994.
- (13) Bari L., Righetti G., "Esempi di calcolo di edifici in muratura armata (D.M. 10/01/96 e sistemi omologati)", Murature oggi, Verona, Giugno 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

CAP. 7 - EDIFICI IN STRUTTURA MISTA

(par. C.5.4)

(Giuliano Augusti, Marcello Ciampoli)

SOMMARIO

- 7.1. Generalità 7.3
- 7.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 7.4
- 7.3. Commenti e miglioramenti possibili 7.5
- 7.4. Esempi di edifici in struttura mista: analisi della risposta sismica 7.7
 - 7.4.1. Edifici composti da maglie quadrate (Fig. 7.2) 7.8
 - 7.4.2. Edificio di Fig. 7.3 7.11
- 7.5. Cenni al progetto delle connessioni 7.13
- 7.6. Conclusioni 7.14
- 7.7. Bibliografia 7.16

CAP. 7 - EDIFICI IN STRUTTURA MISTA (par. C.5.4)

(Giuliano Augusti, Marcello Ciampoli)

7.1. GENERALITA'

Le costruzioni in muratura hanno un'importanza rilevante (sino a pochi anni or sono addirittura preminente) nella realtà edilizia italiana, e ciò si riflette nel peso ad esse attribuito nella nuova normativa relativa al progetto ed alla verifica delle costruzioni in zona sismica.

Tale importanza attiene soprattutto al patrimonio edilizio esistente e in particolare alla progettazione degli interventi di adeguamento e miglioramento.

Tuttavia l'importanza delle costruzioni in muratura è tutt'altro che trascurabile per le stesse costruzioni nuove. In questa ottica, e come già illustrato e commentato in alcuni capitoli precedenti, il D.M.16.01.'96 presenta aspetti di notevole interesse e fortemente innovativi.

Tra essi: l'introduzione al Par. C.1 (per la prima volta nella normativa sismica) della muratura armata come sistema strutturale per il quale sono ammesse procedure di progetto standard e non solo procedure di omologazione; alcune modifiche introdotte in merito al modo di valutare le caratteristiche dei materiali base (mattoni e blocchi) ed alle modalità di calcolo e verifica delle costruzioni in muratura ordinaria ed armata.

Con riferimento a questo ultimo aspetto, la normativa introduce il concetto di edificio regolare o "semplice", le cui caratteristiche sono definite dalle regole generali riportate al Par. C.5.1 e dalle regole specifiche dei Paragrafi C.5.2 e C.5.3.5, valide rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria ed armata. Per gli edifici semplici, la normativa assume che un adeguato livello di sicurezza sismica è garantito quando sono rispettate le prescrizioni progettuali dei suddetti paragrafi, prescrizioni che si riferiscono soltanto alla distribuzione in pianta ed in elevazione, alla geometria degli elementi resistenti (i setti murari) e alla loro tensione media di compressione. Per gli edifici "semplici" si può dunque adottare una progettazione che si potrebbe definire di tipo "descrittivo".

Qualora non vengano rispettate tutte le regole specificate nei Paragrafi C.5.2 o C.5.3.5, la normativa permette di eseguire la verifica vera e propria della costruzione in muratura: per tale verifica si devono seguire, per le costruzioni in muratura ordinaria, le prescrizioni indicate al Par. C.9.5, che riguardano però specificamente gli interventi di adeguamento, e, per le costruzioni in muratura armata, le prescrizioni riportate al Par. C.6. Viene così definita una precisa modalità di verifica sismica delle costruzioni in muratura: ed anche questo appare un aspetto di notevole interesse della nuova normativa.

Il D.M.16.01.'96 introduce un'altra significativa innovazione, che rappresenta l'oggetto specifico di questo capitolo, e precisamente un paragrafo (C.5.4) dedicato esclusivamente alle *strutture mist*e, intese come le costruzioni i cui elementi verticali sono in parte pareti in muratura ordinaria o armata ed in parte telai o elementi in altro materiale (c.a., acciaio, legno, ecc.). La definizione di *strutture miste* viene però estesa anche alle costruzioni in muratura che presentino il piano superiore interamente realizzato con struttura portante a telaio in c.a. o acciaio.

La normativa, ricollegandosi esplicitamente alla possibilità di eseguire l'analisi della sicurezza sismica di una costruzione in muratura, definisce i criteri di verifica delle strutture miste ed alcuni limiti di applicabilità di tale tecnologia costruttiva, con ciò fornendo (perlomeno nelle intenzioni) lo strumento per un suo impiego consapevole.

Evidentemente la possibilità di realizzare edifici con struttura portante prevalentemente in muratura ma introducendo elementi di altra tecnologia, permette di aumentare la flessibilità distribuiva ed architettonica degli edifici, che risulta abbastanza ridotta quando si vogliono seguire le prescrizioni relative alle costruzioni semplici. Ciò rappresenta un vantaggio significativo: è così possibile infatti realizzare edifici nuovi privi di vincoli dal

punto di vista distributivo, e adeguare edifici esistenti modificando la distribuzione degli elementi resistenti e sostituendo alcune pareti in muratura con strutture portanti più snelle.

Tale possibilità conduce però in genere ad edifici che non possono essere definiti semplici, e quindi si paga al prezzo dello svolgimento di una accurata verifica della sicurezza sismica, per la quale la normativa prescrive un valore di progetto dell'intensità dell'azione molto cautelativo.

Nel seguito vengono quindi commentati gli aspetti salienti della normativa che trattano la tipologia strutturale delle strutture miste, e fornite alcune indicazioni sulla loro progettazione. Tali indicazioni sono fondate in gran parte sui risultati di una indagine numerica svolta con lo specifico scopo di caratterizzare i limiti di applicazione della tipologia costruttiva, nei due casi di progettazione di edifici nuovi e di adeguamento di quelli esistenti.

7.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Come specificato in precedenza, nel Par. C.5.4 la nuova normativa sismica prevede la possibilità di inserire nelle costruzioni in muratura ordinaria o armata elementi strutturali di diversa tecnologia (c.a. o acciaio, ma anche legno o altri materiali). La normativa però precisa che tali elementi devono avere esclusivamente lo scopo di sopportare i carichi verticali.

La normativa consente:

- a) di realizzare strutture nuove a configurazione cosiddetta "mista" impiegando pareti in muratura ordinaria o armata e telai in c.a. o acciaio;
- b) di adeguare le strutture esistenti in muratura ordinaria o armata sostituendo alcune pareti in muratura con telai in c.a. o acciaio e/o setti in c.a.;
- c) di realizzare come espressamente dichiarato edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore (ad uno o due piani, a seconda del grado di sismicità della zona), e da un piano superiore con struttura in c.a. o acciaio.

La normativa rende così possibile la realizzazione di edifici con struttura portante principale in muratura ordinaria o armata, ma con percentuale di pareti inferiore a quella minima indicata per le costruzioni semplici. Per esempio la struttura portante può essere costituita da setti murari disposti anche solo lungo il perimetro del fabbricato e da telai in c.a. o acciaio disposti all'interno. L'edificio, sia esso nuovo o adeguato, può avere quindi una configurazione libera in pianta ed in elevazione e la nuova normativa ne definisce i criteri di progetto e verifica.

Vengono però poste alcune condizioni fortemente restrittive.

In primo luogo l'azione sismica deve essere integralmente affidata alla parte in muratura in entrambi i casi a) e b). Con azione sismica si devono intendere sia le azioni orizzontali che le azioni verticali, che nel caso statico sono definite al Par. B.4 e nel caso dinamico al Par. B.6

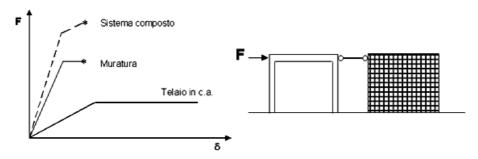


Fig. 7.1 - Andamento qualitativo del legame F - delta per un sistema composto da un telaio in c.a. e da una parete in muratura.

Tale impostazione è giustificata dalle diverse caratteristiche di deformabilità elastica e duttilità di elementi strutturali realizzati con differenti tecnologie. Infatti le pareti in muratura sono generalmente più rigide ed hanno una duttilità inferiore a quella di setti o pilastri in c.a. o acciaio. La minore duttilità può far sì che non venga sfruttata tutta la resistenza sismica degli elementi strutturali in c.a. o acciaio: infatti la duttilità delle pareti in muratura può essere insufficiente a garantire che il sistema strutturale nel suo complesso esplichi tutta la resistenza limite nominale. Ad illustrazione di questa considerazione, nella Fig.7.1 si riportano le relazioni qualitative tra la forza (statica) orizzontale F ed il corrispondente spostamento orizzontale ä per una parete in muratura, per un telaio in c.a. e per un sistema costituito dall'accoppiamento dei due. Questa ultima relazione viene ricavata sommando le corrispondenti ordinate delle due precedenti, fino a che non si verifica il collasso o della parete o del telaio: se la duttilità della parete muraria è insufficiente a permettere che il telaio raggiunga la resistenza limite, la resistenza globale del complesso risulta inferiore alla somma delle resistenze dei sistemi componenti.

Il caso c) si configura in maniera diversa anche per quel che riguarda la ripartizione dell'azione sismica. Infatti la parte inferiore è tutta in muratura, ed, ovviamente, anche se non chiarito esplicitamente nel testo della normativa, la struttura portante del piano superiore deve essere capace di assorbire tutta la relativa azione sismica.

Per gli edifici soggetti ad interventi di adeguamento consistenti nella sostituzione di pareti murarie con elementi di altra tecnologia (caso b), si deve tenere presente che, anche se l'edificio rientrava originariamente nella categoria degli edifici semplici di cui ai Paragrafi C.5.2 o C.5.3.5, è molto probabile che l'intervento comporti una violazione delle prescrizioni fornite ai suddetti paragrafi.

Dovrà quindi essere eseguita una verifica di sicurezza con riferimento alle azioni definite ai Paragrafi C.9.5.3 e C.6 (così come specificato nella Circolare di Attuazione, quadruple rispetto a quelle impiegate nella verifica statica ordinaria, tenendo conto del grado di sismicità della zona e dell'importanza dell'edificio).

Per quanto riguarda gli edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da un piano con struttura in c.a. o acciaio (caso c), la normativa prescrive che l'altezza totale - comprensiva delle parti in muratura e di quelle in c.a. o acciaio - rispetti i limiti previsti al Par. C.2 per le strutture in muratura. Inoltre la parte superiore deve essere ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria e verificata unitamente alla base in muratura con i criteri indicati ai Paragrafi C.9.5.3 e C.6 (rispettivamente nei casi di strutture in muratura ordinaria o armata), per un'azione sismica incrementata del 50%. Quest'ultima prescrizione è giustificata dalla necessità di tenere conto, sia pure in modo semplificato, degli effetti di amplificazione di cui il piano superiore risente a causa della sua rigidezza alle azioni orizzontali, che generalmente è di gran lunga inferiore a quella della parte sottostante.

Infine la normativa impone che siano curati i dettagli dei collegamenti dei nuovi elementi strutturali alle pareti in muratura esistenti e sia garantito il controllo della compatibilità delle deformazioni di elementi che pure hanno deformabilità ben diverse: al riguardo non fornisce però nessuna indicazione progettuale.

7.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Come si è già detto, la normativa introduce per la prima volta, nell'ambito delle costruzioni in muratura ordinaria o armata e nella progettazione sia di nuovi edifici che degli interventi di adeguamento di quelli esistenti, la possibilità di adottare soluzioni progettuali di tipo misto, impiegando ad esempio anche elementi resistenti in c.a. o acciaio.

In tal senso viene attenuata la tendenza generale ad orientare la progettazione in zona sismica verso schemi strutturali regolari in pianta ed elevazione. Risulta infatti possibile superare le prescrizioni in merito alla geometria dei setti murari ed alla loro distribuzione in pianta e numerosità (riportate nei più volte citati Paragrafi C.5.2 e C.5.3.5), che condizionano pesantemente le potenzialità d'impiego della muratura, ed adottare invece soluzioni strutturali caratterizzate da una notevole libertà distributiva ed architettonica. E vengono inoltre accettati sistemi strutturali finora ignorati dalla normativa, che ciononostante già hanno e sempre più possono

avere, a parere degli scriventi, una significativa diffusione principalmente nelle costruzioni in cui siano stati attuati o siano da attuare interventi di adeguamento.

Questo aspetto del Par. C.5.4 è decisamente positivo: bisogna però rilevare come restino aperti svariati problemi dal punto di vista sia della definizione di un metodo di progetto e verifica che sia corretto, non generico e non eccessivamente penalizzante, sia delle indicazioni progettuali in merito ai dettagli costruttivi. Il testo del paragrafo appare eccessivamente stringato, soprattutto perché nella letteratura tecnica non esistono elementi decisionali o studi che forniscano indicazioni chiare sugli argomenti trattati o permettano di verificare i limiti di applicabilità di queste tipologie miste.

La liberalizzazione rispetto alle prescrizioni geometriche si paga a prezzo di un significativo aumento delle azioni di progetto, per le quali, anche nel caso di costruzioni nuove, si prescrive di seguire le indicazioni fornite in merito alla progettazione e verifica degli interventi di adeguamento (di cui ai Paragrafi C.9.5.3 e C.6). Si passa così dal caso di un edificio semplice, in cui praticamente non si esegue alcuna verifica sismica (essendo questa limitata al controllo dell'intensità massima delle tensioni normali nei setti murari, verifica peraltro implicitamente soddisfatta dalle prescrizioni relative alla percentuale minima di pareti) ad una verifica condotta adottando azioni di progetto incrementate anche del 600% (questa amplificazione risulta nel caso di un edificio sottoposto ad un intervento di adeguamento consistente nella sostituzione integrale della struttura portante del piano superiore con telai in c.a. o acciaio - caso c) - per il quale si adotta per il coefficiente di struttura β il valore 4 e le azioni di progetto vanno ulteriormente incrementate del 50%).

Ed è da notare che nella definizione dell'intensità dell'azione sismica di progetto si può ignorare l'ulteriore coefficiente amplificatore (di valore pari ad 1.5) che è previsto al Par. B.8.2 per qualsiasi tipo di struttura quando la verifica di sicurezza viene svolta con il metodo degli stati limite. Nel caso delle costruzioni in muratura ordinaria o armata, e quindi anche a struttura mista, una logica e già diffusa interpretazione suggerisce infatti di ritenere che tale coefficiente sia riassorbito nel coefficiente di struttura.

In merito all'incremento delle azioni da prendere in conto nel caso c), ovvero degli edifici che presentino il piano superiore con struttura portante intelaiata in c.a. o acciaio, è stato già osservato che il previsto incremento del 50% intende tenere conto della amplificazione delle forze d'inerzia che si può verificare in corrispondenza del piano superiore per effetto della ridotta rigidezza della struttura a telaio rispetto a quella della parte sottostante in muratura, nonché della possibile maggiore significatività di modi superiori di vibrazione.

A parere degli scriventi non c'è però alcun motivo di estendere tale incremento anche alla verifica della parte sottostante in muratura, che ne risulta illogicamente penalizzata. Per di più, non essendo specificato nulla al riguardo, tale incremento dovrebbe essere conservato anche nel progetto delle strutture di fondazione: il che risulta ancor più illogico. Si suggerisce pertanto di non applicare l'incremento delle azioni nella verifica delle fondazioni, anche se lo si accetta per la parte in muratura dell'edificio.

Una soluzione più efficiente del problema si può trovare adottando nella progettazione una tecnica più sofisticata, quale quella denominata degli "spettri di piano". Tale tecnica prevede che l'azione sismica applicata alla base della costruzione sia filtrata attraverso la parte in muratura, in modo da valutare l'amplificazione che essa subisce: lo stato di sollecitazione nella struttura portante del piano superiore viene quindi valutato adottando lo spettro amplificato.

Con le prescrizioni appena discusse, la normativa si è posta il problema della valutazione degli effetti di amplificazione; essa invece non considera affatto - se non in maniera estremamente vaga - il problema della concentrazione delle richieste di resistenza e duttilità che si manifesta in corrispondenza delle connessioni tra le due parti dell'edificio. Eppure tale concentrazione richiede una accurata progettazione dei dettagli delle connessioni, sulla quale la normativa non fornisce alcuna indicazione, né sono disponibili in bibliografia informazioni pertinenti e qualificate.

Questo problema d'altra parte è comune a tutto il Par. C.5.4: in esso infatti non vengono discussi neanche per le costruzioni di cui ai casi a) e b) i criteri di progettazione e di realizzazione dei dettagli costruttivi ed in particolare dei collegamenti delle strutture di diversa tecnologia. Eppure i collegamenti sono in realtà gli elementi

che condizionano sostanzialmente il comportamento del sistema strutturale nel suo complesso: resta quindi una pesante lacuna da colmare.

Le uniche indicazioni normative al riguardo sono desumibili da alcuni degli schemi costruttivi relativi alle tecnologie di intervento di adeguamento sismico che sono illustrate nelle normative adottate in passato per le regioni Friuli, Umbria, Basilicata, Campania e Puglia (2, 4, 5). A conoscenza degli scriventi non esistono nemmeno studi reperibili in bibliografia, né una sperimentazione consolidata: qualche accenno, che verrà brevemente commentato nel seguito, è riportato in (3, 6, 8).

La progettazione delle connessioni è quindi completamente demandata alle capacità dei tecnici.

Da sottolineare anche che nelle prescrizioni per le strutture miste, così come del resto per tutte le costruzioni in muratura, la normativa non distingue costruzioni esistenti e costruzioni nuove. Nella realtà, spesso le costruzioni esistenti sono tozze, hanno pareti di facciata con un numero ridotto di aperture, generalmente di ampiezza limitata, e presentano una forte componente di carico verticale dovuta al peso delle murature stesse. Le nuove costruzioni sono invece tendenzialmente caratterizzate da una maggiore snellezza delle pareti, per effetto di spessori ridotti, della ridotta rigidezza delle fasce d'interpiano e per la maggiore presenza di aperture, e quindi da un minor peso delle strutture. Queste distinzioni hanno una importanza rilevante nella definizione dei metodi di calcolo, soprattutto perché possono risultare diversi nei due casi i meccanismi di collasso dei setti murari.

Infine, nonostante la già criticata penalizzazione del valore di progetto dell'azione sismica adottata per il caso c), vengono mantenuti inalterati anche per esso i limiti di altezza fissati per i nuovi edifici integralmente in muratura.

7.4. ESEMPI DI EDIFICI IN STRUTTURA MISTA: ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA

Nel seguito sono illustrati i risultati di una analisi svolta con l'obiettivo di valutare la risposta ad azione sismica di semplici configurazioni strutturali realizzate in struttura mista.

La casistica presa in esame è limitata; tuttavia l'analisi fornisce alcune indicazioni, almeno di larga massima, sui criteri di progetto previsti dalla normativa al Par. C.5.4 per gli edifici in struttura mista, in funzione della configurazione strutturale, dell'entità delle differenze rispetto ad uno schema semplice interamente in muratura e del tipo di intervento a cui il progettista si accinge (progettazione di un nuovo edificio o adeguamento di un edificio esistente).

La trattazione può essere suddivisa in due parti.

Gli esempi considerati nella prima parte consistono in alcuni schemi di edifici a pianta quadrata o rettangolare in muratura ordinaria. Nel progetto di tali edifici, sono stati assunti per le grandezze geometriche significative i valori estremi del campo ad esse assegnato dalle prescrizioni normative che definiscono le costruzioni semplici (Par. C.5.2). E' stata quindi verificata, al variare di alcuni parametri, la possibilità di configurazioni alternative, nelle quali alcuni setti murari sono sostituiti da elementi in c.a.

Nella seconda parte viene esaminato con maggior dettaglio il caso di un edificio a due piani in muratura ordinaria, avente configurazione in pianta simile a quella di un edificio già esaminato in (8) con le stesse finalità, ma realizzato in muratura armata.

L'analisi dinamica della risposta sismica degli edifici in muratura o in struttura mista è stata eseguita con il programma di calcolo ETABS 6.1 (9), in cui i pannelli in muratura sono modellati come elementi deformabili per flessione e taglio. Ai fini dell'analisi della risposta ad azioni orizzontali, è stata assunta l'ipotesi di impalcato rigido.

Gli edifici sono situati in zona sismica con grado di sismicità S = 12.

7.4.1. EDIFICI COMPOSTI DA MAGLIE QUADRATE (Fig.7.2)

Le piante degli edifici esaminati sono ottenute per assemblaggio di campi a maglia quadrata con lato di 7 m (Fig.7.2). Gli edifici sono ad uno o due piani: il primo piano ha un'altezza di 4 m, il secondo di 3.5 m.

Tenendo conto della limitazione che la normativa impone per la snellezza λ dei setti murari (λ < 12), si è attribuito alle pareti uno spessore di 0.31 m al primo piano e di 0.27 m al secondo.

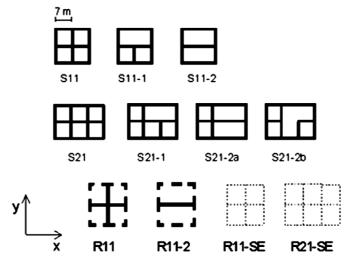


Fig. 7.2 - Pianta schematica dei casi esaminati (Tab. 7.1)

Il carico di esercizio sul solaio è stato assunto pari a 4 kN/m².

Per i materiali base (mattoni, malta) sono state ipotizzate le seguenti caratteristiche (distinguendo, ove necessario, il progetto di nuove costruzioni e degli interventi di adeguamento di costruzioni esistenti): Elementi resistenti *semipieni* in laterizio (percentuale di foratura:15% < φ 45%)

Peso per unità di volume 15 kN/m³

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} 20 N/mm²

Malta bastarda tipo M3

Resistenze caratteristiche della muratura:

- a compressione 7 N/mm² (nuove costruzioni)

3 N/mm² (adeguamento)

- a taglio 0.30 N/mm² (nuove costruzioni)

0.12 N/mm² (adeguamento)

Modulo di elasticità longitudinale 7.0 kN/mm² (nuove costruzioni)

5.1 kN/mm² (adeguamento)

Per quel che riguarda le aperture, si è ipotizzato che esse siano di ampiezza limitata (tranne che nei casi R11 e R11-2): si è tenuto quindi conto di esse solo ai fini del calcolo delle aree resistenti, riducendo l'area totale dei setti murari del 20%.

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le prescrizioni del D.M. 20.11.'87 *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e loro consolidamento* (7); il coefficiente γ_m è stato quindi assunto pari a 3 nel progetto di nuove costruzioni e pari a 1 nel progetto degli interventi di adeguamento.

Le caratteristiche degli edifici, così come alcuni risultati delle verifiche di resistenza relative ai setti murari più sollecitati, sono riportate in Tab. 7.1, nella quale sono indicati, per ogni caso esaminato:

• il tipo, contraddistinto da una lettera. In tale campo si indica con: S l'edificio semplice tutto

in muratura; N la configurazione di un edificio nuovo progettato con struttura mista; A la configurazione ottenuta sostituendo una o più pareti in muratura con elementi in c.a., nell'ipotesi che l'edificio, già esistente, sia sottoposto ad un intervento di adeguamento; SE un edificio il cui.piano superiore è interamente realizzato con struttura di altra tecnologia (nel caso specifico un telaio spaziale in c.a.);

- il numero di piani dell'edificio in esame;
- il valore attribuito nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione al coefficiente β moltiplicatore dell'intensità dell'azione applicata alla costruzione (pari a 4 o a 2 nei due casi rispettivamente di edificio adeguato o nuovo, così come si desume dal Par.C.9.5.3 e dalla Circolare di Attuazione del D.M.16.01.'96, e pari di conseguenza a 6 o 3 nel caso in cui la parte superiore dell'edificio sia interamente a telaio in c.a. e l'edificio sia rispettivamente sottoposto ad un intervento di adeguamento o progettato ex novo);
- le aree A_x e A_y delle sezioni di muratura resistenti alle azioni orizzontali, espresse ai vari piani ed a partire dal piano terra come percentuali della superficie totale dell'edificio e valutate al netto delle aperture in ciascuna direzione principale (tali valori sono da confrontare con quelli riportati nelle Tabelle 4a e 4b del Par. C.5.2);
- i valori massimi (ovvero relativi al pannello più sollecitato) di tre coefficienti che esprimono in maniera sintetica i risultati delle verifiche di sicurezza, in quanto misurano, in percentuale rispetto al valore limite e secondo quanto specificato dal D.M. 20.11.'87 (7), gli elementi che caratterizzano le verifiche principali.

Più specificamente:

il coefficiente ξ esprime il rapporto tra l'eccentricità longitudinale e_b (riferita al baricentro dell'area della sezione del muro) del valore di calcolo del carico verticale agente ed il relativo valore massimo, pari a 0.33 b, essendo b la larghezza del muro (D.M. 20.11.'87 - Par. 2.4.2.3.1)

il coefficiente η esprime il rapporto tra il valore di calcolo del carico verticale agente N_d ed il relativo valore di rottura (D.M. 20.11.'87 - Par. 2.4.2.3.1)

il coefficiente ζ esprime il rapporto tra il valore di calcolo dell'azione orizzontale V_d ed il valore della resistenza a taglio di calcolo (D.M. 20.11.'87 - Par. 2.4.2.3.2.).

Come si rileva anche dalla Fig.7.2, nella quale sono riportate, sia pure schematicamente, le piante degli edifici considerati, si è operato a partire dalle configurazioni originarie, corrispondenti ai casi S11 e S21 per edifici ad un piano ed ai casi S12 e S22 per edifici a due piani, eliminando prima un setto murario e poi due e disponendo travi in c.a. per sostenere i solai, ipotizzati in c.a. e laterizio.

I casi da S11-1 a S21-2b sono quindi relativi ad edifici ad un solo piano, a pianta quadrata o rettangolare. Negli edifici a due piani (casi S12 ed S22 e varianti), sono state assunte le stesse piante per entrambi i piani.

Gli ultimi casi esaminati (caratterizzati dalle sigle R11 ed R21) sono relativi a schemi analoghi ai precedenti, ma nelle pareti in muratura si sono ipotizzate esistenti aperture di ampiezza significativa: per essi è stato quindi necessario tenere conto della effettiva disposizione delle aperture sia nella modellazione dei setti murari che nelle verifiche di sicurezza.

Nei casi SE la struttura portante del piano superiore è a telaio in c.a.

Nei diversi esempi l'azione sismica è stata applicata in direzione y ed è stata quindi eseguita un'analisi dinamica con spettro di risposta. E' appena il caso di rilevare che, poiché la normativa impone che negli edifici in struttura mista l'azione sismica sia integralmente affidata alla parte in muratura, i valori di calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nei setti murari (con l'ovvia eccezione dei casi SE) sono valutati con riferimento ad uno schema in cui gli elementi in c.a. compaiono solo come masse.

Nella Tab. 7.1 sono marcati i campi corrispondenti alle situazioni per le quali le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

Come si rileva, le verifiche risultano soddisfatte solo nel caso della progettazione di nuovi edifici a struttura mista (ovvero nel caso a) specificato al Par.7.2.), per i quali si assume $\beta=2$ e, pur adottando un coefficiente di sicurezza γ_m pari a 3, si può fare affidamento su valori delle resistenze meccaniche abbastanza elevati. Si rileva però che nei casi esaminati le sostituzioni apportate rispetto ad una configurazione tutta in muratura consistono nella eliminazione di una o due pareti, alla quale corrisponde una riduzione dell'area resistente nella direzione dell'azione sismica non superiore al 20-25%.

| Tab. 7.1 - Caratteristiche dei casi esaminati e risultati delle verifiche di sicurezza (i campi con |
|---|
| retino corrispondono alle situazioni per le quali le relative verifiche non sono soddisfatte). |

| Edificio | Tipo | Piani | β | Ax (%) | Ay (%) | ξ | η | ζ |
|----------|--------|-------|---|-----------|-----------|------|------|------|
| S11 | S | 1 | 1 | 6.6 | 6.6 | 0.16 | 0.09 | 0.16 |
| S11-1 | . N | 1 | 2 | 6.6 | 5.5 | 0.37 | 0.07 | 0.34 |
| S11-1 | Α | 1 | 4 | 6.6 | 5,5 | 0.86 | 0.05 | 0.88 |
| S11-2 | N | 1 | 2 | 6.6 | 4.4 | 0.54 | 0.07 | 0.42 |
| S11-2 | Ä | 1 | 4 | 6.6 | 4.4 | 1.27 | 0.04 | 2.92 |
| S21 | S | 1 | 1 | 6.6 | 6.0 | 0.15 | 0.07 | 0.16 |
| S21-1 | N | 1 | 2 | 6.6 | 5.1 | 0.43 | 0.07 | 0.39 |
| S21-1 | Α | 1 | 4 | 6.6 | 5.1 | 0.99 | 0.05 | 1.25 |
| S21-2a | N. | 1 | 2 | 6.6 | 4.4 | 0.59 | 0.07 | 0.48 |
| S21-2a | Α | 1 | 4 | 6.6 | 4.4 | 1.39 | 0.06 | 7.31 |
| S21-2b | N | 1 | 2 | 5.1 | 5.1 | 0.50 | 0.07 | 0.44 |
| S21-2b | А | 1 | 4 | 5.1 | 5.1 | 0.99 | 0.06 | 1.26 |
| S12 | S | 2 | 1 | 6.6 / 6.0 | 6.6 / 6.0 | 0.15 | 0.14 | 0.25 |
| S12-1 | N | 2 | 2 | 6.6 / 6.0 | 5.5 / 4.8 | 0.51 | 0.13 | 0.60 |
| S12-1 | Α | 2 | 4 | 6.6 / 6.0 | 5.5 / 4.8 | 1.16 | 0.12 | 3.13 |
| S12-2 | N | 2 | 2 | 6.6 / 6.0 | 4.4 / 3.9 | 0.56 | 0.13 | 0.80 |
| S12-2 | А | 2 | 4 | 6.6 / 6.0 | 4.4 / 3.9 | 1.41 | 0.13 | 14.8 |
| S22 | S | 2 | 1 | 6.6 / 6.6 | 6.0 / 6.0 | 0.16 | 0.14 | 0.29 |
| S22-1 | N | 2 | 2 | 6.6 / 6.6 | 5.1 / 5.1 | 0.58 | 0.14 | 0.76 |
| S22-1 | Α | 2 | 4 | 6.6 / 6.6 | 5.1 / 5.1 | 0.75 | 0.14 | 1.39 |
| S22-2a | N | 2 | 2 | 6.6 / 6.6 | 4.4 / 4.4 | 0.70 | 0.14 | 1.08 |
| S22-2a | Α | 2 | 4 | 6.6 / 6.6 | 4.4 / 4.4 | 1.60 | 0.13 | 15.9 |
| S22-2b | N | 2 | 2 | 5.1 / 5.1 | 5.1 / 5.1 | 0.55 | 0.13 | 0.66 |
| S22-2b | А | 2 | 4 | 5.1 / 5.1 | 5.1 / 5.1 | 1.19 | 0.13 | 3.56 |
| R11 | S | 2 | 1 | 5.4 / 4.7 | 5.4 / 4.7 | 0.40 | 0.15 | 0.36 |
| R11-2 | N | 2 | 2 | 3.1 / 2.7 | 5.4 / 4.7 | 2.34 | 0.24 | 2.59 |
| R11-2 | Α | 2 | 4 | 3.1 / 2.7 | 5.4 / 4.7 | 1.96 | 0.34 | 6.43 |
| R11-SE | SE - N | 2 | 3 | 5.4 | 5.4 | 0.63 | 0.14 | 1.00 |
| R11-SE | SE - A | 2 | 6 | 5.4 | 5.4 | 1.43 | 0.15 | 6.07 |
| R21-SE | SE-N | 2 | 3 | 6.6 | 6.0 | 0.43 | 0.14 | 0.72 |
| R21-SE | SE - A | 2 | 6 | 6.6 | 6.0 | 1.00 | 0.12 | 2.53 |

Questa conclusione può essere ritenuta valida per i casi esaminati, ovvero per gli edifici progettati, per la parte in muratura, nel rispetto delle prescrizioni che devono essere seguite per realizzare costruzioni semplici, ed adottando per i valori delle grandezze di interesse i limiti dei possibili campi di variazione: potrebbe quindi risultare ancor più verificata se applicata a schemi meno "estremi".

Per quel che riguarda l'adeguamento degli edifici esistenti (caso b) del Par.7.2.), per i quali si assumono $\beta=4$ e $\gamma_m=1$, ma i valori delle caratteristiche meccaniche, così come desumibili da (5), sono sostanzialmente inferiori, ad esclusione dell'esempio S11-1, in cui la sostituzione consiste in una modesta variazione apportata ad uno schema molto compatto e regolare, le verifiche di sicurezza non risultano praticamente mai soddisfatte. Per i casi S21-1, S21-2b e S22-1, le verifiche di sicurezza sono soddisfatte solo se è possibile fare affidamento su di una

resistenza caratteristica a compressione pari almeno a 4 N/mm² e su di una resistenza caratteristica a taglio pari almeno ad 1.8 N/mm².

Anche nel caso degli interventi di adeguamento, la progettazione è stata svolta ai limiti delle prescrizioni per le costruzioni semplici: tuttavia nelle verifiche di sicurezza si è trascurata la presenza delle aperture (ad eccezione dei casi R11 e varianti). Nella realtà le aperture esistenti nei setti murari possono essere abbastanza ampie: le condizioni effettive possono risultare quindi più gravose di quelle qui ipotizzate (nel caso R11-2 non risulta infatti soddisfatta nemmeno la verifica relativa al caso della progettazione di nuove costruzioni).

A conclusioni analoghe si perviene per gli esempi considerati di edifici in struttura mista con il piano superiore a telaio in c.a. (SE). Si ricorda che per essi si è tenuto conto dell'ulteriore amplificazione del 50% nella valutazione dei valori di calcolo delle azioni. Le verifiche risultano soddisfatte, ma quasi ai limiti, per il caso di edifici nuovi, mentre risultano ampiamente non soddisfatte per il caso dell'adeguamento di edifici esistenti.

Come risulta dall'esame dell'ultima colonna di Tab. 7.1, nella maggior parte dei casi le verifiche di sicurezza non risultano soddisfatte perché il coefficiente di parzializzazione della sezione, introdotto al Par. 2.4.2.3.2 del D.M. 20.11.'87 (7) per tenere conto della eventuale zona di muro soggetta a trazione, assume valori significativamente minori di 1: di conseguenza risulta corrispondentemente ridotto il valore limite della resistenza a taglio di calcolo.

Comunque le conclusioni relative alla progettazione degli interventi di adeguamento sono tratte applicando un'azione sismica il cui valore di progetto viene incrementato di 4 volte (o 6 nel caso degli edifici con piano superiore interamente con struttura a telaio) e che deve essere affidata ai soli elementi in muratura: queste prescrizioni appaiono decisamente penalizzanti. In particolare il fattore 6 adottato per le azioni nei casi SE, sia pure giustificato dalle differenti caratteristiche di rigidezza e duttilità delle pareti in muratura e delle strutture a telaio in c.a. o acciaio, potrebbe essere ridotto.

Sarebbe però opportuno definire criteri e metodi di calcolo più accurati, in particolare per la valutazione della effettiva duttilità delle pareti in muratura e quindi dei valori limite di resistenza dei sistemi composti dall'accoppiamento con elementi strutturali in altra tecnologia (Fig. 7.1) e fornire indicazioni progettuali e costruttive accurate in merito al progetto delle connessioni, in modo da garantire una sufficiente resistenza e duttilità delle stesse.

7.4.2. EDIFICIO DI FIG.7.3

In questa parte viene preso in esame l'edificio a due piani in muratura ordinaria la cui pianta originaria è riportata in Fig.7.3 (caso 0). Questo edificio è stato progettato nel rispetto delle prescrizioni indicate al C.5.2 per le costruzioni semplici.

Il carico di esercizio sul solaio è stato assunto pari a 2 kN/m², mentre le caratteristiche dei materiali impiegati, così come le altezza dei piani, sono le stesse del paragrafo precedente.

Lo spessore dei setti murari è stato assunto pari a 0.36 m. L'area resistente al sisma nella direzione x risulta pari al 6.1%; è così rispettato il limite del 6% imposto nella normativa al punto C.5.2.

Inizialmente, è stata eseguita la verifica di sicurezza della configurazione originaria tutta in muratura (caso 0): si è rilevato che tale verifica, eseguita adottando per il coefficiente β il valore 1, non è soddisfatta.

Di conseguenza lo schema originario è stato modificato, riducendo l'ampiezza delle aperture in corrispondenza di alcune pareti disposte sul perimetro dell'edificio, così come risulta dalla Fig.7.3 (caso 1), in cui sono evidenziate le modifiche apportate.

La configurazione così ottenuta è stata variata introducendo due pilastri in c.a. con sezione quadrata con lato di 0.30 m al posto delle due pareti laterali disposte lungo l'asse longitudinale dell'edificio (caso 2). Per il caso 3,

tutti e quattro i setti murari disposti lungo l'asse longitudinale sono sostituiti da setti in c.a. di spessore pari a 0.40 m e lunghezza pari a 1.40 m all'esterno ed a 1.80 m all'interno; infine le lunghezze dei setti in c.a. sono state modificate e portate rispettivamente ad 1 e 2.40 m (caso 4). Gli schemi presi in esame prendono spunto da quelli analizzati in (10) con riferimento al caso di un edificio in muratura armata.

La verifica di sicurezza è stata eseguita applicando l'azione sismica in direzione x: la percentuale di.area resistente in tale direzione si riduce quindi dal 6.1 % rispettivamente al 5.3% nel caso 2 ed al 3.9 % nei casi 3 e 4.

Nei casi 3 e 4 è maggiore il rapporto fra le rigidezze dei due sistemi strutturali fra loro collaboranti, l'uno in c.a., l'altro in muratura. Infatti, l'aliquota di azione sismica assorbita dagli elementi in c.a., derivata tenendo conto della piena collaborazione tra i due sistemi, risulta dell'ordine del 25%.

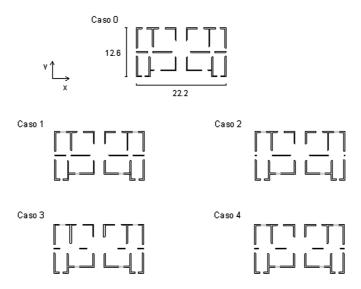


Fig.7.3 - Piante schematiche degli edifici esaminati nel Par.7.4.2.

Le verifiche sono state eseguite valutando le sollecitazioni generate dall'azione sismica interamente sostenuta dalle pareti in muratura.

I risultati, oltre alla descrizione della configurazione ed al valore del coefficiente β , sono riportati in Tab. 7.2. Di nuovo sono marcati i campi corrispondenti alle situazioni per le quali le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

| Edificio | Tipo | β | A _* (%) | A _y (%) | ξ | η | ζ |
|----------|------|---|--------------------|--------------------|------|------|------|
| 1 | S | 1 | 6.1 | 6.9 | 0.38 | 0.07 | 0.31 |
| 2 | N | 2 | 5.3 | 6.9 | 0.81 | 0.07 | 0.95 |
| 2 | Α | 4 | 5.3 | 6.9 | 1.67 | 0.07 | 6.45 |
| 3 | N | 2 | 3.9 | 6.9 | 1.00 | 0.08 | 1.70 |
| 3 | Α | 4 | 3.9 | 6.9 | 2.09 | 0.07 | 6.48 |
| 4 | N | 2 | 3.9 | 6.9 | 1.11 | 0.08 | 1.85 |
| 4 | Α | 4 | 3.9 | 6.9 | 1.67 | 0.07 | 6.44 |

Tab. 7.2 - Risultati relativi ai casi esaminati nella seconda parte (Fig. 7.3)

Dall'esame della Tab. 7.2 si rileva che le verifiche di resistenza non sono praticamente mai soddisfatte per gli edifici in struttura mista, tranne che per il caso 2 e nell'ipotesi del progetto di una nuova costruzione.

Nella Tab. 7.3 sono invece riportati i risultati delle verifiche di sicurezza eseguite per i casi 3 e 4, assumendo una piena collaborazione tra gli elementi strutturali in c.a. e le pareti murarie con il coefficiente di struttura previsto per le strutture nuove. Si rileva che le sostituzioni previste sono possibili, a condizione di garantire l'effettiva collaborazione dei due sistemi.

Tab. 7.3 - Risultati relativi ai casi esaminati nella seconda fase (Fig. 7.3) ma ottenuti tenendo conto della collaborazione degli elementi strutturali in c.a.

| Edificio | Tipo | β | Ę | η | ζ |
|----------|------|---|------|------|------|
| 3 | N | 2 | 0.87 | 0.07 | 1.00 |
| 4 | N | 2 | 0.82 | 0.07 | 0.92 |

Per quel che riguarda i risultati ottenuti sull'edificio realizzato in muratura armata ed esaminato in (8), si rileva che il caso 2 risulta verificato, nell'ipotesi di adeguamento sismico, con normali quantitativi di armatura, e che, predisponendo quantitativi di armatura definiti medi, è possibile anche sostituire le pareti più interne con pilastri a sezione quadrata con lato di 0.30 m. Un caso ulteriore, che prevede la sostituzione dei due pilastri interni con setti di lunghezza pari a 2.00 m e spessore di 0.30 m (ed è quindi caratterizzato da un valore elevato del rapporto fra le rigidezze degli elementi strutturali in c.a. e del sistema in muratura, paragonabile a quello dei casi 3 e 4 presi in esame nell'analisi qui illustrata), non risulta invece verificato.

Da quanto si evince da (10), nel caso della muratura armata. si può concludere che l'edificio a struttura mista soddisfa alle verifiche di sicurezza - nelle ipotesi considerate per gli interventi di adeguamento sismico - quando il rapporto percentuale tra le rigidezze degli elementi strutturali in c.a. ed i setti murari, nella direzione in cui risulta applicata l'azione sismica, risulta di valore pari al massimo a poche unità per cento (da 2 a 5%) e quando l'area resistente della muratura è pari almeno al 3% dell'area dell'impalcato.

In definitiva quindi sembra lecito concludere che, perlomeno in casi simili a quelli esaminati, in cui gli spessori e gli interassi dei setti murari e le aree resistenti nelle due direzioni sono al limite dei valori ammessi per le costruzioni semplici, il valore elevato dell'azione sismica di progetto, unitamente alla prescrizione di attribuire tutta l'azione sismica agli elementi in muratura, rendono sostanzialmente impossibile sostituire le pareti in muratura.

7.5. CENNI AL PROGETTO DELLE CONNESSIONI

Come è stato già sottolineato in più occasioni, la normativa non fornisce alcuna indicazione sul progetto e sulla realizzazione delle connessioni tra gli elementi strutturali di diversa tecnologia: si limita infatti ad affermare che ad esse deve essere dedicata particolare cura.

Eppure questi dettagli costruttivi hanno una influenza sostanziale sul comportamento strutturale, così come le connessioni dei setti murari ai solai, in corrispondenza delle quali si realizza il trasferimento degli sforzi generati dall'azione sismica.

Sfortunatamente nemmeno in bibliografia sono reperibili indicazioni sistematiche al riguardo: la progettazione delle connessioni è quindi lasciata alla abilità ed alla sensibilità del progettista, che peraltro deve operare delle scelte su una tematica davvero complicata.

Qualche indicazione può essere trovata nei riferimenti (1, 3, 6, 8): in essi sono infatti riportati alcuni semplici schemi di connessione tra travi, solai e setti murari.

In particolare, in (3) viene trattato nel dettaglio il problema delle costruzioni in muratura armata realizzate in zona sismica e sono fornite alcune indicazioni sulle tipologie dei connettori metallici che possono essere impiegati per collegare travi in acciaio o legno a pareti in muratura.

Dalle normative citate in (2, 4, 5) possono invece essere tratte indicazioni in merito alle connessioni tra elementi strutturali in c.a. e pareti in muratura: sono indicazioni che risalgono a diversi anni or sono, ma conservano, a parere degli scriventi, una qualche utilità pratica.

Non si ritiene opportuno in questa sede fornire prescrizioni precise, in assenza di una verifica sperimentale.

Tuttavia possono essere fornite alcune indicazioni, sia pure di larga massima e non immediatamente operative. Si può infatti affermare che, nella progettazione e costruzione di edifici in struttura mista, occorre:

- distribuire su di un'area adeguata la reazione d'appoggio trasmessa dalle travi, evitando una concentrazione di sforzi non ammissibile. In particolare:
- le travi in carpenteria metallica possono essere rese solidali (mediante bullonatura o saldatura) a profilati inseriti nello spessore della parete e collegati ad essa mediante connettori meccanici o zanche, inseriti all'interno di fori sigillati con formulati a base di resine o prodotti cementizi almeno a ritiro compensato;
- le travi in calcestruzzo devono essere solidarizzate ai cordoli di coronamento della parete;
- ove non siano necessari gli interventi indicati al punto precedente, occorre almeno predisporre una adeguata staffatura del tratto di parete interessato direttamente alla trasmissione dello sforzo;
- se necessario, rinforzare il setto in muratura ordinaria mediante la realizzazione al suo interno di veri e propri pilastrini in c.a. mediante perforazione, inserimento di barre e successiva sigillatura con prodotti idonei a base cementizia;
- nel caso di setti in muratura armata, curare i dettagli delle connessioni delle barre d'armatura delle travi alle armature inserite nelle pareti.

7.6. CONCLUSIONI

In questo capitolo è stato illustrato e commentato un paragrafo della nuova normativa sismica il quale introduce la possibilità di eseguire la verifica sismica di (e quindi di realizzare) edifici in struttura mista, cioè con struttura portante costituita in parte da setti in muratura ordinaria o armata ed in parte da elementi strutturali realizzati con altra tecnologia.

Questa possibilità è decisamente interessante: permette infatti di superare la limitata flessibilità distributiva che caratterizza in genere le piante degli edifici con struttura portante interamente in muratura.

Gli edifici in struttura mista trovano quindi per la prima volta una precisa collocazione normativa, e per giunta in una normativa sismica. Tuttavia la formulazione dei criteri che ne definiscono i campi di applicazione e ne regolano le verifiche di sicurezza, appare eccessivamente stringata. Questo soprattutto perché la particolare tipologia strutturale che si considera, pur essendo abbastanza diffusa almeno per interventi sul patrimonio edilizio esistente, non è stata oggetto di studi sistematici, i cui risultati siano reperibili nella letteratura tecnica.

Questa lacuna sussiste per quel che riguarda sia i metodi di analisi dell'interazione tra elementi strutturali di diversa tecnologia ai fini della resistenza ad azioni orizzontali in campo lineare e non lineare, sia la pratica esecutiva, per quel che riguarda i dettagli costruttivi delle connessioni: dettagli peraltro che condizionano in maniera determinante il comportamento strutturale, soprattutto in campo non lineare. Ed è peraltro molto difficile fornire indicazioni precise su queste problematiche, poiché mancano analisi numeriche e sperimentali o soluzioni progettuali di comprovata validità.

I pochi cenni al riguardo contenuti in questo capitolo possono essere comunque di una qualche utilità al progettista.

La possibilità di progettare edifici in struttura mista o di impiegare elementi strutturale di diversa tecnologia nell'adeguamento di costruzioni esistenti in muratura è stata analizzata in maggior dettaglio considerando una serie, sia pure abbastanza limitata, di esempi concreti.

Si è rilevato che la possibilità di impiegare elementi strutturali di diversa tecnologia è ridotta, soprattutto perché la normativa prescrive per gli edifici in struttura mista l'adozione di valori incrementati dell'azione sismica di progetto e di assumere come unici elementi resistenti all'azione sismica i setti in muratura. In alcuni casi queste prescrizioni appaiono eccessivamente penalizzanti: sarebbe quindi più opportuno proporre una metodologia di analisi più accurata, che permetta di tenere conto delle caratteristiche effettive di deformabilità e duttilità degli elementi strutturali e quindi della loro interazione.

Le verifiche svolte sono parziali: restano infatti da esaminare altri punti, tra cui l'influenza sulle verifiche di sicurezza della posizione e dell'ampiezza delle aperture praticate nei setti murari.

La situazione è ancora più complessa per un'altra classe di edifici, che la normativa congloba in quelli precedentemente definiti: gli edifici con un piano superiore con struttura portante interamente a telaio. Per essi infatti si prescrive un ulteriore incremento del valore dell'azione sismica di progetto, che se è giustificato ai fini del calcolo delle sollecitazioni negli elementi del telaio, appare eccessivamente penalizzante per quel che riguarda le verifiche di sicurezza della parte inferiore in muratura e del tutto ingiustificato per il progetto delle opere di fondazione.

Risulta abbastanza evidente agli scriventi che la normativa non fornisce indicazioni chiare e direttamente operative o soluzioni alle diverse problematiche aperte: in particolare, lo si sottolinea ancora una volta per la sua importanza, in merito alla progettazione delle connessioni alla muratura degli elementi strutturali in altra tecnologia ed alla individuazione degli effettivi meccanismi di interazione.

E' stato peraltro impossibile anche agli scriventi dare dettagliate indicazioni in merito. Pare quindi opportuno suggerire al progettista di limitare al massimo le connessioni e quindi le interazioni, svincolando gli elementi in altra tecnologia dalle pareti in muratura e limitandosi quindi per tali casi a verificare solo la compatibilità delle deformazioni globali.

Queste difficoltà non diminuiscono l'importanza che gli edifici in struttura mista possono assumere nel futuro delle costruzioni.

7.7. BIBLIOGRAFIA

- (1) J.E.Amrhein: *Reinforced Masonry Engineering Handbook*. Masonry Institute of America, Los Angeles, CA, 1978.
- (2) Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia Segreteria Generale Straordinaria: *Legge Regionale 20 giugno 1977, n. 30 Recupero statico e funzionale degli edifici.* Documento.tecnico n.2 DT2: *Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratur*a. Gruppo Disciplinare Centrale, maggio 1980.
- (3) R.R.Schneider, W.L.Dickey: Reinforced Masonry Design. Cap.11: pp. 336-365, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1980.
- (4) Regione dell'Umbria Giunta Regionale: *Direttive tecniche di esemplificazione delle metodologie di interventi per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici (art. 38 L.R. 1.7. '81, N. 34*). Dipartimento per l'Assetto del Territorio, Perugia, 1981.
- (5) Ministero dei Lavori pubblici Presidenza del Consiglio Superiore Servizio Tecnico Centrale: *Legge 14.5.'81 N. 219, art. 10: Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma.*
- (6) W.G.Curtin, G.Shaw, J.K.Beck, W.A.Bray: *Structural Masonry Designers' Manual*. Granada Publishing Ltd., Londra, 1982.
- (7) Ministero dei Lavori Pubblici.: Decreto Ministeriale 20 novembre 1987. *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*. G.U. N.103, 5 dicembre 1987.
- (8) ACI-ASCE Committee 530: Commentary on Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-88/ASCE 5-88), in: ACI Manual of Concrete Practice 1991, Part 5: pp. 530R-1/530R-26. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA, 1991.
- (9) A.Habibullah: *ETABS 6.1- Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*. Computers and Structures, Inc., University Avenue, Berkeley, California, 94704 USA, 1995.
- (10) G.Righetti: D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche: Una analisi dei problemi che si pongono al progettista nell'applicazione del decreto. *Murature Ogg*i, n.52: pp. 22-35, Settembre 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996

e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

CAP. 8 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA

(All. 1 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)

(Antonello De Luca, Roberto Realfonzo)

SOMMARIO

- 8.1. Generalità 8.3
 - 8.1.1. Le verifiche in relazione alle azioni di tipo sismico: resistenza, duttilità ed energia 8.3
 - 8.1.2. Aspetti del comportamento sperimentale 8.6
- 8.2. Esame ragionato delle indicazioni costruttive per strutture in c.a., commenti e miglioramenti possibili 8.16
 - 8.2.1. Definizioni 8.17
 - 8.2.2. Travi 8.18
 - 8.2.3. Pilastri 8.30
 - 8.2.4. Nodi trave-pilastro 8.36
 - 8.2.5. Pareti 8.39
- 8.3. Bibliografia 8.45
- 8.4. Simbologia 8.46

CAP. 8 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA

(All. 1 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)

(Antonello De Luca, Roberto Realfonzo)

8.1. GENERALITA'

L'Allegato 1 della Circolare Ministeriale relativa alle Istruzioni per l'Applicazione del D.M. 16.1.1996, fornisce le prescrizioni costruttive da adottarsi per le strutture in cemento armato, con particolare riferimento ai dettagli ed ai requisiti minimi di armatura da utilizzare rispettivamente negli elementi trave, pilastro nonché nei nodi di collegamento trave-pilastro e nelle pareti. La necessità di rispettare tali prescrizioni deriva dalle acquisizioni conseguite in campo scientifico sul comportamento delle strutture in cemento armato sottoposte ad eccitazioni di tipo sismico di forte intensità, acquisizioni confortate dalla esperienza accumulata a seguito della osservazione dei danni registrati nei terremoti degli ultimi decenni.

Le risultanze scientifiche hanno mostrato infatti, come si recita anche nell'Allegato 1 della Circolare, l'importanza di conferire sia ai singoli elementi che alle strutture nel loro complesso, una adeguata duttilità locale e globale.

Considerato che il termine duttilità è stato piuttosto abusato, e che inoltre esso viene a volte adoperato in maniera impropria (volendosi con esso sintetizzare e semplificare comportamenti anche molto diversificati), è probabilmente più giusto parlare di riserve plastiche del sistema strutturale.

È necessario quindi garantirsi, con prescrizioni normative adeguatamente supportate da analisi teoriche e sperimentali, che la fuoriuscita dal campo elastico non determini comportamenti inaspettati o di tipo fragile che sono caratterizzati da rotture locali che impediscono di utilizzare il contributo di tutta la struttura impegnata nel suo complesso al di là del campo elastico.

Questa impostazione della nuova normativa (che in maniera molto implicita era comunque presente anche nelle precedenti normative italiane), seppure non ancora del tutto allineata con i codici sismici internazionali più moderni, è piuttosto innovativa nell'esplicitare la necessità di conferimento alla struttura di un adeguato livello di duttilità, sia a livello locale (dell'elemento) che a livello globale, ovvero nel sottolineare l'importanza delle riserve plastiche della struttura.

Nel presente capitolo, prima di passare ad un esame ragionato delle prescrizioni normative contenuto nell'Allegato 1, si è ritenuto pertanto opportuno fornire alcuni elementi di base sui concetti di duttilità ed energia e sulle verifiche in relazione alle azioni di tipo sismico per consentire ai progettisti, che avessero meno confidenza, di familiarizzare con questi aspetti di base. Inoltre, un ampio spazio verrà dedicato all'esame del comportamento ciclico evidenziato dalle strutture in cemento armato in occasione di prove sperimentali anche allo scopo di evidenziare l'effetto di una corretta progettazione dei dettagli costruttivi sulle capacità dissipative degli elementi e delle strutture.

Il taglio di questa prima parte risulterà piuttosto didattico e, pertanto, ne può essere omessa la lettura da parte di chi ha già confidenza con gli aspetti suddetti.

8.1.1. LE VERIFICHE IN RELAZIONE ALLE AZIONI DI TIPO SISMICO: RESISTENZA, DUTTILITA' ED ENERGIA

Uno dei motivi del successo sempre riscontrato nella valutazione della sicurezza strutturale dal metodo delle tensioni ammissibili, basato sul considerare il comportamento in campo elastico lineare della struttura e di ogni sua parte, deriva dal vantaggio di non prevedere alcuna deformazione residua allo annullarsi delle azioni applicate sulla struttura stessa.

Il superamento della soglia elastica determina, allo *scarico*, ovvero in corrispondenza della eliminazione della forza agente, una deformazione plastica residua. È superfluo sottolineare come queste deformazioni residue possano essere indesiderate soprattutto nelle condizioni di servizio della struttura ma potrebbero invece accettarsi, seppure con certe limitazioni, e con la garanzia di non intaccare la sicurezza al collasso, in condizioni più eccezionali, con probabilità di occorrenza più rara, come, in caso di azioni sismiche, quelle corrispondenti a terremoti violenti caratterizzati da un elevato periodo di ritorno.

Si ricorda, a tal proposito, come si distinguano generalmente due livelli di prestazione per la sicurezza sismica: il primo, al servizio, richiede l'assenza di danni e si ritiene debba essere soddisfatto nei riguardi di una azione di intensità media ("terremoto di servizio") caratterizzato da un periodo di ritorno circa pari alla durata della "vita utile" della struttura; il secondo, allo stato ultimo, richiede che sia evitato il collasso della struttura e si ritiene debba essere soddisfatto nei riguardi di un "sisma violento" caratterizzato da un periodo di ritorno molto superiore alla vita utile (nell'EC8 il sisma violento deve avere periodo di ritorno pari a 475 anni).

Per ciò che concerne le verifiche di sicurezza in relazione alle azioni di tipo sismico è chiaro che, per quanto detto al paragrafo precedente di questo capitolo, ed anche in altri capitoli, un'analisi limitata al campo elastico non può prevedere con sufficiente approssimazione il reale comportamento della struttura sotto l'azione di terremoti violenti, in quanto sotto azioni di questo tipo la struttura è progettata ipotizzando una consistente fuoriuscita dal campo elastico.

Una valutazione della sicurezza più consapevole potrebbe pertanto derivare da un'analisi della struttura in campo plastico. In tale ipotesi è necessario controllare sia le resistenze, garantendosi che le sollecitazioni siano minori delle azioni ultime sulla struttura:

sia le deformazioni, garantendo, anche in tal caso, che quelle derivanti dalle azioni esterne (richieste δ_r) siano minori di quelle ultime della struttura (disponibilità δ_d):

$$\delta_d < \delta_c$$

Nella analisi plastica pertanto il criterio di collasso è definito non solo da una verifica di resistenza ma anche da una verifica di deformazione. A tal proposito va anzi precisato che i collassi sia dei singoli elementi che della struttura sono di solito governati dal raggiungimento delle deformazioni ultime. E' questo il motivo per cui tanto spesso si parla di progettazione basata sulla duttilità in quanto ci si riferisce alle verifiche in termini di deformazioni ultime. Queste ultime sono poi adimensionalizzate rispetto alle deformazioni al limite elastico ottenendo quindi le duttilità ultime disponibili.

Si può dire quindi che in campo plastico la classica diseguaglianza:

$$S_d \le R_d$$

(che esprime che le sollecitazioni di calcolo devono essere minori delle resistenze di calcolo) che serve a garantire lo stato limite ultimo, viene espressa in termini di deformazioni o duttilità. Pertanto l'azione S_d si fa corrispondere alla richiesta in termini di duttilità μ_r e la resistenza di calcolo R_d la si fa corrispondere alla duttilità disponibile μ_d . La verifica dunque è fornita da:

$$\mu_r < \mu_d$$

e questa diseguaglianza deve essere verificata sia a livello locale (elemento) che globale (struttura nel suo complesso).

Premesso, dunque, che un calcolo in campo plastico è ovviamente più vicino al vero rispetto ad un calcolo (e ad una verifica) in campo elastico, vanno sottolineate alcune limitazioni insite in tale procedura che condizionano l'effettiva possibilità di utilizzare tale metodologia per valutare la sicurezza in relazione ad azioni di tipo sismico.

Una prima difficoltà nasce dalla verifica in termini di duttilità espressa dalla relazione suddetta (ovvero che la duttilità disponibile sia minore di quella richiesta dall'azione applicata alla struttura).

Infatti per effettuare correttamente tale verifica è necessario stabilire, con riferimento alle richieste in termini di duttilità, la relazione tra le richieste a livello globale (struttura), locale (elemento) e quelle sulla sezione ed infine

sul materiale. Lo stesso discorso vale anche per le disponibilità di duttilità ovvero è necessario stabilire relazioni tra queste disponibilità in termini locali e globali.

Queste relazioni non sono sempre di facile determinazione soprattutto per azioni cicliche quali quelle sismiche e per escursioni in campo fortemente plastico.

Un altro aspetto che non viene colto da una verifica indirizzata ad un controllo delle deformazioni plastiche e delle resistenze ultime è relativo alle capacità dissipative esistenti nella struttura sia a livello locale che a livello globale. Facendo riferimento infatti a due sistemi strutturali che abbiano le stesse riserve in termini di resistenze e di deformazioni plastiche quali quelli rappresentati in Fig. 8.1, è evidente, dalla stessa Fig. 8.1, come i due sistemi siano caratterizzati da energie dissipabili (solitamente indicate come capacità dissipative) ben diverse. È chiaro che la variabile capacità dissipativa debba giocare un ruolo importante nella definizione della migliore prestazione di una struttura soggetta ad azioni cicliche.

Per i motivi suddetti negli ultimi anni sono state formulate alcune critiche (Bertero, 1977) all'approccio progettuale basato sulla duttilità e sono state proposte altre alternative.

L'approccio energetico, già presente in nuce nei lavori di Housner e ripreso in altri lavori (De Luca e Serino, 1989) trova inquadramento se si fa riferimento all 'equazione del moto per un sistema ad un grado di libertà:

$$m x_t + c x + F_s(x) = 0$$

che integrata tra l'istante iniziale del sisma ed un generico istante t fornisce:

$$E_k(t) + E_{\xi}(t) + E_A(t) = E_I(t)$$

dove:

 $E_k(t)$ è l'energia cinetica;

 $E_{\xi}(t)$ è l'energia dissipata dallo smorzatore viscoso;

 $E_A(t)$ è l'energia assorbita dalla forza di richiamo;

E_I(t) è l'energia d'ingresso.

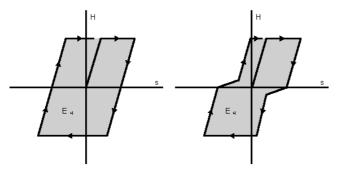


Fig. 8.1 - Risposta ciclica di due oscillatori elastoplastici con eguali resistenza e duttilità: effetto del degrado sulla dissipazione energetica.

In particolare l'energia $E_A(t)$ assorbita si può dividere nell'aliquota elastica $E_{EI}(t)$ ed in quella di isteresi $E_H(t)$ derivante dal comportamento plastico. Si ha pertanto:

$$E_k(t) + E_{\xi}(t) + E_{EI}(t) + E_{H}(t) = E_{I}(t)$$

Nell'istante t_q in cui è ripristinata la condizione di quiete, ovvero al cessare dell'evento sismico, tale relazione diviene:

$$E_{\xi}(t) + E_{H}(t) = E_{I}(t)$$

che esprime come l'energia globale di ingresso $E_I(t_q)$ sia trasformata nella somma dell'energia viscosa $E_\xi(t_q)$ e di quella isteretica $E_H(t_q)$.

In particolare, se il sistema rimane elastico sarà $E_H(t_q)=0$ e quindi tutta l'energia viene dissipata mediante smorzamento viscoso:

$$E_{\xi}(t_q) = E_{I}(t_q).$$

Se, al contrario, numerose sono le escursioni in campo plastico, ed il rapporto tra il coefficiente di smorzamento viscoso e quello critico è di poche unità per cento (cosa che usualmente si verifica nelle strutture ordinarie), si avrà $E_{\epsilon}(t_{\alpha}) << E_{I}(t_{\alpha})$ e pertanto:

$$E_H(t_q) \cong E_I(t_q)$$

che esprime che l'energia del sisma si trasforma in energia dissipata istereticamente nei vari elementi della struttura. E' chiaro che affinché la struttura non collassi la capacità dissipativa della struttura (energia isteretica disponibile) deve essere maggiore dell'energia di ingresso del sisma.

Pertanto nella classica diseguaglianza utilizzata nella verifica:

$$S_d < R_d$$

l'azione Sd corrisponde all'energia d'ingresso del sisma (richiesta) e la resistenza R_d all'energia dissipabile dalla struttura (disponibilità).

L'approccio energetico, pur essendo equivalente a quello basato sulla duttilità, presenta pertanto il vantaggio di affrontare il problema in termini di bilancio: da un lato vi è l'energia del sisma e dall'altro quella dissipata, solitamente nei nodi della struttura. Una struttura con elevato $E_{\rm H}$ è una struttura globalmente duttile ovvero con nodi duttili e stabili e con un elevato numero di zone dissipative. L'approccio energetico, tuttavia, è difficilmente codificabile in algoritmi di calcolo di facile utilizzo e, pertanto, non appare perseguibile nella pratica professionale; per tale motivo non è esplicitamente inserito nelle normative.

Nel seguito, al fine di fornire gli elementi di base del comportamento ciclico delle strutture in cemento armato, ci si soffermerà sugli aspetti essenziali di tale comportamento evidenziati dalle numerose campagne sperimentali effettuate in passato. In tale sede verranno inoltre sottolineati gli effetti di una accurata progettazione dei dettagli costruttivi sulle capacità dissipative degli elementi strutturali e verrà, pertanto, chiarito come attraverso una corretta progettazione di tali dettagli si possano incrementare le capacità dissipative di tutti gli elementi di una struttura intelaiata e quindi.migliorare la resistenza sismica della struttura nel suo complesso (conferendo una maggiore $E_{\rm H}$ disponibile al sistema).

8.1.2. ASPETTI DEL COMPORTAMENTO SPERIMENTALE

Introduzione

Al punto 2.2.3. ("Limiti di validità dell'azione sismica convenzionale"), è stato sottolineato come il D.M. del 16 gennaio 1996, oggetto di questo documento, preveda, nel caso di un calcolo allo stato limite ultimo, un livello delle forze sismiche di progetto eguale a quello previsto dall 'Eurocode 8 (1994) per edifici classificabili ad alta duttilità (coefficiente di struttura q = 5). Tuttavia, sempre in quella sede, si fa giustamente notare come tale livello delle forze di progetto derivi, nell 'Eurocodice 8 (EC8), da un presupposto di duttilità disponibile da parte della struttura pari a 5 (si dice testualmente: "la sopravvivenza della struttura ... è legata alla sua capacità di sostenere senza perdita di integrità uno spostamento pari a 5 volte quello di snervamento") e, soprattutto, come tale disponibilità alla deformazione in campo post-elastico possa essere ottenuta soltanto adoperando un'adeguata procedura progettuale (procedure di questo tipo sono oramai ben delineate all'interno di tutte le normative internazionali, Eurocodice 8 compreso).

Per la progettazione di strutture intelaiate in cemento armato, al fine di conseguire un sufficiente livello di duttilità (di cui la struttura, di natura, non dispone), è necessario porsi quale "obiettivo" la formazione, in occasione dei terremoti più violenti attesi, del cosiddetto "meccanismo globale", ossia di un meccanismo che contempli la formazione di "cerniere plastiche" concentrate nelle sole sezioni di estremità delle travi (oltre che alle inevitabili cernierizzazioni delle basi delle pilastrate).

Ad un meccanismo siffatto, infatti, si assoceranno richieste plastiche locali ragionevolmente contenute ed una buona dissipazione energetica.

Una procedura progettuale in grado di perseguire con successo l'obiettivo suddetto deve essere basata sul rispetto delle regole sinteticamente di seguito ricordate:

- favorire un comportamento prevalentemente flessionale evitando che sopravvenga una rottura, piuttosto fragile ed associata ad una scarsa dissipazione energetica, connessa a sollecitazioni di taglio;
- favorire la plasticizzazione delle travi rispetto a quella dei pilastri fornendo a questi ultimi un'adeguata sovraresistenza;
- garantire l'integrità dei nodi trave-pilastro anche in condizioni di sisma violento;
- fornire sufficiente duttilità alle zone degli elementi strutturali in cui si prevede saranno concentrate le maggiori richieste di deformazione anelastica (duttilità locale).

In una logica energetica i punti su elencati si traducono nel progetto di una struttura che, qualora sottoposta ad azioni sismiche, evidenzi un'elevata capacità deformativa dei suoi elementi (duttilità) associata ad un comportamento ciclico stabile e, pertanto, sia in grado di dissipare una notevole quantità di energia.

I requisiti suddetti possono essere conseguiti solo abbinando ad una corretta progettazione strutturale la cura dei particolari costruttivi sia in sede di progettazione che di esecuzione; essenzialmente a tale aspetto è dedicato l'Allegato 1 alla Circolare concernente le Istruzioni per l'applicazione della normativa sismica.

Tuttavia, come riportato nella Circolare suddetta, le regole progettuali stabilite nell'Allegato 1 sono necessarie ad "assicurare un minimo di duttilità", ma "il rispetto di tale regole non esclude che qualche meccanismo di rottura fragile possa verificarsi".

Consentendo che, in occasione di terremoti di forte intensità, le strutture fuoriescano dal regime elastico, le normative sismiche (tra cui anche la recente norma italiana) accettano, dunque, implicitamente un certo danneggiamento degli elementi strutturali (travi, pilastri, nodi); tuttavia, non deve essere mai pregiudicata la sicurezza rispetto al collasso ("requisito di non collasso") e, pertanto, il danneggiamento, che di fatto risulta concentrato nelle zone sedi delle maggiori richieste plastiche ("zone critiche"), deve risultare contenuto entro limiti accettabili. E ' necessario assicurare, inoltre, un comportamento ciclico in campo post-elastico "stabile", ossia non condizionato da rotture di tipo fragile ne da fenomeni che comportano un degrado di resistenza degli elementi strutturali; sono da evitare, dunque, comportamenti che conducono:

- ad una riduzione della capacità di deformazione plastica;
- ad una ridotta dissipazione energetica;
- ad una diminuzione della resistenza.

Una buona progettazione antisismica richiede, dunque, un'approfondita conoscenza del comportamento strutturale in campo post-elastico, con una particolare attenzione al caso dei carichi ciclici; questi ultimi, infatti, introducono un ulteriore variabile attraverso il degrado delle proprietà delle strutture in funzione del numero di cicli e dell'ampiezza delle deformazioni plastiche ad essi associate.

La letteratura scientifica su tale argomento è ricca di osservazioni sul comportamento sperimentale di elementi e strutture in c.a. sotto azione ciclica. Non mancano inoltre informazioni dedotte dall'osservazione dei danni prodotti sulle strutture dai terremoti. Si ricordano, tra gli altri, gli stati dell'arte prodotti dal Comite Eurointernational du Beton (CEB 1993, CEB 1996).

Prima di passare ad un esame approfondito delle prescrizioni normative introdotte nell'Allegato 1 si forniranno alcuni cenni sul comportamento ciclico sperimentalmente evidenziato da elementi in cemento armato.

I materiali

Per quanto attiene i materiali si riportano nel seguito brevemente alcune considerazioni concernenti il comportamento ciclico di calcestruzzo ed acciaio nonché del loro legame di interazione.

Calcestruzzo - In Fig. 8.2 viene presentato un diagramma tensione-deformazione ottenuto da una prova sperimentale di compressione ciclica su un provino di calcestruzzo: sono evidenti i cicli di isteresi ottenuti al

crescere del livello deformativo imposto. Si nota come in condizioni di prova di compressione ciclica, man mano che viene incrementata la deformazione, gli elementi in calcestruzzo mostrino un sensibile degrado di rigidezza e di resistenza. Tuttavia il degrado di resistenza non è associato alla sollecitazione ciclica essendo già evidente in prove di tipo monotono: la curva σ - ϵ derivante da una prova monotona coincide difatti con l'inviluppo ciclico delle curve rappresentate in Fig. 8.2.

Quanto suddetto è confermato anche da prove cicliche condotte a deformazione costante: in tal caso, infatti, è stato notato un sensibile degrado di resistenza al crescere del numero di cicli, degrado tanto maggiore quanto maggiore è la deformazione attinta, tuttavia incrementando la deformazione imposta l'inviluppo ciclico torna a coincidere con la curva di carico monotona.

I fenomeni di degrado del calcestruzzo compresso si traducono, ovviamente, in un degrado anche per gli elementi inflessi o presso-inflessi e pertanto vanno necessariamente limitati. La tecnica adoperabile per limitare tali fenomeni di degrado consiste essenzialmente nel confinare il calcestruzzo mediante l'introduzione di un'opportuna armatura trasversale. Il confinamento del calcestruzzo, infatti, comporta una sensibile riduzione della pendenza del ramo discendente della curva σ - ϵ (riduzione del degrado di resistenza) e conduce ad un incremento della resistenza massima e della deformazione a rottura.

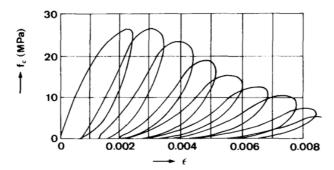


Fig. 8.2 - Test di compressione ciclica sul calcestruzzo: relazione σ - ε (Wakabayashi, 1989).

A tal proposito in Fig. 8.3 si mostrano i diagrammi tensione-deformazione (in figura f_c - ε_c) ottenuti per via analitica al variare della percentuale ρ_s delle staffe. Le curve sono state ottenute applicando il legame costitutivo tensione-deformazione del calcestruzzo confinato proposto da Kent e Park (1971).

Si nota la sensibile diminuzione del degrado di resistenza sul tratto discendente della curva conseguente all'incremento della percentuale delle staffe.

La relazione analitica dovuta a Kent e Park, tarata sulla base di prove sperimentali, presenta un tratto ascendente costituito da una parabola di secondo grado invariante con il confinamento e caratterizzato da una tensione massima pari alla resistenza cilindrica f_c del calcestruzzo (in Fig. 8.3 f_c =27.6 N/mm²) che si raggiunge per una deformazione pari allo 0.2%.

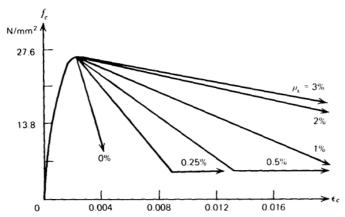


Fig. 8.3 - Influenza del confinamento sul legame σ - ε del calcestruzzo (Kent e Park, 1971).

Tale legame non riproduce, pertanto, l'incremento, pur notato sperimentalmente, della resistenza massima connesso all'aumento del confinamento. Va detto, tuttavia, che l'aumento suddetto della tensione massima risulta in realtà piuttosto limitato e, talvolta, non è stato apprezzato nelle prove di laboratorio.

Acciaio - L'acciaio presenta un comportamento isteretico sufficientemente stabile ossia, come si può vedere in Fig. 8.4, privo di particolari fenomeni di degrado. Va ricordato, tuttavia, che pericolosi fenomeni di degrado possono essere riscontrati in presenza di instabilità delle barre nella fase di compressione.

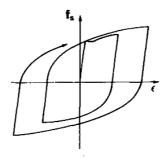


Fig. 8.4 - Comportamento isteretico dell'acciaio (Wakabayashi, 1989).

Va sottolineato, comunque, che negli elementi in cemento armato l'instabilità delle barre longitudinali compresse è impedita dalla presenza del calcestruzzo di ricoprimento. Quando però, a causa delle elevate tensioni di compressione, si riduce l'effetto di contenimento del calcestruzzo circostante la barra, può verificarsi l'instabilità laterale di quest'ultima. Ciò provoca una improvvisa ed irreversibile perdita di capacità portante dell'elemento in c.a. interessato dal fenomeno suddetto.

Al fine di limitare tale effetto è necessario limitare mediante disposizione di staffe trasversali la lunghezza libera d'inflessione delle barre (Fig. 8.5a). Va tuttavia ricordato che le staffe esercitano un efficace contenimento solo sulle barre longitudinali disposte negli angoli della staffa stessa (Fig. 8.5b) e, pertanto, diviene necessario prevedere un articolata staffatura per limitare gli effetti instabilizzanti anche di barre longitudinali eventualmente disposte in posizione intermedia lungo le facce dei pilastri (Fig. 8.5c).

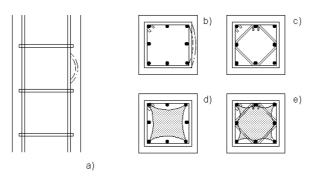


Fig. 8.5 - Instabilità dell'armatura longitudinale e contenimento offerto dalle staffe (Wakabayashi, 1989).

La disposizione di una staffatura del tipo mostrato in Fig. 8.5c, inoltre, risulta più efficace anche ai fini del confinamento del calcestruzzo. Il confronto tra la Fig. 8.5d e la Fig. 8.5e mostra, infatti, come la staffatura multipla (Fig. 8.5e), oltre a ridurre il problema dell'instabilità delle barre longitudinali compresse, consente di incrementare la zona di calcestruzzo confinato.

Interazione acciaio-calcestruzzo - Per quanto attiene il legame di interazione tra i due materiali (noto come "aderenza"), va detto che, a causa della natura intrinseca del legame stesso, i risultati sperimentali relativi a prove di sfilamento sono fortemente influenzati dalle caratteristiche dei campioni e dalle modalità di prova. L'analisi dei risultati sperimentali ha evidenziato, già in campo monotono, come il meccanismo di aderenza sia essenzialmente connesso a tre diversi fenomeni:

- adesione chimico-fisica;
- presenza di fenomeni attritivi;
- presenza di bielle di calcestruzzo compresse conseguenti alla microfessurazione della matrice cementizia ("interlocking meccanico").

L'adesione, tuttavia, si manifesta solo inizialmente per bassi valori delle tensioni tangenziali e scompare irreversibilmente in condizioni di incipiente scorrimento. Pertanto, il comportamento del legame di aderenza risulta fortemente condizionato dall'evoluzione dei due meccanismi di attrito e di interlocking meccanico; per valori molto bassi dello scorrimento si attiva esclusivamente la resistenza connessa alla microfessurazione essendo la resistenza attritiva mobilitata solo per valori di scorrimento significativi; per valori elevati dello scorrimento la fessurazione è tale che le bielle di calcestruzzo sono oramai praticamente assenti e la resistenza complessiva è connessa pertanto alla sola presenza dei fenomeni attritivi.

Per ciò che concerne il comportamento ciclico, entrambi i meccanismi resistenti, attritivo e di interlocking meccanico, mostrano un rapido degrado al crescere del numero di cicli a parità di scorrimento imposto. Tuttavia, al crescere dello scorrimento la resistenza connessa ai fenomeni attritivi mostra un certo recupero a causa del rigenerarsi dei fenomeni fessurativi.

Il legame ciclico sperimentale dell'aderenza riportato in Fig. 8.6 mostra come i cicli di isteresi siano piuttosto affusolati ed indicativi di un comportamento scarsamente dissipativo e fortemente degradante.

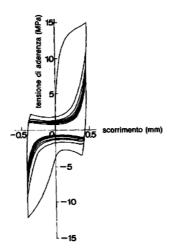


Fig. 8.6 - Relazione ciclica tensioni tangenziali di aderenza vs scorrimento (Wakabayashi, 1989).

L'andamento sperimentale mostrato in figura è coerente con quanto detto in precedenza.

Il primo ciclo, coincidente nel tratto ascendente iniziale con una classica curva tensine tangenziale τ -scorrimento ottenuta da prove di aderenza di tipo monotono, presenta con evidenza il fenomeno dell'adesione (resistenza allo sfilamento della barra mobilitata a scorrimento nullo) fino ad un valore di τ pari a circa 5 Mpa; successivamente con lo svilupparsi dei fenomeni fessurativi si manifesta un incremento di τ connesso all'ingranamento meccanico (interlocking) tra i denti della bassa ed il calcestruzzo circostante (formazione di bielle compresse) con un massimo della τ pari a circa 15 Mpa che, nel caso in esame, rappresenta il valore massimo della resistenza.

Oltre tale limite si verificano fenomeni di rottura delle bielle compresse di calcestruzzo che compromettono definitivamente il legame interattivo affidando, in pratica, alla sola componente attritiva la residua resistenza. L'irreversibilità del fenomeno spiega l'andamento dei cicli successivi al primo.

Tutte le considerazioni appena menzionate hanno ricadute importanti sulle scelte progettuali.

E' chiaro, infatti, che, per i motivi suddetti, risultano indesiderati comportamenti governati dall'aderenza e, pertanto, è bene curare, sia in fase di progetto che in fase costruttiva, tutti i dettagli che in qualche modo influenzano l'interazione acciaio-calcestruzzo. Diviene importante, ad esempio, lo studio degli ancoraggi delle barre, delle modalità con cui effettuare la sovrapposizione delle armature, nonché dei particolari costruttivi. Va, inoltre, sottolineato come l'aderenza acciaio-calcestruzzo sia positivamente condizionata dalla presenza di una pressione di compressione trasversale: tale pressione trasversale può essere fornita da un adeguata armatura trasversale di confinamento o, come accade nei nodi trave-pilastro, può derivare dalla presenza di sforzi di compressione assiale agenti ortogonalmente alle barre.

Gli elementi inflessi

La conoscenza del comportamento ciclico dei materiali e della loro interazione, di cui si è detto nei paragrafi precedenti, risulta utile per comprendere i fenomeni che caratterizzano il comportamento sotto azioni di tipo ciclico di elementi inflessi e pressoinflessi.

Numerose sono le prove sperimentali in regime ciclico condotte su elementi in c.a. prevalentemente inflessi (travi) ovvero su elementi per i quali l'entità dello sforzo normale è tale da risultare trascurabile.

Le tipologie e le modalità di prova adottate nella grande maggioranza dei casi, sono state dei seguenti tipi:

• prove effettuate su travi a mensola soggette ad un carico trasversale sull'estremo libero;

- prove condotte su travi doppiamente appoggiate imprimendo un carico in prossimità della mezzeria;
- prove effettuate su sub-assemblaggi trave-colonna.

Le prove, condotte quasi sempre a deformazione imposta, sono state generalmente effettuate imponendo cicli di carico ad ampiezza crescente. I risultati sperimentali, tradotti in diagrammi carico-spostamento, momento-rotazione ovvero momento-curvatura, hanno evidenziato gli aspetti fondamentali del comportamento ciclico degli elementi. Va detto preliminarmente che molte esperienze riguardano elementi di sezione trasversale simmetrica, armati simmetricamente, riproducendo quindi una configurazione atipica per elementi "trave", generalmente dissimmetrici, e semmai propria di elementi "colonna" per i quali, tuttavia, l'influenza dello sforzo normale non è trascurabile.

Riassumendo brevemente le considerazioni riportate in letteratura, il comportamento sperimentale ha evidenziato le seguenti caratteristiche (Fig. 8.7):

- a) la curva ottenuta per inviluppo dei cicli di isteresi coincide, in genere, con la curva di carico ottenibile da prove monotone: non si denota, pertanto, un degrado di resistenza connesso all'azione di carichi ciclici;
- b) la curva forza-spostamento ottenuta da prove monotone (detta "curva di inviluppo monotono") presenta un comportamento elastico fino al punto di formazione delle prime fessure in corrispondenza del quale si osserva un graduale incremento di deformabilità. Il comportamento non lineare post-fessurativo è governato dalla diffusione delle fessure, dal "tension-stiffening" e dagli scorrimenti delle barre tra le fessure; un ulteriore abbattimento di rigidezza si nota successivamente, in corrispondenza dello snervamento delle barre tese. Una volta raggiunto il valore ultimo della resistenza possono verificarsi fenomeni di degrado dovuti allo schiacciamento del calcestruzzo e/o a problemi di instabilità laterale delle barre compresse; i legami ciclici sperimentali evidenziano un "degrado di rigidezza allo scarico" ovvero una rigidezza iniziale in fase di scarico che si riduce al crescere della deformazione attinta in fase di carico. A carico trasversale nullo si misurano, inoltre, deformazioni residue dovute principalmente alla presenza.di deformazioni plastiche nelle barre di acciaio teso ovvero a scorrimenti residui tra le barre stesse ed il calcestruzzo circostante. A causa di tali scorrimenti residui può accadere che le fessure eventualmente formatesi non si richiudano perfettamente.
- c) I cicli di isteresi presentano una forma particolare: essi appaiono come pizzicati ("pinched") è ciò a causa di un complesso fenomeno che nella terminologia anglosassone viene chiamato "pinching". Il "pinching", che risulta più o meno accentuato in funzione di alcuni parametri (entità dello sforzo normale, livello delle sollecitazioni di taglio, etc.), si traduce di fatto in una riduzione dell'energia dissipabile e, pertanto, risulta indesiderabile. Il fenomeno può essere brevemente descritto in quanto segue:
- in seguito all'applicazione del carico si verificano lesioni in corrispondenza della zona tesa della trave;
- all'atto dell'inversione del carico, prima ancora che tutte le fessure formatesi in precedenza possano richiudersi, si manifestano ulteriori lesioni in corrispondenza delle nuove fibre tese con conseguente drastica riduzione dell'aliquota di calcestruzzo resistente. Pertanto, la sollecitazione flettente viene in pratica affidata alle sole barre d'acciaio: si spiega così l'incremento di deformabilità conseguente;
- procedendo nella fase di ricarico le lesioni in zona compressa tendono a richiudersi ed il calcestruzzo subisce una "riattivazione" della sua funzione resistente che si traduce in un progressivo irrigidimento;
- d) dopo tale irrigidimento (che conclude il fenomeno di "pinching") si verifica generalmente uno snervamento delle barre tese e, dunque, un nuovo aumento della deformabilità dell'elemento;
- e) sotto cicli ripetuti la tendenza è circa costante (con un progressivo "degrado di rigidezza al ricarico").

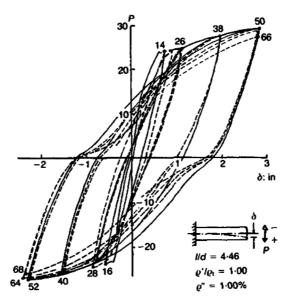


Fig. 8.7 - Relazione carico-spostamento per una trave a mensola in c.a. (Ma et al., 1976).

Va notato che la figura 8.7, reperita in letteratura, mostra i risultati di una prova sperimentale condotta effettuando per ogni livello di spostamento imposto tre cicli. Il primo ciclo per ogni livello deformativo è riportato con un tratto pieno mentre, per maggiore chiarezza i due cicli successivi sono mostrati con una linea tratteggiata.

Si è detto in precedenza come in genere non si manifestino degradi della resistenza connessi all'azione di carichi ciclici. Tuttavia, è talvolta possibile osservare un progressivo degrado di resistenza degli elementi inflessi ciclicamente.

Le cause di un simile comportamento sono dovute ai seguenti fenomeni di deterioramento:

- degrado delle proprietà meccaniche del calcestruzzo compresso, provocato dal continuo chiudersi e riaprirsi
 delle fessure (inoltre, per la presenza di scorrimenti tra i piani delle lesioni causate da sforzi di taglio ovvero
 a causa dell'accumulo di piccoli detriti, non si osserva mai una perfetta chiusura delle fessure);
- deterioramento ciclico del legame di aderenza acciaio-calcestruzzo con conseguente incremento della dimensione delle fessure;
- "dowel action", ossia trasferimento degli sforzi di taglio in corrispondenza di lesioni che interessano l'intera altezza dell'elemento, lì dove sono solo le barre di acciaio ad opporsi all'azione flettente, che causa un ulteriore degrado dell'aderenza tra i due materiali.;
- espulsione del copriferro;
- instabilità delle barre compresse.

Come già ricordato in precedenza, i fenomeni che comportano degrado della resistenza possono essere, se non evitati, almeno limitati mediante accorgimenti tecnici.

Le prove sperimentali condotte su subassemblaggi strutturali, quali ad esempio i nodi trave-pilastro, hanno evidenziato un altro importante fenomeno, noto come "rotazione dell'estremità vincolata" (nella dizione anglosassone "fixed end rotation"). Si tratta, difatti, di una rotazione, che si verifica all'interfaccia trave-pilastro, o anche in corrispondenza delle sezioni di collegamento tra le pilastrate e le fondazioni, dovuta essenzialmente allo scorrimento delle barre nel calcestruzzo circostante (problemi di ancoraggio) e/o alle deformazioni anelastiche dell'acciaio, particolarmente accentuate in fase post-snervamento. Tale rotazione modifica anche fortemente la risposta dell'elemento e, conseguentemente, delle strutture nel loro complesso, traducendosi di fatto in un sostanziale incremento di deformabilità ovvero in una risposta ciclica caratterizzata da un "pinching" molto accentuato e, conseguentemente, meno dissipativa. Anche in tal caso, tuttavia, una progettazione attenta allo

studio dei dettagli costruttivi (ad es. studiodegli ancoraggi delle barre nelle zone nodali) può consentire di contenere gli effetti connessi aquesto comportamento indesiderato.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a. con armatura asimmetrica, che riproducono più fedelmente l'effettiva tipologia dell'elemento trave, le prove sperimentali hanno confermato la tendenza generale appena descritta, anche se la risposta evidenzia chiaramente cicli dissimmetrici che confermano l'esistenza di due direzioni resistenti ben distinte, dette comunemente direzione debole e direzione forte. Un esempio di risposta ciclica di elementi dissimetrici è riportato in Fig. 8.8.

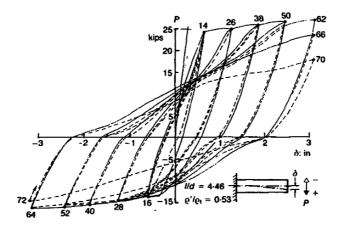


Fig. 8.8 - Curva carico-freccia per una trave a mensola in c.a. con armatura asimmetrica (Ma et al., 1976).

La prova è realizzata con le stesse modalità di quella riportata in Fig. 8.7.

Gli elementi presso-inflessi

Per ciò che concerne gli elementi pilastro, ossia elementi in cui non è più trascurabile la presenza dello sforzo normale, le prove sperimentali sono state generalmente effettuate su colonne progettate in accordo con i codici sismici, ossia su elementi simmetrici (sia per geometria che per armatura), caratterizzati da un'elevata staffatura e basse percentuali delle armature longitudinali (per altro sempre ben ancorate), soggetti ad un livello di sforzo normale generalmente contenuto.

I risultati salienti derivati dalla sperimentazione sono riassunti in quanto segue (vedi Fig. 8.9 dove si riportano le curve momento-rotazione ottenute per un elemento in c.a. al variare del rapporto N/N₀ tra lo sforzo normale di prova e la resistenza a compressione del pilastro):

- la resistenza a flessione aumenta all'aumentare dello sforzo normale fino ad un "valore soglia" di quest'ultimo oltre il quale la resistenza diminuisce;
- il fenomeno del "pinching" si riduce significativamente all'aumentare dello sforzo assiale. Ciò è spiegabile con l'osservazione che la presenza dello sforzo assiale di compressione favorisce la chiusura rapida delle lesioni formatesi;
- il degrado della resistenza, manifestato per un susseguirsi di cicli ad ampiezza costante, si esalta incrementando il livello di sforzo normale, anche se l'effetto negativo del carico assiale può essere controbilanciato da un adeguato confinamento (l'effetto benefico del confinamento è tale da annullare, in certe condizioni, praticamente del tutto il degrado di resistenza anche in presenza di valori dello sforzo assiale medio-alti);
- la risposta appare via via meno duttile all 'aumentare dello sforzo assiale;

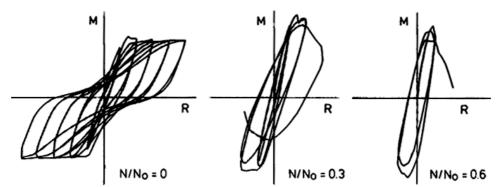


Fig. 8.9 - Curve momento-rotazione per elementi in c.a. al variare del livello di sforzo assiale (Wakabayashi e Minami, 1976).

Infine, si sottolinea che, in presenza di flessione ciclica lungo due direzioni, si riduce, a volte fortemente, la capacità portante dei pilastri e si esaltano tutti quei fenomeni di degrado di cui si è detto in precedenza.

Comportamento degli elementi sottoposti ad azione di taglio

Il comportamento sperimentale descritto al paragrafo precedente è relativo ad elementi in cemento armato, inflessi ovvero presso-inflessi, non particolarmente tozzi e comunque a tutte le situazioni nelle quali può essere trascurato l'effetto indotto dalla sollecitazione tagliante.

Si può ragionevolmente accettare di trascurare gli effetti causati da tale caratteristica quando il rapporto α tra il momento flettente M ed il prodotto (Td) tra il taglio T e l'altezza utile d della sezione risulta soddisfare la seguente diseguaglianza:

$$\alpha = \frac{M}{T \cdot d} \ge 4$$

in cui M è il momento flettente, T il taglio e d l'altezza utile dell'elemento.

In presenza di sollecitazioni di taglio non trascurabili, ovvero nei casi in cui α < 4, le prove sperimentali hanno evidenziato i seguenti fenomeni:

- riduzione della duttilità totale al collasso;
- incremento del degrado di resistenza per cicli a deformazione costante;
- notevole aumento del fenomeno del pinching con una conseguente riduzione della capacità dissipativa;
- elevato degrado della rigidezza al crescere del numero di cicli.

A conferma di quanto suddetto, in Fig. 8.10 si riportano i risultati di prove sperimentali di flessione ciclica presentate in (Ma et al., 1976) condotte su due travi che si differenziano solo per la diversa lunghezza essendo eguali tutti gli altri parametri (geometria della sezione trasversale, armature, materiali). Si nota come il ciclo di isteresi relativo alla trave tozza (a sinistra in figura) mostri un degrado decisamente più sensibile, una duttilità ridotta e cicli maggiormente affusolati, che denotano un comportamento meno dissipativo ("pinching" più accentuato).

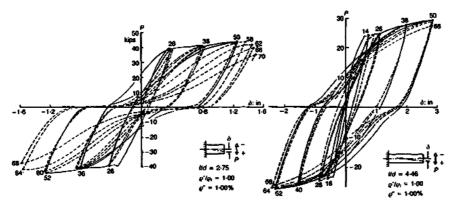


Fig. 8.10 - Curva taglio-rotazione per una trave in c.a. che collassa a taglio (Ma et al., 1976).

Tutte le considerazioni riportate nei paragrafi precedenti si traducono, nelle normative sismiche, in altrettante prescrizioni progettuali atte a favorire i meccanismi più duttili e dissipativi rispetto a quelli fragili e caratterizzati da una scarsa capacità di dissipare l'energia provocata dal sisma. Si è più volte sottolineato come in taluni casi l'applicazione di semplici regole sia progettuali che costruttive e, segnatamente, la cura dei dettagli costruttivi conduca alla realizzazione di strutture che soddisfano determinati requisiti. Nelle pagine che seguono si riportano, pertanto, le regole progettuali indicate dall'Allegato 1 al D.M. in esame.

8.2. ESAME RAGIONATO DELLE INDICAZIONI COSTRUTTIVE PER STRUTTURE IN C.A., COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

L'Allegato 1 al D.M. 16/1/1996 contiene prescrizioni riguardanti la geometria e le armature longitudinali e trasversali da osservare nel progetto e nell'esecuzione degli elementi che costituiscono le strutture intelaiate in cemento armato, ossia:

- elementi trave;
- elementi pilastro;
- nodi trave-pilastro;
- pareti.

Le prescrizioni contenute nell'Allegato 1 rappresentano i requisiti minimi da soddisfare per ottenere un adeguato comportamento della struttura in campo post-elastico.

In un progetto basato sulle capacità di adattamento plastico degli elementi e della struttura, l'impostazione da assumersi nella fase di progettazione deve necessariamente essere basata sul conseguimento di un "comportamento duttile" e pertanto, come già in qualche caso accennato in precedenza, particolare rilievo assumono le quantità di armatura longitudinale e trasversale, le dimensioni geometriche degli elementi strutturali nonché i dettagli costruttivi.

Le principali motivazioni che concorrono alla definizione delle prescrizioni dell' Allegato 1 possono, molto sinteticamente, essere riassunte nei seguenti punti:

<u>- limiti geometrici</u>: è importante proporzionare adeguatamente le dimensioni degli elementi strutturali al fine di evitare la realizzazione di elementi eccessivamente snelli ovvero troppo tozzi (a tal fine vengono stabiliti rapporti da rispettare tra le dimensioni geometriche degli elementi strutturali: altezza, spessore, luce).

Va infatti ricordato che:

- nel caso di elementi eccessivamente snelli possono verificarsi pericolosi ed improvvisi fenomeni di instabilità laterale;
- nel caso di elementi eccessivamente tozzi può divenire predominante l'influenza delle sollecitazioni di taglio e, conseguentemente, il comportamento ciclico risulta meno duttile e dissipativo.

<u>- limiti sulle armature longitudinali:</u> per ciò che concerne le armature longitudinali, affinché si pervenga alla progettazione di elementi strutturali duttili, si dovrà avere rispettivamente:

- nelle travi una percentuale di armatura in trazione compresa entro limiti prestabiliti: in particolare è importante non superare una percentuale massima onde non limitare eccessivamente la duttilità;
- nei pilastri una percentuale di armatura longitudinale complessiva opportunamente limitata al di sotto di una soglia massima, sia per offrire una sufficiente capacità di rotazione plastica alle regioni critiche che per evitare le notevoli difficoltà di realizzazione dei dettagli costruttivi connesse alla presenza di un eccessiva armatura longitudinale.

Sia nelle travi che nei pilastri vanno comunque disposti quantitativi minimi di armatura longitudinale.

Nella logica suddetta una corretta progettazione prevederà la definizione a priori delle quantità di armature longitudinali da utilizzarsi per le travi ed i pilastri ed una successiva iterazione per il proporzionamento delle dimensioni delle sezioni trasversali degli elementi qualora, pur adottando i limiti massimi di armatura , le verifiche non fossero soddisfatte.

<u>- limiti sulle armature trasversali :</u> sempre al fine di garantire un comportamento sufficientemente duttile è necessario disporre un'adeguata armatura trasversale negli elementi strutturali nonché curarne l'esatta disposizione.

Il rispetto dei limiti sull'armatura trasversale consente di prevenire comportamenti fragili derivanti da:

- insufficiente confinamento del calcestruzzo: un buon confinamento consente di incrementare la deformazione ultima del calcestruzzo e, inoltre, di migliorare l'aderenza tra le barre di acciaio ed il calcestruzzo circostante;
- cattivo sostentamento laterale delle barre longitudinali: l'effetto di sostegno offerto dalle staffe consente di evitare lo svergolamento delle barre longitudinali compresse;
- scarsa resistenza a taglio degli elementi: la crisi per taglio è caratterizzata da un comportamento decisamente più fragile rispetto alla crisi per flessione.

Nel seguito si riportano alcune considerazioni di commento alle prescrizioni dell'Allegato 1; per maggiore chiarezza tali prescrizioni verranno puntualmente riproposte con carattere *corsivo* mentre i commenti saranno in carattere normale. Quale utile termine di confronto si riportano, inoltre, per alcune prescrizioni dell'Allegato, le corrispondenti regole progettuali di alcune normative internazionali e, segnatamente, dell'Eurocode 8 (1994), della normativa ACI 318-89 (American Concrete Institute, 1989) e della Normativa Neozelandese (1982).

8.2.1. DEFINIZIONI

Le indicazioni progettuali che vengono di seguito riportate sono relative ad edifici in cemento armato a struttura intelaiata ossia con ossature in cui è possibile distinguere elementi trave ed elementi pilastro sollecitati prevalentemente a flessione o presso-flessione. Per ciò che concerne la definizione di travi e pilastri data dalla normativa sismica italiana si ricorda quanto contenuto nell'Allegato 1:

- si definiscono travi gli elementi presso-inflessi per i quali lo sforzo normale non supera il valore:

$$N = 0.05 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

- si definiscono pilastri gli elementi presso-inflessi per i quali lo sforzo normale supera il valore:

$$N = 0.05 \, \cdot \, A_c \, \cdot \, R_{ck} \, \cdot \, \chi$$

N rappresenta il valore dello sforzo assiale riscontrato in corrispondenza della più sfavorevole condizione di carico in condizioni sismiche; A_c è l'area della sezione trasversale dell'elemento; R_{ck} è la resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo; χ un fattore pari ad 1, nel caso si utilizzi il Metodo delle Tensioni Ammissibili, pari ad 1.5 per lo Stato Limite Ultimo.

Pertanto, operando allo stato limite ultimo si ha che la limitazione per gli elementi trave è fornita da:

$$N = 0.075 \cdot A_c \cdot R_{ck}$$

Va osservato come, seguendo tale definizione, può accadere che alcuni pilastri della struttura debbano essere riguardati alla stregua di travi, ovviamente ai soli fini di applicare le prescrizioni del D.M. in esame.

La suddivisione in elementi trave ed elementi colonna è riportata in maniera del tutto analoga anche dall'Eurocode 8 (in seguito più brevemente definito EC8) e dall'ACI 318-89.

In particolare, l'EC8 (1994) riporta le seguenti definizioni:

- trave: elemento strutturale (solitamente orizzontale) soggetto principalmente a carichi trasversali e ad un'azione assiale di progetto normalizzata, $v_d = N_{sd} / A_c f_{cd}$, non maggiore di 0.1;
- colonna: elemento strutturale (solitamente verticale) che sostiene altri elementi e/o soggetto ad un'azione assiale di progetto normalizzata, v_d = N_{sd} / A_c f_{cd}, maggiore di 0.1. dove con f_{cd} si denota la resistenza cilindrica a compressione di calcolo e con N_{sd} l'azione assiale di calcolo.

Volendo passare ad una formulazione analoga a quella dell'Allegato 1, essendo (Eurocode 8, 1994):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{0.83 \cdot R_{ck}}{1.5}$$

si ricava che un elemento può considerarsi trave se

$$N_{sd} \leq 0.055 \, \cdot \, A_c \, \cdot \, R_{ck}$$

Va sottolineato che, nello spirito di un calcolo allo stato limite ultimo, il valore dello sforzo assiale di calcolo N_{sd} tiene conto di carichi maggiorati mediante coefficienti di amplificazione dei carichi.

Per l'ACI 318-89, invece, un elemento si considera trave se:

$$N_u \le 0.1 \cdot A_g \cdot f_c$$

dove, secondo la terminologia ACI, N_u è lo sforzo assiale di calcolo, A_g l'area della sezione trasversale dell'elemento ed f_c la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Osservando che può porsi:

$$f_c \cong 0.8 R_{ck}$$

è possibile passare anche in tal caso ad una formulazione analoga a quella riportata nell'Allegato.

Si ottiene, pertanto, che, secondo l'ACI 318-89, un elemento è definito "trave" se soddisfa la relazione:

$$N_u \le 0.08 \cdot A_g \cdot R_{ck}$$

Si nota, in definitiva, come le prescrizioni normative suddette non siano molto dissimili.

8.2.2. TRAVI

Si riportano nel seguito le prescrizioni normative, ed i relativi commenti, per gli elementi trave (o "elementi inflessi", nel senso precedentemente definito).

Limiti geometrici

Devono essere soddisfatte le seguenti limitazioni:

a. La lunghezza libera delle travi non deve essere minore di tre volte l'altezza, h, della sezione trasversale. In caso contrario l'elemento si definisce "trave corta" e dovrà soddisfare le particolari prescrizioni di cui al paragrafo 4.3 dell'Allegato l (vedi "travi di collegamento" al Par. 8.3.5);

b. la larghezza della trave, b, non deve essere minore di 200 mm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso;

Prescrizioni analoghe sono riportate da altre normative. Park (1986), ad esempio, cita le prescrizioni riportate nella Normativa Neozelandese (1982) nella quale si osserva che, al fine di facilitare un efficace trasferimento dei momenti flettenti dalla trave al pilastro, la larghezza della trave non deve essere maggiore della larghezza del

pilastro aumentata da ogni lato di 1/4 dell'altezza del pilastro stesso; in ogni caso, la larghezza della trave non deve essere maggiore di 2 volte la larghezza del pilastro.

Paulay e Priestley (1992) chiariscono meglio il significato di tale prescrizione.

Mentre nel caso in cui agiscono i soli carichi gravitazionali i momenti che nascono alle estremità delle travi sono dello stesso ordine di grandezza e di verso contrario (comportamento a trave continua), e pertanto si bilanciano nell'equilibrio nodale, nel caso in cui agiscano sul telaio forze orizzontali i momenti che insorgono alle estremità delle travi (di verso concorde) sono generalmente bilanciati da momenti della stessa entità, che si hanno in corrispondenza delle estremità dei due pilastri posti immediatamente al di sopra ed al di sotto del nodo in esame. Il comportamento nei due casi è, pertanto, sostanzialmente diverso dovendosi, nel caso di forze sismiche, necessariamente assicurare il trasferimento dei momenti flettenti tra travi e pilastri. Per strutture site in zona sismica, dunque, sorge la necessità di riportare le armature longitudinali della trave all'interno dei pilastri adiacenti ed è chiaro che le dimensioni della trave debbano essere pertanto ragionevolmente non troppo più grandi delle corrispondenti dimensioni dei pilastri cui la trave si connette.

Anche l'EC8 fornisce prescrizioni che limitano la larghezza delle travi entro un intervallo prestabilito.

- Il limite inferiore di tale intervallo viene fatto dipendere dalla classe di duttilità per cui si effettua il progetto (alta, media o bassa; vedi EC8, 1994): per la classe alta (DC"H") la dimensione minima della trave è posta pari a 200 mm e pertanto coincide con il limite proposto dall'Allegato 1.
- Per ciò che concerne il limite superiore l' EC8 riporta una ulteriore giustificazione alla limitazione della larghezza della trave. Nella sezione dedicata alle prescrizioni per ancoraggi e sovrapposizioni ("provisions for anchorages and splices"), infatti, si legge: "per meglio sfruttare l'effetto favorevole della tensione di compressione esistente nel pilastro sull'aderenza delle armature orizzontali che attraversano il giunto (travepilastro), la larghezza della trave non dovrà superare la larghezza del pilastro aumentata da ciascun lato di metà dell'altezza della trave stessa. In ogni caso la larghezza della trave non dovrà superare il doppio della larghezza del pilastro" (Fig. 8.11).

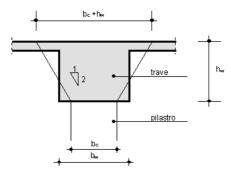


Fig. 8.11. – Larghezza massima della trave (Eurocode 8, 1994).

La norma ACI 318 (1989) fornisce, invece, le seguenti limitazioni:

- larghezza minima: $b \ge 10$ in ≈ 250 mm
- larghezza massima: $b \le b_c + 1.5 h$
- dove be indica la larghezza del pilastro ed h l'altezza della trave stessa.

c. sono da evitare per quanto possibile le eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi dovrà essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo (la prescrizione suddetta viene in realtà riportata dall'Allegato al punto 3. – Nodi trave-pilastro);

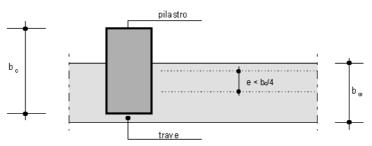


Fig. 8.12 - Eccentricità massima della trave rispetto al pilastro (Eurocode 8, 1994).

La stessa prescrizione viene riportata anche nell'EC8 ove si precisa che la limitazione dell'eccentricità travepilastro è necessaria al fine di facilitare lo scambio dei momenti flettenti tra trave e pilastro in regime ciclico (Fig. 8.12).

d. il rapporto b/h (tra la larghezza e l'altezza della trave) non deve essere minore di 0.25.

Tale limitazione è formulata con lo scopo di condurre ad un dimensionamento geometrico tale da ottenere elementi piuttosto "compatti" per evitare pericolosi fenomeni di instabilità trasversale in campo non lineare.

Su tale prescrizione nelle normative internazionali prese in esame si legge:

- Eurocode 8 il rapporto b/h non deve essere minore di 0.40
- ACI 318-89 il rapporto b/h non deve essere minore di 0.30

Per ciò che concerne i limiti geometrici delle travi Paulay e Priestley (1992) riportano le prescrizioni della normativa sismica Neozelandese (1982) che, al fine di prevenire fenomeni di instabilità laterale delle travi, la cui probabilità di verificarsi si accresce in seguito ad una riduzione della rigidezza dovuta a sollecitazioni flettenti di tipo ciclico in campo non lineare, richiede il rispetto dei seguenti limiti:

- per travi di sezione rettangolare:

$$\frac{1/b \le 25}{1 \cdot h/b^2 \le 100}$$

dove l'appresenta la luce netta della trave, h l'altezza complessiva, b la larghezza dell'anima.

- per travi con sezione a T o a L:

le limitazioni suddette possono essere incrementate del 50%.

In Park e Paulay (1975) è riportata una breve trattazione del problema dell'instabilità di travi in cemento armato che consente di pervenire ad una giustificazione delle limitazioni suddette (Fig. 8.13).

Si rimanda al testo citato per maggiori dettagli.

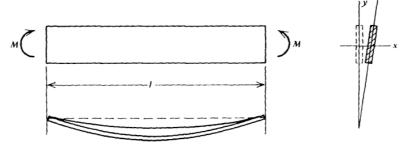


Fig. 8.13 - Instabilità di una trave inflessa (Park e Paulay, 1975).

Qui si vuol soltanto ricordare che, in sostanza, il problema consiste nell'evitare che il momento critico, ossia il valore del momento flettente per il quale si innescano fenomeni di instabilità, sia minore della resistenza flessionale della trave, ossia del momento ultimo. Deve pertanto valere la seguente relazione:

$$M_u \le M_{cr}$$

Per una trave in cemento armato, portando in conto i fenomeni di fessurazione del calcestruzzo, il valore del momento critico M_{cr} è espresso, in maniera semplificata, dalla seguente relazione (Park and Paulay, 1975):

$$M_{cr} = k \cdot \frac{\alpha}{1} \cdot b^3 \cdot h \cdot f_c$$

con:

k costante numerica;

b larghezza della sezione trasversale;

h altezza della sezione trasversale;

l lunghezza libera della trave;

α coefficiente dipendente dalla distribuzione del carico;

f'_c resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Potendosi esprimere il momento ultimo come:

$$M_u = k_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_c$$

con k₁ costante numerica, dalla relazione:

$$M_u < M_{cr}$$

si ottiene:

$$k_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_c < k \cdot \frac{\alpha}{l} \cdot b^3 \cdot h \cdot f_c$$

da cui:

$$\frac{I \cdot h}{h^2} < k_0$$

avendo posto:

$$k_0 = \frac{\mathbf{k} \cdot \mathbf{\alpha}}{\mathbf{k_1}}$$

Pertanto, alle limitazioni tradizionali imposte al rapporto 1 / b, nella norma neozelandese si aggiunge un'ulteriore limitazione che consente di prevenire fenomeni di instabilità flesso-torsionale della trave.

In tal senso la normativa neozelandese appare maggiormente completa.

Si sottolinea infine, che per 1/b = 25, che rappresenta il limite superiore riportato dalla cita normativa neozelandese, la:

$$1 \cdot h / b^2 < 100$$

diviene:

$$h/b \leq 4$$

che coincide con la prescrizione dell'Allegato 1.

Indicazioni sulle armature longitudinali

a. In ogni sezione della trave il rapporto ρ tra l'area complessiva dell'armatura tesa (sia essa superiore ovvero inferiore) e l'area della sezione trasversale della trave deve essere compreso tra i seguenti due limiti:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_{yk}} \qquad \quad \rho_{max} = \frac{7}{f_{yk}}$$

dove f_{vk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio espresso in N/mm^2 .

Il rispetto del limite superiore assicura l'ottenimento di un accettabile duttilità in curvatura della sezione.

E' ben noto come il comportamento di una sezione in cemento armato inflessa è duttile quando la rottura è governata dall'acciaio teso snervato. Per tale motivo, già per i soli carichi gravitazionali, il progetto degli

elementi inflessi viene nella prassi condotto nello spirito di ottenere sezioni "debolmente armate": a minori quantità di armatura si associano infatti maggiori curvature ultime.

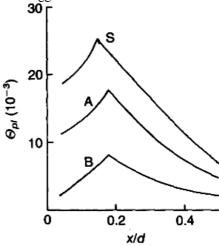


Fig. 8.14 - Rotazioni plastiche in funzione della profondità dell'asse neutro (CEB, 1993a).

In Fig. 8.14 si riporta l'andamento delle rotazioni plastiche per un elemento inflesso in c.a. in funzione della posizione dell'asse neutro a rottura adimensionalizzato rispetto all'altezza utile (x/d) e del tipo di acciaio utilizzato per le armature (acciai tipo B, A ed S definiti in CEB-FIP Model Code 1990); un analogo diagramma è riportato anche dalla normativa italiana per le strutture in c.a. (D.M. 9 gennaio 1996 - Fig. 1-I).

Diagrammi di tal genere sono stati ottenuti mediante elaborazione statistica di risultati sperimentali.

Si ricorda a tal proposito il lavoro svolto da Siviero (1976) in cui la curva rotazione plastica $-\xi = x/d$ fu ottenuta analizzando 350 prove sperimentali effettuate da vari Autori. L'interpretazione statistica dei risultati sperimentali fu ottenuta dividendo il campo di interesse della variabile ξ in intervalli di ampiezza 0.1; per ciascun intervallo la rotazione plastica Θ venne calcolata assumendo il frattile del 5% delle rotazioni plastiche sperimentali ricadenti nell'intervallo in esame, mentre la profondità dell'asse neutro adimensionalizzata fu considerata pari al valore medio dell'intervallo.

Dalla Fig. 8.14 si desume che:

- la rotazione plastica disponibile si riduce all'aumentare della profondità dell'asse neutro a rottura (cosa che avviene all'aumentare del quantitativo di armatura tesa);
- la massima rotazione plastica si ottiene per un valore di x/d, (x/d)_{lim}, cui corrisponde il contemporaneo attingimento della deformazione ultima nel calcestruzzo compresso e della massima deformazione nell'armatura tesa;
- per valori di x/d più piccoli di (x/d)_{lim} la crisi della sezione è condizionata dalla armatura tesa che si presenta ovviamente snervata;
- per valori di x/d più grandi di (x/d)_{lim} la crisi si ha per schiacciamento del calcestruzzo compresso;

I diagrammi in figura non considerano l'eventuale contributo offerto dall'armatura in compressione e l'effetto di confinamento dato dall'armatura trasversale. Sono ovviamente trascurati, inoltre, tutti i contributi alla rotazione plastica dovuti a fenomeni di tipo ciclico.

Il rispetto della percentuale minima assicura, invece, che il momento ultimo della trave sia maggiore del momento di fessurazione. È necessario evitare la condizione di "debolissima armatura", ossia evitare che all'atto della fessurazione del calcestruzzo l'armatura metallica sia in quantità insufficiente a sopportare lo sforzo di trazione precedentemente assorbito dal calcestruzzo.

La condizione da rispettare, per tutte le sezioni della trave, è pertanto:

$$M_y / M_c \ge 1$$

con M_v momento cui corrisponde lo snervamento dell'armatura ed M_c momento di prima fessurazione.

Pertanto, calcolando il momento di snervamento con la formula approssimata:

$$M_v = 0.9 \cdot d \cdot f_{vk} \cdot A_s$$

dove A_s è l'area dell'armatura metallica nella sezione generica e d l'altezza utile; ed il momento di fessurazione M_c con la formula:

$$M_c = f_{cfm} \cdot b \cdot H^2 / 6$$

dove f_{cfm} è la resistenza a trazione per flessione, b la larghezza della trave ed H l'altezza totale; si ottiene:

$$\frac{M_y}{M_c} = \frac{0.9 \cdot \hat{6} \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d}{b \cdot H^2 \cdot f_{cfm}} \ge 1$$

da cui, posto A_c = bH, considerando un copriferro adimensionalizzato pari a 0.1 ed imponendo il segno di eguaglianza si ottiene il seguente valore della percentuale geometrica minima di armatura:

$$A_{s,min} \, / \, A_c \cong 0.2 \, \cdot \, f_{cfm} / \, f_{vk}$$

Assumendo una resistenza a trazione pari a 3 N/mm² dalla precedente espressione si ottiene

$$A_{s,min} / A_c \cong 0.6 / f_{vk}$$

Da tale ultima relazione si deduce, pertanto, come l'Allegato 1 alla norma sismica italiana conduca ad un proporzionamento dell'armatura longitudinale in trazione cautelativo.

Paulay e Priestley (1992) riportano limiti per il minimo di armatura longitudinale in trazione che, se rispettati, conducono al progetto di una sezione in c.a. dotata di momento ultimo almeno il 50% più grande rispetto al momento di prima fessurazione. In particolare per travi a sezione rettangolare Paulay e Priestley riportano:

$$\rho_{min} = 0.25 \cdot \sqrt{f_c} / f_v$$

dove le quantità che compaiono vanno espresse in N/mm².

Da quest'ultima espressione, per un calcestruzzo di classe R_{ck}=300 Kg/cm² si ottiene:

$$\rho_{\min} = 0.25 \cdot \sqrt{30} / f_{v} = 1.37 / f_{v}$$

relazione del tutto analoga alla prescrizione dell'Allegato 1 in oggetto.

Si ricorda, infine, quanto riportato nell'EC8 dove è prescritta una percentuale minima di armatura longitudinale pari a:

$$\rho_{min} = \ 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

dove f_{ctm} rappresenta la resistenza media a trazione del calcestruzzo.

Osservando i valori di f_{ctm} riportati nell'Eurocodice 2 nel caso di calcestruzzi ordinari (calcestruzzo di classe $C20/25 f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2$; calcestruzzo classe $C25/30 f_{ctm} = 2.5 \text{ N/mm}^2$) si ha allora:

$$\rho_{min} = \frac{1.3}{f_{vk}}$$

che, con f_{yk} al solito espressa in N/mm^2 , risulta molto simile all'indicazione data dall'Allegato 1.

Di seguito si riportano alcuni esempi di calcolo delle percentuali minima e massima di armatura longitudinale. Nel caso di acciai tipici da cemento armato, applicando le espressioni fornite nell'Allegato per p_{min} e ρ_{max} , si ottiene:

1. acciaio Fe B 38 k:
$$f_{yk} = 375 \ N \ / \ mm^2 \rightarrow \ \rho_{min} = 0.37 \ \%; \qquad \qquad \rho_{max} = 1.87 \ \%$$

2. acciaio Fe B 44 k:
$$f_{yk} = 430 \text{ N / mm}^2 \rightarrow \ \rho_{min} = 0.33 \ \%; \qquad \qquad \rho_{max} = 1.63 \ \%$$

Con le percentuali (minima e massima) dell'armatura longitudinale tesa riportate in precedenza, calcolate per i due tipi di acciaio da cemento armato considerati (Prospetto 2-I; D.M. 9/1/1996), si ottengono i limiti (in cm²) per le armature in trazione riportati nelle Tab. 8.1 e Tab. 8.2 per le tre sezioni rettangolari prese in esame.

Tab. 8.1 - Limiti minimo e massimo per le armature tese valutati in caso di acciaio Fe B 38 k.

| Sezione | A _s [cm ²] | Pinin | Pmax | A_{fmin} [cm ²] | A_{fmax} [cm ²] |
|---------|-----------------------------------|-------|-------|-------------------------------|-------------------------------|
| 30x50 | 1500 | | | 5.55 | 28.05 |
| 30x60 | 1800 | 0.37% | 1.87% | 6.66 | 33.66 |
| 80x30 | 2400 | | | 8.88 | 44.88 |

Tab. 8.2 - Limiti minimo e massimo per le armature tese valutati in caso di acciaio Fe B 44 k.

| Sezione | $A_{\rm s}$ [cm ²] | Ponin | Pmax | $A_{fmin}[cm^2]$ | $A_{fmax}[cm^2]$ |
|---------|--------------------------------|-------|-------|------------------|------------------|
| 30x50 | 1500 | | | 4.95 | 24.45 |
| 30x60 | 1800 | 0.33% | 1.63% | 5.94 | 29.34 |
| 80x30 | 2400 | | | 7.92 | 39.12 |

In Fig. 8.15 sono presentati i legami momento-curvatura ottenuti, al variare della percentuale di armatura, per una trave di sezione rettangolare con base b=30 cm ed altezza H=60 cm.

I diagrammi mostrati sono relativi a 5 situazioni differenti cui corrispondono percentuali geometriche di armatura tesa ρ variabili tra lo 0.5% ed il 4%, mentre l'armatura in compressione in tutti i casi è pari al 50% dell'armatura in trazione (ρ '= 0.5 ρ). Nella figura con h si è indicata l'altezza utile della sezione (h=H - δ); il copriferro δ è stato assunto pari a 3 cm.

Dall'osservazione della Tab. 8.2, ove sono riportati i limiti minimo e massimo delle percentuali di armatura longitudinale in trazione, si evince che nel caso di acciaio FeB44K la percentuale di armatura deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$0.33 \% < \rho < 1.63 \%$$

e, pertanto, i legami momento-curvatura riportati in Fig. 8.15 sono relativi ad alcuni casi di sezioni proporzionate nel rispetto della norma in esame, segnatamente $\rho = 0.5\%$, 1% ed 1.5%, e ad altre situazioni non coerenti con la normativa sismica italiana ($\rho = 2\%$ e 4%).

Dalla figura si nota come al crescere del quantitativo di armatura in trazione si ottengano valori crescenti della resistenza ma decrescenti della curvatura ultima disponibile (con chiara riduzione della duttilità). In particolare si osserva come le rotazioni plastiche (h/R) passino da un valore pari a circa il 4% per ρ = 0.5% ad un valore decisamente inferiore e pari a circa lo 0.6% nel caso in cui ρ = 4.0%. Per percentuali della armatura tesa comprese tra 0.5% ed 1.0% (casi che rispettano le prescrizioni dell'allegato) le rotazioni plastiche h/R risultano sempre superiori al 2%.

Risultati analoghi sono ampiamente documentati in letteratura.

I diagrammi momento curvatura suddetti sono stati costruiti adottando per il calcestruzzo compresso il legame costitutivo non lineare con "softening" riportato in (Paulay e Priestley, 1992) e per l'acciaio il legame elastoplastico con successivo incrudimento tipico dell'acciaio S riportato nel bollettino "CEB-FIP Model Code 1990" (CEB, 1993a).

I materiali adoperati hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

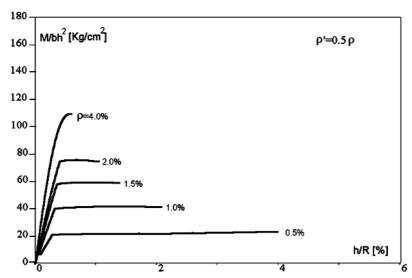


Fig. 8.15 - Diagrammi momento-curvatura al variare della percentuale di armatura tesa.

• <u>calcestruzzo</u> di classe R_{ck} = 350 kg/cm², la cui resistenza cilindrica a compressione è: f_c^t = 0.83 · R_{ck} = 290.5 Kg / cm²

mentre la resistenza media a trazione per flessione è pari a:

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 1.2 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \cdot 10 = 34.6 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

ed il modulo elastico E_c è pari a:

$$E_c = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} \cdot 10 = 337216 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

• acciaio FeB44K, con resistenza caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 4400 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

e modulo elastico:

$$E_f = 2100000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Il momento di prima fessurazione e la corrispondente curvatura sono stati calcolati ritenendo la sezione totalmente reagente e trascurando il contributo delle armature.

Pertanto il momento di prima fessurazione è fornito con buona approssimazione dalla:

$$M_c = \frac{bH^2}{6} \cdot f_{cfm}$$

mentre la curvatura corrispondente è valutata assumendo l'inerzia della sezione integra:

$$\frac{I}{R_c} = \frac{M_c}{EI} = \frac{12 \cdot M_c}{E \cdot bH^3}$$

La normativa ACI 318-89 riporta i seguenti valori delle percentuali di armatura tesa:

$$\rho_{min} = \frac{200}{f_y}$$
$$\rho_{max} = 0.025$$

dove la resistenza di snervamento dell'acciaio f_y è espressa in psi.

Per quanto attiene la percentuale minima, effettuando la conversione delle unità di misura, si può allora scrivere:

$$\rho_{min} = \frac{0.007037 \cdot 200}{f_v} \equiv \frac{1.41}{f_v}$$

che, essendo ora f_v espressa in N/mm², è confrontabile con l'espressione riportata dall'Allegato 1.

Per ciò che concerne la percentuale massima, che nella norma dell'ACI è indipendente da fy, la normativa americana prescrive un limite compatibile più con esigenze di tipo costruttivo che non con problemi di duttilità. E' importante infatti, soprattutto per ciò che concerne la realizzazione dei nodi trave-pilastro, che le armature longitudinali siano opportunamente limitate: il diametro, il numero e la disposizione delle barre nelle travi va valutato tenendo in giusto conto i problemi di realizzazione dei nodi in presenza di una "congestione" delle armature.

Va comunque sottolineato che i valori di ρ_{max} calcolati con l'epressione dell'Allegato 1 per gli acciai più comuni (Tab. 8.1 e Tab. 8.2) sono inferiori al valore proposto dall'ACI 318 (2.5%).

b. Almeno 2 barre di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta lunghezza della trave.

Tale prescrizione, dettata principalmente da scopi pratici, è riportata in maniera analoga anche nell'EC8 e nell'ACI 318-89. Nell'EC8, in particolare, si richiede la presenza di almeno due barre di acciaio S400 (Eurocode 8, 1994) con diametro di 14 mm.

c. A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della.sezione trasversale, la percentuale (geometrica) di armatura compressa (che chiameremo ρ') suddetta non deve essere minore della metà di quella tesa (ρ) presente nella stessa sezione.

La prescrizione suddetta considera implicitamente un'estensione L della potenziale "zona critica" pari a 2h ed assicura, in corrispondenza di tali zone critiche, un'accettabile resistenza flessionale in caso di inversione del momento flettente, anche se tale inversione non risulta dall'analisi strutturale.

Inoltre, l'introduzione di un minimo di armatura in zona compressa consente di incrementare la duttilità: infatti l'incremento di armatura in compressione comporta una riduzione della profondità dell'asse neutro a rottura ed il conseguente aumento della duttilità in curvatura della sezione.

L'effetto benefico dell'armatura in compressione sulla duttilità può essere desunto dall'osservazione dei diagrammi momento-curvatura riportati in Fig. 8.16. Tali diagrammi sono stati ottenuti per una sezione rettangolare semplicemente inflessa caratterizzata dalla stessa geometria e dagli stessi materiali descritti in precedenza in sede di commento della Fig. 8.15.

Nella figura si mostrano due famiglie di tre curve ciascuna; ogni gruppo di curve è relativo ad una diversa percentuale geometrica ρ (= A/A_c con A area complessiva di armatura tesa ed A_c area di calcestruzzo) dell'armatura in trazione ed è stato ottenuto adoperando tre diverse percentuali di armatura compressa ρ '= 0; ρ '= 0.25 ρ ; ρ '= 0.5 ρ).

Evidentemente solo la percentuale p' più elevata risulta in accordo con la prescrizione suddetta.

Dalla figura è possibile notare come, per una data percentuale di armatura tesa, all'aumentare dell'armatura in compressione si verifichi un lieve incremento di resistenza flessionale ma una sensibile aumento della duttilità in curvatura disponibile. Le rotazioni plastiche h/R difatti risultano in pratica raddoppiate passando dal caso A'/A=0 a quello relativo a A'/A=0.5; nel caso in cui A'/A=0.5 le rotazioni plastiche risultano sempre maggiori del 2%. In definitiva, 1 'esame della Fig. 8.16 conferma l'importanza della percentuale minima di armatura compressa.

Si ricorda, infine, l'atteggiamento particolarmente conservativo assunto nell' EC8 dove si richiede di disporre una percentuale minima di armatura in compressione in ogni sezione della trave.

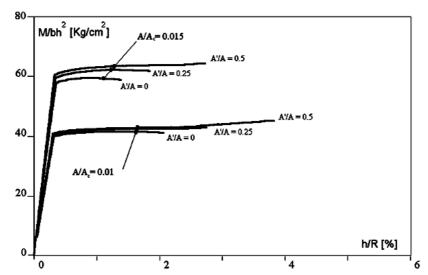


Fig. 8.16 - Influenza dell'armatura in compressione sui diagrammi momento-curvatura.

E' necessario fornire un chiarimento per ciò che concerne la definizione di "zona critica" cui ci si riferirà nuovamente anche in seguito. In precedenza è stato introdotto il concetto di "cerniera plastica"; ora una buona stima della lunghezza effettiva lp della cerniera plastica può essere ottenuta adoperando una delle numerose formulazioni empiriche riportate in letteratura (vedi Park e Paulay, 1975). Tra queste si ricordano:

a. la relazione riportata in (Paulay e Priestley, 1992):

$$l_p = 0.081 + 0.022 d_b f_v$$

con l'lunghezza dell'elemento, d_b diametro delle barre ed fy tensione di snervamento dell'armatura (in MPa);

b. l'espressione dovuta a Mattock (1967):

$$l_p = 0.5 \cdot H + 0.05 \cdot z$$

con H altezza della sezione e z distanza della sezione critica dal punto di inversione del momento.

In generale, per le usuali dimensioni di travi e pilastri, dalle relazioni empiriche presenti in letteratura si ottengono valori della lunghezza della cerniera plastica pari a:

$$I_p \cong H$$

con H altezza dell'elemento. Tuttavia, la cerniera plastica così definita non va confusa con la "regione critica" (ossia con la regione sede delle plasticizzazioni) a cui si riferiscono le prescrizioni normative qui riportate. L'estensione di tale regione, diversa da travi a pilastri (e maggiore di 0.5 H), viene fornita di volta in volta dalle prescrizioni stesse. A tal proposito, l'Eurocode 8 riporta, nel caso di progetto in classe alta di duttilità (DC"H"), una estensione della regione critica nelle travi eguale a quella prevista dall'Allegato 1 (2h).

d. Almeno un quarto della massima armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere disposta per tutta la sua lunghezza.

Tale prescrizione è necessaria per assicurare un sufficiente quantitativo di armatura al lembo superiore lungo tutto lo sviluppo della trave (e pertanto anche al di fuori delle zone critiche) così da offrire un certo margine di sicurezza anche nei riguardi di distribuzioni dei momenti flettenti non previsti in sede di valutazione delle sollecitazioni di calcolo.

Prescrizioni sulle armature trasversali

a. Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto di estensione pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto della altezza utile della sezione trasversale (della trave);
- sei volte il diametro minimo (φ)delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche;
- 15 cm.

Come già sottolineato al punto precedente, si considera che la zona critica possa estendersi per una lunghezza pari al doppio dell'altezza utile della trave con inizio dalle facce terminali della trave stessa, a partire cioè dal filo pilastro. La disposizione delle staffe all'interno delle zone critiche è mostrata in Fig. 8.17.

In realtà la formazione delle cerniere plastiche può avvenire anche in corrispondenza di altre sezioni interne alla trave stessa, ciò soprattutto in presenza di travi piuttosto lunghe soggette a carichi verticali non trascurabili. A tal proposito si ricorda che le norme ACI 318-89 considerano l'estensione della regione critica per una lunghezza pari a 2 volte l'altezza utile h della trave a partire dalla sezione di attacco con il pilastro e, inoltre, per una estensione sempre pari a 2h da entrambi i lati della sezione ove eventualmente fosse raggiunto lo snervamento in seguito all'azione dei carichi sismici.

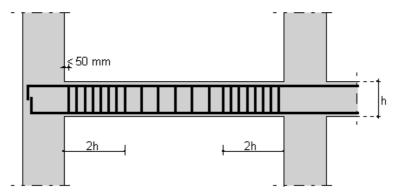


Fig. 8.17 - Disposizione dell'armatura trasversale nelle travi.

Si ricorda che l'armatura trasversale nelle travi svolge due fondamentali funzioni:

- assolve il compito di conferire adeguata resistenza a taglio cosicché possa essere sviluppata a pieno la resistenza flessionale dell'elemento (rottura per flessione e non per taglio);
- fornisce un importante contributo al fine di assicurare una buona capacità di rotazione plastica attraverso il confinamento del calcestruzzo compresso ed il supporto laterale offerto alle barre metalliche compresse.

Va sottolineato come, nelle travi, sia molto importante proprio il problema dell'instabilità delle barre compresse. A tal proposito si ricordano i risultati sperimentali, citati da Bertero e Popov (1977), di prove di tipo ciclico condotte su travi a mensola: la rottura in tutti i casi esaminati fu dovuta ad instabilità delle barre longitudinali e gli Autori sottolinearono l'importanza di una fitta staffatura da disporre al fine di evitare tale fenomeno. In particolare essi ritenevano necessario un interasse tra le staffe non più grande di 6-8 volte il diametro delle barre longitudinali (cfr. con la prescrizione suddetta).

Per ciò che concerne il problema dello svergolamento delle barre longitudinali compresse fattori determinanti risultano essere:

- l'interasse tra le staffe:
- il diametro delle staffe.

Per quanto attiene l'interasse delle staffe va notato quanto segue. Affinchè le barre di acciaio possano offrire il loro contributo alla resistenza dell'elemento senza che intervengano fenomeni di instabilità è necessario che la snellezza λ della barra sia piuttosto contenuta.

Tale snellezza λ, denotata con l_b la lunghezza libera d'inflessione e i_{min} raggio d'inerzia della barra, può scriversi:

$$\lambda = \frac{I_b}{i_{min}}$$

Per altro, un attendibile valore della lunghezza libera d'inflessione può essere stimato in:

$$l_{b} = 1.00 \cdot S$$

dove S è il passo tra le staffe.

Considerando che:

$$i_{min} = d_{bL} / 4$$

dove d_{bL} è il diametro della barra longitudinale, si ottiene pertanto:

$$\lambda = \frac{S}{d_{bl}/4}$$

Un'opportuna limitazione di λ , per prevenire fenomeni di instabilità in campo elastico, appare essere:

$$\lambda < 20$$

da cui, nell'ipotesi fatta (l_b=S), si ricava:

$$S < 5 \cdot d_{bL}$$

Si noti che la prescrizione dell'Allegato 1

$$S < 6 \cdot d_{bL}$$

appare ragionevole in quanto, in realtà, il valore della lunghezza libera d'inflessione risulta minore di S.

Indicazioni circa la valutazione il diametro delle staffe possono ottenersi una volta determinata la forza di trazione cui esse sono sottoposte. Regole per il calcolo del diametro delle staffe sono riportate in letteratura (Paulay e Priestley, 1992).

Si riportano di seguito, quale termine di confronto, le prescrizioni riportate per la disposizione delle staffe dalla norma ACI 318-89 e dall'EC8 (nel caso di travi in un progetto ad alta duttilità).

ACI 318-89:

- la prima staffa deve distare a non più di 2 inches (circa 51 mm) dal filo del pilastro;
- l'interasse massimo tra le staffe deve essere non maggiore del più piccolo dei seguenti valori:
 - 1/4 dell'altezza utile della trave;
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
 - 24 volte il diametro delle staffe;
 - 12 inches (circa 305 mm).

EUROCODE 8:

- la prima staffa deve distare a non più di 50 mm dalla sezione di estremità della trave;
- l'interasse massimo tra le staffe deve essere non maggiore del più piccolo dei seguenti valori:
 - 1/4 dell'altezza utile della trave;
 - 5 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
 - 24 volte il diametro delle staffe;
 - 150 mm.

b. Le staffe di contenimento sono staffe chiuse o eliche del diametro minimo di 6 mm con piegature a 135° alle due estremità, prolungate ciascuna per almeno 10 diametri.

Anche l'EC8 prescrive un diametro minimo delle staffe pari a 6 mm.

Le staffe vanno prolungate ed ancorate all'interno della sezione in cemento armato e non nella zona di copriferro, come talvolta erroneamente avviene, per evitare un inadeguato ancoraggio in caso di espulsione del copriferro a causa delle sollecitazioni cicliche. Pertanto piegature a 90° non risultano accettabili (si potrebbe in tal caso pensare a giunzioni saldate ma ciò non è previsto dal Decreto Ministeriale).

In Fig. 8.18 si riporta un esempio di cattivo funzionamento della staffatura: si mostra come possa essere insufficiente una piegatura a 90°.

Per quanto attiene la dimensione del tratto piegato a 135° la norma ACI 318-89 prescrive una lunghezza della piegatura pari a 6 volte il diametro della staffa e, pertanto, sensibilmente inferiore a.quanto richiesto dalla norma italiana.

8.2.3. PILASTRI

Si riportano nel seguito le prescrizioni normative, ed i relativi commenti, per gli elementi pilastro.

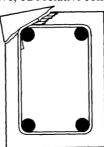


Fig. 8.18 - Cattiva disposizione dell'armatura trasversale (Park e Paulay, 1975).

Limiti geometrici

Secondo l'Allegato 1 in esame devono essere soddisfatte le seguenti limitazioni:

a. la dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm;

Nell'EC8 la dimensione minima della sezione trasversale di elementi pilastro è dipendente dalla classe di duttilità per la quale si effettua il progetto. Per pilastri di telai progettati in alta duttilità tale dimensione è pari a 300 mm e pertanto coincidente con quella richiesta dall'Allegato 1.

L'ACI 318-89 prescrive una dimensione minima pari a 12 inches (circa 305 mm).

b. il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione traversale del pilastro non deve essere inferiore a 0.30; in caso contrario l'elemento sarà assimilato alle "pareti" portanti trattate nel paragrafo 4.3 (corrispondente nel presente documento al Par. 8.4.5);

L'ACI 318-89 riporta un rapporto limite inferiore tra i lati minimo e massimo della sezione traversale del pilastro pari a 0.40.

- c. il rapporto L/b tra l'altezza netta e la minima dimensione trasversale non deve essere maggiore di:
- 16 se il pilastro è soggetto a momenti di segno opposto alle due estremità;
- 10 negli altri casi.

Ove gli indicati valori del rapporto L/b non vengano rispettati occorre eseguire una specifica verifica che tenga conto delle sollecitazioni indotte dagli effetti del 2° ordine;

Le limitazioni geometriche imposte ai pilastri sono dettate principalmente dalla necessità di impedire eventuali fenomeni di instabilità laterale di tali elementi.

Indicazioni sulle armature longitudinali

a. Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale (geometrica) di armatura longitudinale, deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$\rho_{min}=1\%$$

La percentuale geometrica di armatura longitudinale (ossia il rapporto ρ) è fornita dal rapporto tra l'area complessiva di armatura longitudinale A_s e l'area della sezione trasversale A_c .

La percentuale totale delle armature longitudinali da disporre nei pilastri non deve risultare inferiore a 0.01 al fine di offrire una minima resistenza a trazione nel caso di imprevisti sforzi assiali di trazione né superiore a 0.04 al fine di migliorare la capacità di rotazione plastica delle regioni critiche. Ai fini progettuali si ricorda che essendo le percentuali suddette riferite all'armatura longitudinale complessiva è possibile ritenere che, approssimativamente, la percentuale di armatura da disporre su ciascun lato del pilastro sia compresa all'incirca tra lo 0.25% e l'1% (percentuali prossime a quelle riportate per le travi nelle Tab. 8.1 e Tab. 8.2).

Gli stessi limiti sono riportati nell 'EC8 che, nel caso di sezioni simmetriche, richiede esplicitamente un'armatura simmetrica $\rho'=\rho$).

La normativa ACI 318-89 prescrive, invece, una percentuale massima pari al 6% restando invariata quella minima (1%). Tuttavia il limite del 4% rappresenta una soglia di ordine pratico generalmente non superabile se non si vuole incorrere in problemi di realizzazione dei nodi trave-pilastro.

L'Allegato 1 non riporta commenti circa la sovrapposizione delle armature longitudinali nei pilastri.

Va comunque detto che tali sovrapposizioni di regola non andrebbero effettuate nelle zone in prossimità dei nodi essendone consigliabile l'ubicazione a metà altezza del pilastro ove i momenti provocati dalle azioni orizzontali di tipo sismico risultano di entità minore. Si ricorda, infine, che la normativa italiana per le costruzioni in cemento armato (D.M. 9 Gennaio 1996), a fronte di una percentuale massima di armatura nei pilastri pari al 6% (maggiore, pertanto, della percentuale massima imposta dall'Allegato 1 in zona sismica) limita la percentuale di armatura nelle zone di sovrapposizione all'8%, valore peraltro già piuttosto critico per ciò che concerne eventuali problemi di congestionamento dell'armatura.

b. per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

La distribuzione uniforme e non troppo rada delle armature longitudinali lungo il perimetro della sezione trasversale del pilastro contribuisce all'azione di confinamento del calcestruzzo.

L'EC8 non stabilisce un interasse limite tra le barre ma richiede, per ciascun lato del pilastro, almeno una barra intermedia tra due barre d'angolo e ciò al fine di realizzare un efficiente confinamento del calcestruzzo in particolare nelle zone nodali.

Indicazioni sulle armature trasversali

- a. Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza misurata a partire dalla sezione di estremità pari alla maggiore delle seguenti quantità:
- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro;
- 45 cm.

In ciascuna delle due zone di estremità devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute da staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature (secondo quanto detto nell'Allegato 1, le legature, o cravatte, sono costituite da barre di diametro minimo 6 mm con piegature a 135° alle due estremità, prolungate ciascuna per almeno 10 diametri);
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore ad 8 mm. Esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- 6 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano;
- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Come nelle travi anche per i pilastri è necessaria l'introduzione di un'adeguata armatura trasversale (staffe) sia per offrire una necessaria resistenza a taglio all'elemento strutturale che per conseguire un sufficiente confinamento del calcestruzzo compresso che, inoltre, per impedire lo svergolamento delle barre di armatura. Pertanto, lungo l'intero sviluppo del pilastro andrà disposto un quantitativo minimo di armatura trasversale, mentre particolari accorgimenti vanno presi in corrispondenza delle "regioni critiche" dei pilastri, ovvero di quelle zone dove sono attese le maggiori richieste di duttilità.

In quanto segue, pertanto, ci si sofferma su alcuni aspetti fondamentali messi in evidenza dalle prescrizioni riportate al precedente punto *a*.:

- estensione della zona critica;
- modalità da seguire per la disposizione delle staffe e delle legature trasversali;
- minimi da osservare per l'armatura trasversale da disporre nelle zone critiche.

Con riguardo al primo aspetto (estensione della zona critica) in (CEB, 1985) vengono distinte diverse situazioni.

- nei casi ordinari le regioni critiche sono dislocate alle estremità dei pilastri (1'estensione della zona critica viene generalmente indicata dalle normative secondo 1'Allegato 1 in esame non inferiore alla maggiore delle tre quantità riportate al precedente punto *a*.);
- in presenza di pannelli in muratura addossati al pilastro, per parte o per l'intera lunghezza del pilastro, tutto lo sviluppo del pilastro va considerato quale regione critica (Fig. 8.19);
- nel caso di un pilastro che si presenta vincolato ad una parete in cemento armato per una parte della sua lunghezza, la zona critica risulterà di estensione pari alla dimensione della zona non vincolata (Fig. 8.19).

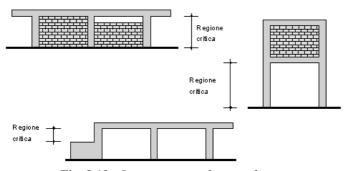


Fig. 8.19 - Le regioni critiche nei pilastri.

Nell'EC8 la lunghezza della regione critica dipende dalla classe di duttilità considerata nel progetto:

- in alta duttilità si ha: $l_{cr} = max \{1.5 d_c, l_{cl} / 5, 600 mm \}$
- in media duttilità si ha: $l_{cr} = max \{1.5 d_c, l_{cl} / 6, 450 mm \}$
- in bassa duttilità si ha: $l_{cr} = max \{1.5 d_c, l_{cl} / 6, 450 mm \}$

dove con d_c si è indicato il lato maggiore della sezione trasversale, con l_{cl} la lunghezza netta del pilastro (ossia la zona non vincolata), con l_{cr} la lunghezza della regione critica.

Pertanto la prescrizione dell'Allegato 1 viene a coincidere con quella prevista nell'EC8 per progetti in bassa duttilità (questo appare in contraddizione con i precedenti confronti che mostravano una coincidenza tra le prescrizioni dell'Allegato 1 e le analoghe riportate nell'EC8 per edifici in alta duttilità).

In ogni caso l'EC8 richiede che le regole normative concernenti le zone critiche vengano applicate all'intero pilastro se il rapporto l_{cl}/d_c risulta essere inferiore a 3 (comportamento da elemento tozzo).

Nell'ACI 318-89 si considerano quali regioni critiche, le zone del pilastro a partire da entrambe le estremità dell'elemento per una estensione pari alla lunghezza l_0 , nonché le zone, sempre di estensione l_0 , da ambo i lati rispetto alla sezione ove si attinge nei calcoli il momento di snervamento sotto azioni sismiche. La lunghezza della zona critica è fornita da:

$$l_0 = \max \{d_c, l_{cl} / 6, 18 \text{ in. } (\cong 457 \text{ mm}) \}$$

Per ciò che concerne le modalità di disposizione delle armature trasversali nei pilastri va anzitutto notato come, a differenza di quanto avviene per le staffe delle travi, l'Allegato 1 consenta di disporre anche legature trasversali. Particolare cura va posta nella realizzazione degli uncini delle staffe e delle cravatte (vedi quanto detto a proposito dell'armatura trasversale delle travi- Par. 8.3.2).

La disposizione delle staffe chiuse deve essere tale che il lato maggiore della sezione del pilastro risenta del beneficio apportato dal contenimento triassiale prodotto dalle staffe e dalle legature trasversali (o cravatte). L'effetto di contenimento è infatti efficace solo nelle zone in cui le staffe posseggono una curvatura oppure dove apposite legature trasversali agiscono ancorate sulle barre longitudinali; per tal motivo i "punti di confinamento" devono essere sufficientemente vicini (l'effetto del confinamento è mostato in Fig. 8.20 dove con un riempimento sono evidenziate le zone di calcestruzzo non confinate).

In accordo con tale osservazione la norma ACI 318-89 richiede che la massima distanza tra le braccia di staffe sovrapposte o tra legature sia non superiore a 14 inches (circa 355 mm).

Altro aspetto di rilievo è rappresentato dal diametro delle staffe che, come visto, è fissato dall'Allegato 1 in un valore minimo di 8 mm. Di contro l'EC8 assume un valore minimo del diametro pari a 6 mm indipendentemente dalla classe di duttilità (mentre il passo tra le staffe viene definito di volta in volta a seconda della classe di duttilità per cui si esegue il progetto). In ogni caso, per le classi di duttilità media ed alta, viene riportato un ulteriore limite inferiore da rispettare per il diametro delle staffe:

$$d_{bw} \ge \alpha \cdot d_{bL}, \max \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}}$$

dove:

 α è una costante numerica che vale 0.40 in alta duttilità, 0.35 in media duttilità;

d_{bw} è il diametro delle staffe;

d_{bL},max è diametro massimo delle barre longitudinali sorrette trasversalmente dalla staffa in esame;

 f_{vdL} è la tensione di snervamento di calcolo delle barre longitudinali;

f_{ydw} è la tensione di snervamento di calcolo delle staffe.

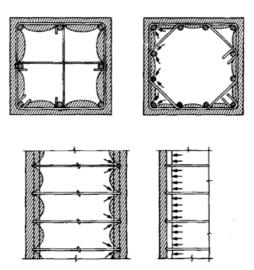


Fig. 8.20 - Confinamento trasversale e longitudinale offerto dalle staffe (Paulay e Priestley, 1992).

In Fig. 8.21 si riportano alcuni esempi di disposizione delle staffe e delle cravatte: i casi mostrati rispettano le regole costruttive riportate dall'Allegato 1.

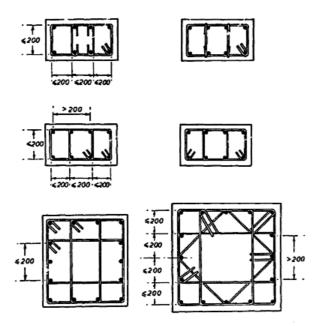


Fig. 8.21 - Esempi di disposizione delle staffe (Park, 1986).

Per quel che riguarda, infine, i quantitativi di armatura trasversale da disporre all'interno delle zone critiche, l'Allegato 1 non riporta in maniera esplicita un valore minimo dell'area complessiva di staffe. Non avviene così nel caso delle normative sismiche internazionali prese a confronto.

Il codice proposto dall'American Concrete Institute, ACI 318-89, prevede infatti un limite inferiore da osservare per l'area totale delle staffe che, nel caso di armature trasversali costituite da staffe rettangolari, è dato dalla più gravosa delle due seguenti diseguaglianze:

$$A_{sh} \! \geq 0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{\text{yh}}}$$

$$A_{sh} \ge 0.03 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{yh}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

dove, secondo la terminologia dell'ACI 318-89:

A_{sh} l'area totale di staffe presenti nel passo s perpendicolarmente alla dimensione h_c;

h_c la dimensione della zona di calcestruzzo confinato, misurata in asse delle staffe;

A_{ch} l'area della zona di calcestruzzo confinato misurata all'esterno delle staffe;

A_g l'area dell'intera sezione trasversale;

f_{yh} la resistenza di snervamento dell'armatura trasversale;

f'c la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Il passo delle staffe deve essere pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/4 del lato minore della sezione trasversale;
- 4 inches (circa 10 cm).

In maniera simile l'Eurocodice 8 riporta, in funzione della classe di duttilità, i valori minimi del "rapporto meccanico in volume delle staffe chiuse di confinamento" necessari per:

- conferire una sufficiente duttilità ai pilastri (per ciascuna classe di duttilità è fornito un valore minimo del CCDF - "conventional curvature ductility factor" - da conseguire);
- compensare, mediante adeguato confinamento, la riduzione della capacità portante della sezione che avviene a seguito della perdita del calcestruzzo di copriferro (per raggiungere i valori del CCDF fissati dall'EC8 è infatti necessario superare la deformazione dello 0.35 % nel calcestruzzo compresso).

Il rapporto meccanico in volume delle staffe chiuse di confinamento ω_{wd} è fornito dall'espressione:

$$\omega_{\rm wd} = \frac{V_{\rm st}}{V_{\rm c}} \cdot \frac{f_{\rm yd}}{f_{\rm cd}}$$

dove:

V_{st} è il volume delle staffe chiuse di confinamento;

V_c è il volume di conglomerato confinato;

 f_{yd} ed f_{cd} sono le resistenze di calcolo rispettivamente dell'acciaio e del calcestruzzo.

In alta duttilità il valore minimo fissato per il coefficiente convenzionale di duttilità è CCDF=13, mentre il valor minimo del rapporto meccanico volumetrico delle staffe è pari a $\omega_{wd,min}$ = 0.13.

Una espressione semplice, e dal chiaro significato fisico, per il calcolo delle staffe può essere ottenuta ritenendo che le staffe presenti nel passo S debbano essere in grado di assorbire (almeno) lo sforzo di trazione:

$$N_h = v f_{cd} h S$$

che nasce in direzione orizzontale, in condizioni di contrazione laterale impedita, in un pilastro soggetto ad una tensione di compressione uniforme pari alla resistenza di calcolo f_{cd} del calcestruzzo. In tale espressione si è indicato con ν il modulo di Poisson del calcestruzzo e con μ la dimensione della zona di calcestruzzo valutata ortogonalmente alle staffe considerate.

Detta pertanto A_{sh} l'area di staffe che si sta valutando (ossia l'area totale delle staffe presenti nel passo S disposta perpendicolarmente alla dimensione h) ed indicata con f_{vh} la resistenza di snervamento di tali staffe, deve essere:

$$A_{sh} f_{yh} > \nu f_{cd} h S$$

da cui ponendo v = 0.10 si ottiene:

$$A_{sh} > 0.10 \text{ h S } f_{cd} / f_{vh}$$

Si noti che la relazione ottenuta risulta in pratica coincidente con la prima delle due fornite dall'ACI 318-89.

L'effetto del confinamento sull'andamento del diagramma momento curvatura per pilastri in c.a. è mostrato in Fig. 8.22 dove si riportano i diagrammi momento-curvatura per un pilastro a sezione quadrata (40x40 cm²), armato simmetricamente per un'area complessiva di armatura di 32 cm² (percentuale geometrica pari al 2%): la classe del calcestruzzo considerato per la costruzione dei diagrammi in figura è R_{ck} =300 kg/cm², mentre l'acciaio è del tipo FeB44k.

Sono stati considerati diversi tipi di confinamento che corrispondono ai valori del rapporto volumetrico meccanico di staffe riportati in figura con la sigla w_{st} ; si è preso quale confronto anche il caso di confinamento assente.

I legami costitutivi dei materiali sono gli stessi già adoperati per i diagrammi momento-curvatura delle travi (Par. 8.4.2). L'effetto del confinamento è stato introdotto attraverso un'opportuna modifica del legame costitutivo del calcestruzzo (Paulay e Priestley, 1992).

I risultati mostrati in figura sono riferiti a due livelli dello sforzo di compressione (N=96 ton ed N=64 ton, corrispondenti a valori della tensione media σ_m =N/A rispettivamente pari a σ_m =60 kg/cm² e σ_m =40 kg/cm²). Come si può notare dal particolare andamento dei diagrammi, è stata tenuta in conto l'espulsione del copriferro in zona compressa.

I risultati confermano quanto già affermato in precedenza: all'aumentare della percentuale volumetrica di staffe si ha un incremento sensibile della duttilità in curvatura; poco sensibile è invece l'incremento di resistenza. Si nota inoltre come nel caso di confinamento assente la rottura, sempre governata dal calcestruzzo compresso, si manifesti in maniera piuttosto fragile, e tanto più fragile quanto maggiore è lo sforzo normale applicato. L'effetto sfavorevole dello sforzo assiale è piuttosto evidente anche per i casi di confinamento limitato mentre, nel caso di w_{st} =0.50, per i casi studiati, non appare influente.

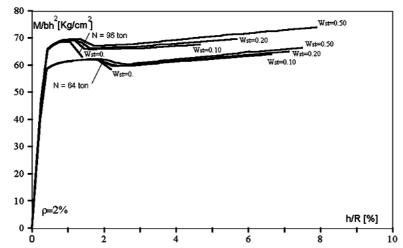


Fig. 8.22 - *Influenza della percentuale di armatura trasversale sui diagrammi momento-curvatura.*

L'effetto sfavorevole dello sforzo normale di compressione sulla duttilità delle sezioni e degli elementi è riconosciuto a livello normativo: le normativa neo-zelandese (11), ad esempio, riporta i minimi regolamentari per l'armatura trasversale dei pilastri in funzione del livello dello sforzo assiale.

Anche l'EC8 fornisce una limitazione del rapporto volumetrico meccanico ω_{wd} dipendente dallo sforzo normale adimensionalizzato ν_d (= Nsd/A_cf_{cd}). Inoltre, l'EC8 stabilisce, in funzione della classe di duttilità, valori massimi di ν_d , crescenti passando dalla classe alta a quella bassa: per l'alta duttilità si ha $\nu_{d,max}$ = 0.55.

b. nelle parti intermedie del pilastro (al di là della regione critica) la distanza tra le staffe non deve superare i valori seguenti:

- 10 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano;
- metà del lato minore della sezione trasversale;
- 25 cm.

Per ciò che concerne le prescrizioni di cui ai punti e. ed f . si deve intendere che nel caso di armature longitudinali costituite da barre aventi diametri diversi il "diametro delle barre longitudinali che collegano" le staffe è quello relativo alla/e barra/e di minor diametro.

c. le armature trasversali devono comunque soddisfare la verifica a taglio.

La rottura a taglio va evitata in quanto può risultare estremamente fragile.

8.2.4. NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona compresa tra le sezioni libere delle travi e dei pilastri ovvero, utilizzando una diversa definizione, la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

E' noto che i nodi trave-pilastro rappresentano zone particolarmente delicate delle strutture intelaiate in cemento armato potendo, se non correttamente progettati, divenire zone "critiche" della struttura in occasione di terremoti violenti. Difatti, a causa della particolare distribuzione dei momenti che si verifica per effetto del sisma nei pilastri che si trovano immediatamente al di sopra ed al di sotto del nodo e nelle travi che ivi concorrono (Fig. 8.23), la regione nodale è soggetta ad azioni taglianti, orizzontali e verticali, che possono avere entità anche molto maggiore rispetto alle analoghe azioni che si sviluppano negli elementi che nel nodo concorrono. Pertanto,

è necessario definire adeguatamente il progetto del nodo nei confronti di tali sforzi di taglio al fine di scongiurare una pericolosa, fragile, rottura per taglio.

Inoltre, sempre a causa della particolare distribuzione dei momenti flettenti, le armature longitudinali delle travi che attraversano il nodo possono presentare tensioni di compressione da un lato e di trazione dal lato opposto. Questa particolare situazione fa si che si sviluppano forti tensioni di aderenza tra le barre ed il calcestruzzo circostante che, se viene superata l'aderenza massima, possono dar luogo alla perdita del legame di interazione con ovvie conseguenze sulla resistenza.

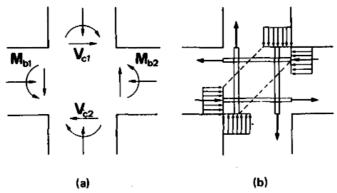


Fig. 8.23 - Forze (a) e tensioni (b) agenti nel nodo (Wakabayashi, 1989).

In Fig. 8.24 sono mostrati i principali meccanismi di trasferimento degli sforzi di taglio che si attivano nei pannelli nodali:

- meccanismo con formazione di biella compressa ("strut mechanism" vedi Eurocode 8,1994);
- meccanismo con diffusa fessurazione diagonale ("confinement mechanism"- idem).

Il primo tipo di meccanismo viene attivato qualora in corrispondenza dell'estremità delle travi convergenti nel nodo si verifica una fessurazione non troppo spinta. In tal caso, infatti, all'atto dell'inversione del momento, la fessura si richiude e gli sforzi di compressione presenti nella trave vengono trasferiti al nodo attraverso la zona di calcestruzzo compresso della trave. Gli sforzi di compressione trasferiti dalla trave si combinano con gli analoghi sforzi di compressione (questa volta verticali) provenienti dal pilastro dando vita ad un puntone di calcestruzzo compresso nella zona nodale.

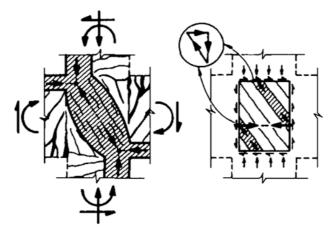


Fig. 8.24 - Meccanismi di trasferimento degli sforzi di taglio nel nodo (Paulay e Priestley, 1992).

Il secondo tipo di meccanismo si ha, invece, quando la fessurazione delle travi convergenti nel nodo risulta molto spinta così che la fessura che si verifica in corrispondenza della sezione terminale delle travi non si richiude all'atto dell'inversione del momento a causa delle deformazioni permanenti che si verificano nelle barre longitudinali passanti. Pertanto, gli sforzi di compressione provenienti dalle travi vengono trasferiti al nodo

attraverso le sole barre longitudinali passanti e, quindi, per aderenza. A causa delle forti tensioni tangenziali di aderenza si verifica un'inevitabile fessurazione diagonale del pannello nodale e, pertanto, non risulta più individuabile il puntone compresso suddetto.

Per quanto detto è possibile affermare che il comportamento dei nodi di collegamento travi-pilastri è, in occasione di azioni sismiche, controllato essenzialmente da meccanismi di taglio e di aderenza ai quali non si associano comportamenti ciclici particolarmente dissipativi.

Paulay e Priestley (1992) riportano i criteri di base della progettazione dei nodi da seguire onde ottenere buone prestazioni delle strutture:

- la resistenza del nodo dovrebbe essere tale da garantire l'integrità del nodo e consentire lo sviluppo di un
 meccanismo di tipo globale con formazione di cerniere plastiche nelle travi. Ciò, difatti, consente di evitare
 un danneggiamento di zone del telaio difficilmente riparabili e l'attivazione di meccanismi dissipativi che, in
 quanto governati da taglio ed aderenza, si accompagnano a fenomeni di degrado della rigidezza e della
 resistenza;
- il nodo deve essere visto come parte del pilastro e, pertanto, la resistenza del pilastro non deve essere compromessa da un degrado di resistenza della zona nodale;
- in occasione di terremoti di moderata intensità è auspicabile un comportamento in campo elastico della zona nodale:
- la deformazione del pannello nodale deve essere contenuta in modo da non influenzare eccessivamente lo spostamento di piano della struttura;
- il dettaglio costruttivo delle zone nodali deve essere accuratamente studiato in modo che non sorgano problemi in fase realizzativa connessi ad un congestionamento delle armature.

Anche l'Eurocodice 8 (1994), in sede di definizione delle procedure per il progetto dei nodi trave-pilastro, cita i requisiti base della progettazione di tali zone della struttura. Si legge:

la zona compresa tra le sezioni terminali di una trave e di una colonna che si intersecano l'una con l'altra deve essere attentamente progettata tenendo conto che:

- un nodo danneggiato riduce il quantitativo di energia che può essere dissipato dagli elementi strutturali che vi convergono;
- il ripristino dei nodi danneggiati implica difficoltà ben maggiori di quelle che si incontrano intervenendo su altri elementi strutturali.

Al fine di soddisfare alle esigenze suddette l'EC8 prevede specifiche prescrizioni di carattere progettuale differenziate al variare della classe di duttilità per cui si esegue il progetto.

Indicazioni sulla geometria

Si ricorda la prescrizione riportata al punto 8.4.2. sulla limitazione dell'eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Indicazioni sulle armature

- a. Le armature longitudinali delle travi, sia quelle disposte al lembo superiore che quelle situate al lembo inferiore, devono attraversare, di regola, il nodo senza giunzioni. Quando ciò non risulti possibile (ovvero giunzione all'interno della zona nodale) devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:
- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia;
- la lunghezza di ancoraggio va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a 1.25 fyk, e sarà misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno;

Si ricordi che qualora non fosse possibile assicurare un sufficiente ancoraggio all'interno del nodo è possibile prolungare l'ancoraggio in una opportuna espansione che si configura come un prolungamento a sbalzo della trave (Fig. 8.25).

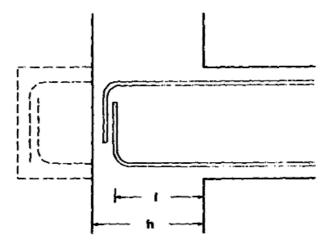


Fig. 8.25 - Ancoraggio dell'armatura in corrispondenza di un nodo (Wakabayashi, 1989).

b. lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.

Questa regola può essere disattesa qualora nel pilastro si innestino travi su ciascuna delle quattro facce.

Nel caso in cui convergano nel nodo travi da ciascun lato del pilastro, l'armatura trasversale può essere omessa in quanto si ritiene che l'azione di confinamento del nucleo di calcestruzzo possa essere svolta, in sostituzione delle staffe, dalle armature longitudinali delle travi stesse.

8.2.5. PARETI

In questo paragrafo si riportano solo brevi cenni sulle pareti in cemento armato rinviando al capitolo 7 di questo Commentario, nonchè alla cospicua bibliografia esistente su tale argomento, per maggiori, necessari, approfondimenti.

Le "pareti di taglio" sono mensole verticali incastrate al piede che posseggono, in genere, una forma molto allungata ed uno spessore sottile con elevata rigidezza e resistenza in una direzione ma di efficacia praticamente nulla nell 'altra (direzione ortogonale). Il comportamento delle pareti dipende essenzialmente dalla loro snellezza (ossia, in pratica, dal rapporto H/b tra altezza e dimensione in pianta della base).

Quando la snellezza è piccola (H/b<4) il comportamento della parete è fortemente condizionato dalla sollecitazione di taglio e risulta fragile.

Anche per ciò che riguarda le pareti i requisiti essenziali che vanno perseguiti in fase di progettazione sono:

- elevata resistenza;
- buona capacità di dissipazione energetica;
- minimo fenomeno di degrado della rigidezza.

In un progetto basato sulla duttilità, in analogia a quanto già detto per le strutture intelaiate, assumono particolare importanza i particolari costruttivi delle zone critiche ove è opportuno predisporre un adeguato confinamento del calcestruzzo e curare la disposizione delle armature (si ricorda l'importanza di un opportuno ancoraggio delle barre). Diviene pertanto importante identificare, al variare delle possibili situazioni, le zone critiche della parete.

Le pareti di taglio possono essere suddivise in due categorie: pareti senza aperture e pareti con aperture.

Nel primo caso il comportamento della parete è simile a quello di una mensola (le modalità di collasso sono descritte in seguito) e la zona critica, dove si concentrano le maggiori richieste di duttilità, si troverà al piede della parete.

Nel secondo caso il comportamento della parete risulta influenzato principalmente dalla dimensione e dalla forma delle aperture dei vani. In genere, per le usuali dimensioni e disposizioni di tali aperture, lo schema può essere ricondotto a quello di pareti accoppiate collegate tra loro da traversi orizzontali. In tal caso il collasso della parete si manifesta in genere per taglio nei traversi di collegamento che rappresentano, dunque, assieme alla sezione al piede, le zone critiche della parete (Fig. 8.26a). E' necessario, quindi, curare in particolare l'armatura di tali traversi: la capacità dissipativa di questi viene ad essere significativamente incrementata dalla presenza di una fitta staffatura e appare molto utile la disposizione di un'armatura diagonale.

Al variare della disposizione e della dimensione delle aperture (Fig. 8.26b) può verificarsi un comportamento diverso, con collasso dei setti verticali che si trovano in corrispondenza dei vani: tali setti divengono quindi le zone critiche della parete e, in fase di progetto, è necessario prevedere un'adeguata armatura di tali zone.

Per meglio comprendere il comportamento delle pareti di taglio e, in particolare, riconoscere l'ubicazione delle zone critiche, vengono riesaminate di seguito le modalità di collasso già discusse al punto 7.4.6.

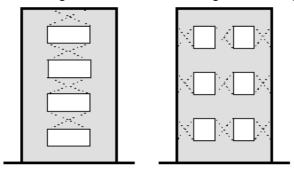


Fig. 8.26 - Collasso di taglio in una parete con aperture (Wakabayashi, 1989).

In Fig. 8.27 sono riproposti i 4 modi di collasso delle pareti di taglio a mensola (le pareti forate, che, come detto, si comportano in genere come pareti accoppiate, saranno trattate in seguito). Si distinguono:

- collasso per flessione;
- collasso per taglio;.
- collasso per scorrimento;
- collasso per sollevamento della fondazione.

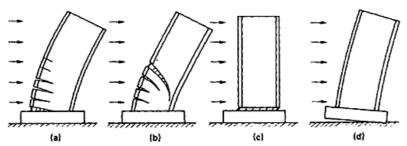


Fig. 8.27 - Modi di collasso delle pareti di taglio (Park e Paulay, 1975).

Nel primo caso (collasso per flessione), in maniera analoga a quanto visto per gli elementi presso-inflessi, il comportamento della parete è condizionato dall'entità dello sforzo assiale di compressione e dalla percentuale dell'armatura verticale necessariamente presente per assorbire gli sforzi di trazione.

Quanto più elevato è il valore dello sforzo assiale tanto più bassa sarà la duttilità disponibile.

La duttilità viene comunque assicurata confinando opportunamente il calcestruzzo nella zona compressa per una certa estensione in corrispondenza della base della parete (zona critica).

In genere, comunque, il valore dello sforzo assiale è limitato e, a rottura, l'acciaio teso risulta snervato. In conseguenza di ciò, il comportamento è generalmente duttile e caratterizzato da buona capacità di dissipazione energetica (Fig. 8.28).

Il collasso per taglio avviene quando la parete ha un fattore di forma (rapporto altezza/lunghezza) piccolo (parete tozza). Si verificano in tal caso fessure diagonali ed il collasso può avvenire per compressione o per trazione a seconda che l'armatura orizzontale sia o meno in quantità sufficiente.

Il collasso per scorrimento (in realtà piuttosto raro) si manifesta con uno spostamento orizzontale di tipo quasi rigido della parete rispetto alla base. Per prevenire questo tipo di collasso è efficace una distribuzione uniforme di armatura verticale come pure una armatura diagonale.

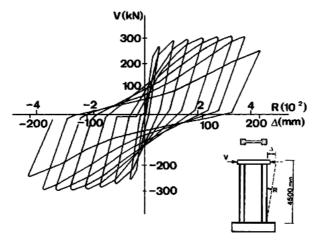


Fig. 8.28 - Relazione carico-spostamento per una parete con collasso flessionale (Wakabayashi., 1989).

Il collasso per sollevamento delle fondazioni (anch'esso piuttosto raro) è particolarmente pericoloso in quanto caratterizzato da una ridottissima capacità di dissipazione energetica (Fig. 8.29 Fig8.25).

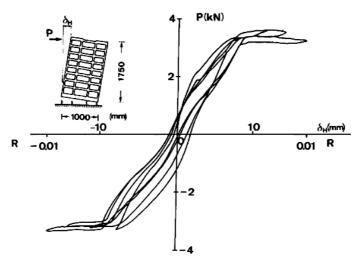


Fig. 8.29 - Collasso per ribaltamento: relazione carico-spostamento (Wakabayashi, 1989).

Al fine di contrastare i possibili meccanismi di collasso le disposizioni ottimali delle armature devono prevedere reti di armatura disposte su ambedue le facce della parete.

E' possibile ipotizzare una disposizione con armature diagonali incrociate (in teoria è la disposizione migliore ma in pratica è perseguibile con difficoltà) ovvero una rete metallica costituita da armature verticali ed orizzontali; al più, in quest 'ultimo caso, è ipotizzabile una sovrapposizione alla rete principale di barre di rinforzo disposte in zona centrale lungo le diagonali principali della parete.

Vanno ricordati, nel caso di utilizzo delle reti metalliche, i problemi riscontrabili nella messa in opera di un tale sistema, con particolare riferimento all'ancoraggio delle barre costituenti la rete che, come già ricordato, rappresenta un dettaglio costruttivo di notevole importanza.

Nel caso, frequente, di pareti di taglio che presentano aperture di vani, il compor-tamento della parete è, come già accennato in precedenza, spesso assimilabile a quello di pareti accoppiate, collegate da traversi più o meno rigidi e tozzi.

Le zone critiche di pareti siffatte sono mostrate in Fig. 8.30 (e segnalate con i numeri 1, 2 e 3). In tal caso il comportamento a rottura è generalmente caratterizzato da un cedimento per taglio dei traversi (zona 1) per i quali è bene predisporre, pertanto, una adeguata armatura diagonale.

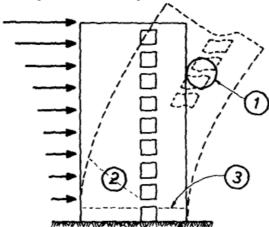


Fig. 8.30 - Zone critiche di pareti di taglio accoppiate (Park and Paulay, 1975).

In Fig. 8.31 viene mostrato un esempio di disposizione di armatura nelle travi di collegamento: si rimanda alla bibliografia (Park e Paulay, 1975) per maggiori dettagli su tale sistema di armatura.

Definizione e limiti geometrici

Si definiscono pareti gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0.30.

Lo spessore delle pareti deve essere generalmente non inferiore a 150 mm, oppure a 200 mm nel caso previsto al par.4.3 (armature ad X nelle travi di collegamento)

8.42

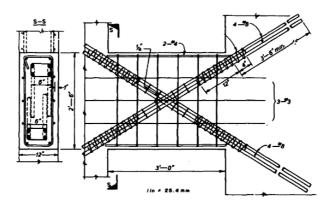


Fig. 8.31 - Armatura diagonale della trave di collegamento (Park e Paulay, 1975).

Indicazioni sulle armature

Il progetto delle pareti dovrebbe condurre alla realizzazione di elementi il cui comportamento è duttile; a tal fine il collasso per taglio non deve mai precedere il collasso per flessione e devono essere evitati tutti i meccanismi fragili o poco dissipativi (collasso per scorrimento, per ribaltamento, problemi di aderenza, etc.).

Nel seguito sono riportati requisiti minimi da soddisfare per il conseguimento dei requisiti suddetti. a.Le armature, sia orizzontali che verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete; b. le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno 6 per ogni metro quadrato;

La cura dei dettagli costruttivi è di particolare importanza. Per quanto attiene le legature tra le armature nelle pareti in cemento armato utili riferimenti sono dati al punto 7.4.7.

c. il passo tra le barre deve essere non maggiore di 300 mm;

d. il diametro delle barre deve essere non maggiore di 1/10 dello spessore b della parete;

Questa prescrizione (come anche altre nel progetto delle pareti) nasce più da considerazioni legate alla pratica costruttiva che non da studi specifici.

e. il rapporto geometrico dell'armatura totale verticale deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$0.0025 \le \rho \le 0.04$$

dove:

$$\rho = \frac{A_{v}}{b \cdot h}$$

 $con A_v$ area totale dell'armatura verticale. Uguali condizioni vanno rispettate per l'armatura orizzontale;

Per i limiti suddetti vanno ricordate le osservazioni già riportate a proposito delle strutture intelaiate.

Per ciò che concerne il minimo regolamentare va ricordato che quando l'armatura è minore di un valore limite inferiore all'atto della fessurazione del calcestruzzo si verificano aperture delle lesioni inaccettabili. Ciò accade perché l'armatura è insufficiente ad assorbire gli sforzi di trazione in precedenza sopportati dal calcestruzzo circostante e, pertanto, all'atto della apertura della lesione l'armatura si snerva deformandosi in maniera considerevole e causando l'ampia dimensione della lesione suddetta. Questo fenomeno causa, in occasione di terremoti moderati un danneggiamento eccessivo della parete con un aumento, anche considerevole, dei costi di riparazione, mentre, in caso di terremoti violenti, le deformazioni imposte alle armature possono divenire eccessive e si può assistere alla rottura per trazione delle barre (Paulay e Priestley, 1992).

Il limite superiore può essere considerato, invece, un limite tecnologico oltre il quale si possono verificare notevoli problemi di "congestione" delle armature.

f. un'armatura trasversale orizzontale più fitta va disposta alla base della parete per un'altezza pari alla lunghezza in pianta della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a 0.20 l su ciascun lato. In tali zone l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore ad 8 mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo pari a 10 volte il diametro della barra ma non inferiore a 250 mm.

Si è detto in precedenza dell'importanza di una adeguata armatura di confinamento del calcestruzzo compresso da disporre nella regione critica alla base della parete: un buon confinamento del calcestruzzo consente di migliorare la duttilità della parete.

Travi di collegamento

a. Le travi di collegamento di pareti accoppiate vanno verificate con i criteri previsti per le travi normali delle strutture intelaiate purché il rapporto tra luce netta ed altezza sia superiore a 3;

b. quando tale condizione non è soddisfatta esse devono essere armate a flessione con armatura doppia simmetrica; la stessa armatura trasversale richiesta per assorbire il taglio deve essere disposta anche longitudinalmente in modo da realizzare due reti a maglia quadrata disposte sulle due facce;

c. se il valore della tensione tangenziale di calcolo:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot h}$$

eccede il limite seguente:

$$\tau_d = 3 \cdot \tau_0$$

tutto il taglio deve essere assorbito da un'armatura ad X che attraversa diagonalmente la trave e si ancora nelle due pareti adiacenti;

Si è detto in precedenza dell'importanza di una armatura diagonale da disporre nelle travi di collegamento tra pareti accoppiate onde evitare un collasso, fragile, per taglio delle travi.

d. ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm. In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale, sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 100 mm, ed armatura corrente di 2 barre del 16 ai bordi superiore ed inferiore;

e. gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per le zone non sismiche;

f. quando è necessario adottare armature ad X lo spessore minimo delle pareti accoppiate e delle travi deve essere non minore di 200 mm;

g. in ogni caso il valore della tensione tangenziale non può eccedere il limite:

$$\tau_d = 4.5 \cdot \tau_0$$

8.3. BIBLIOGRAFIA

- (1) Mattock A.H. (1967), Discussion of "Rotational Capacity of Reinforrced Concrete Beams" by W.G.Corley, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.93, ST2;
- (2) Kent D.C. and Park R. (1971), Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, ST7;
- (3) Park R. and Paulay T. (1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, Inc.;
- (4) Ma S.H., Bertero V.V. and Popov E.P. et al. (1976), *Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams*, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC 76-2, University of California, Berkeley;
- (5) Siviero E. (1976), *Rotation Capacity of Monodimensional Members in Structural Concrete*, CEB Bullettin d'Information N°105, Lausanne;
- (6) Wakabayashi M. and Minami K. (1976), Experimental Studies on Hysteretic Characteristics of Steel Reinforced Concrete Columns and Frames, Proceedings Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., University of Missouri-Rolla, St. Louis;
- (7) Bertero V.V., organizer, (1977), *Earthquake-resistant Reinforced Concrete Building Construction*, Proceedings of a workshop held at the University of California, Berkeley, University Extension, Vol.1;
- (8) Bertero V.V. and Popov E.P. (1977), *Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames*, Publication SP-53, ACI, Detroit;
- (9) New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures (1982), NZS 3101: Part 1; Commentary NZS 3101: Part 2, Standard Association of New Zealand, Wellington;
- (10) Comite Euro-International du Beton (C.E.B) (1985), *CEB Model Code for Sesismic Design of Concrete Structures*, Bulletin d'Information n° 165, Lausanne;.(11) Park R. (1986), *Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames*, Earthquake Spectra, Vol.2, No.3;
- (12) ACI Committee 318 (1989), Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary, American Concrete Institute, Detroit;
- (13) De Luca A. e Serino G. (1989), *Nuovi Sistemi Strutturali per la Difesa dal Rischio Sismico*, Ingegneria Sismica, anno VI, N.1;
- (14) Wakabayashi M. (1989), Progettazione di Strutture Antisismiche, McGraw-Hill Libri Italia srl, Milano;
- (15) Paulay T. and Priestley M.J.N. (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc.;
- (16) Comite Euro-International du Beton (C.E.B) (1993), *Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions Inducing Inelastic Response Volume 2: Frame Members*, Bulletin d'Information n° 220, Lausanne
- (17) Comite Euro-International du Beton (C.E.B) (1993a), *CEB-FIP Model Code 199*0, Bulletin d'Information n° 213/214, Lausanne;
- (18) Eurocode 8 (1994), Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, ENV 1998-1-3, CEN.;
- (19) Comite Euro-International du Beton (C.E.B) (1996), *RC Frames under Earthquake Loading*,, Bulletin d'Information n° 231, Lausanne

8.4. SIMBOLOGIA

- R_{ck} resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo
- f_{cd} resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo
- f_{vd} resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio
- f'_c resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo
- f_{vk} resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio
- f_{cfm} resistenza media a trazione per flessione del calcestruzzo
- f_{ctm} resistenza media a trazione del calcestruzzo
- E_c modulo elastico del calcestruzzo;
- E_f modulo elastico dell'acciaio;
- M_u momento ultimo
- M_{cr} momento critico instabilizzante
- M_v momento di snervamento
- M_c momento di fessurazione
- N sforzo assiale
- v sforzo assiale adimensionalizzato
- T sollecitazione di taglio
- h,H altezza della sezione trasversale
- d altezza utile
- ρ percentuale geometrica di armatura longitudinale
- A_s, A_f area dell'armatura metallica
- 1/R curvatura
- l_p lunghezza della cerniera plastica
- l_b lunghezza libera di inflessione
- d_b diametro delle barre
- λ snellezza
- S passo staffe
- V_{st} volume delle staffe chiuse di confinamento;
- V_c volume di conglomerato confinato;.
- ω_{wd}- rapporto meccanico in volume delle staffe chiuse di confinamento
- A_c area lorda di conglomerato
- A₀ area del nucleo di conglomerato

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 9 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA (par. C.6)

(Mauro Dolce)

SOMMARIO

- 9.1. Generalità 9.3
- 9.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 9.3
 - 9.2.1. Il metodo degli elementi finiti e la modellazione dinamica 9.5
 - 9.2.2. Modellazione delle azioni 9.7
 - 9.2.3. Analisi statica 9.8
 - 9.2.4. Analisi dinamica 9.13
 - 9.2.5. Modellazione della struttura 9.15
 - 9.2.6. Controllo di correttezza dell'analisi strutturale 9.30
 - 9.2.7. Verifiche 9.34
- 9.3. Commenti e miglioramenti possibili 9.35
 - 9.3.1. Analisi strutturale 9.35
 - 9.3.2. Verifiche di sicurezza 9.37
- 9.4. Esempi di applicazione 9.41
- 9.5. Conclusioni 9.51
- 9.6. Bibliografia 9.53

Cap. 9 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA (par. C.6)

(Mauro Dolce)

9.1. GENERALITA'

Il punto C.6 del D.M. 16.1.96 (29) tratta essenzialmente delle modalità di esecuzione delle analisi strutturali (C.6.1 e C.6.2) e delle verifiche di sicurezza (C.6.3) degli edifici intelaiati. Allo stesso C.6 fa riferimento il punto C.7, relativo agli edifici con struttura a pannelli portanti, per ciò che riguarda analisi e verifiche di sicurezza. In termini generali, le problematiche dell'analisi strutturale e delle verifiche di sicurezza sono trattate nel cap. B della normativa e nel cap. 2 del presente testo. Ad essi pertanto si rinvia per le prescrizioni ed i relativi commenti di carattere generale. Il punto C.6.4 del D.M., invece, prescrive i provvedimenti da adottare nel caso che i pannelli murari di tamponatura abbiano dimensioni eccessive rispetto alle loro capacità portanti. Il ruolo svolto dai pannelli murari di tamponatura inseriti nelle maglie strutturali degli edifici intelaiati, ruolo evidenziato nel punto par. B.1 della circolare, viene esaminato in dettaglio nell'allegato 2 della stessa circolare con riferimento all'adeguamento sismico. In particolare vengono trattati sia la modellazione sia le verifiche di sicurezza dei pannelli murari. Il punto C.6.5, infine, rimanda, a esaurimento delle problematiche di progettazione e verifica, ai punti A.2 e B.10 per tutto ciò che riguarda le fondazioni.

Nel presente capitolo si dedicherà una particolare attenzione agli aspetti relativi alla modellazione e all'analisi degli edifici intelaiati, privilegiando ove necessario le strutture in c.a., tipologia di gran lunga più numerosa in Italia. La trattazione sarà ben più estesa e dettagliata di quanto un commento alle scarne prescrizioni contenute nel D.M. richiederebbe, ritenendo tali aspetti di particolare importanza ai fini del buon comportamento sismico dell'edificio. Si prenderanno pertanto in esame tutti quegli aspetti operativi connessi con l'utilizzazione dei moderni programmi di calcolo strutturale agli elementi finiti, che implicano scelte importanti da parte del progettista, tali da condizionare la qualità dell'intero ciclo progettuale.

Per le parti concernenti le verifiche di sicurezza si cercherà di evidenziare in cosa si traducono per gli edifici intelaiati le prescrizioni generali contenute nei punti B.8 e B.9 del D.M.

9.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Il primo passo nelle procedure di valutazione della sicurezza di un edificio consiste nella quantizzazione degli effetti del terremoto di progetto sulla struttura. Tali effetti risultano estremamente complessi e perciò difficilmente valutabili con i modelli di calcolo, operanti in campo elastico lineare, alla portata del normale professionista. Per questo tutte le normative sismiche (30) permettono di far riferimento a "spettri di progetto", ossia spettri di risposta ridotti rispetto allo spettro elastico del terremoto di progetto (v. cap. 2), e di effettuare le verifiche di sicurezza quasi esclusivamente in termini di sollecitazioni, tensioni e spostamenti valutati con modelli operanti in campo elastico-lineare. La garanzia di un'adeguata sicurezza al collasso è affidata alla capacità di deformazione in campo anelastico della struttura, capacità assicurata dal rispetto di apposite prescrizioni sui dettagli costruttivi. Nel caso delle norme italiane, le prescrizioni sui dettagli costruttivi sono contenute nell'allegato 1 della circolare ministeriale (v. cap. 8).

La possibilità di far riferimento ad azioni sismiche ridotte, e dunque unicamente al comportamento elastico della struttura, introduce, al di là di qualsiasi considerazione sulla convenzionalità del modo di operare, una drastica semplificazione nelle modalità di determinazione degli effetti del terremoto. Le grandezze da determinare, infatti, sono le semplici e ben note componenti di sollecitazione o di tensione e gli spostamenti, mentre i modelli utilizzabili sono i modelli elastici lineari, verso i quali l'ingegnere ha ormai sviluppato una notevole confidenza e sensibilità. Parimenti le verifiche si svolgono secondo le normali procedure basate sul metodo agli stati limite o

sul metodo alle tensioni ammissibili, senza la necessità di verificare le capacità deformative in campo anelastico (duttilità) degli elementi o delle relative sezioni.

Una trattazione dettagliata dell'analisi strutturale nel presente capitolo sarebbe superflua se i modelli elastici utilizzabili ed utilizzati oggi per la progettazione antisismica degli edifici fossero gli stessi adottati fino a 10 o 20 anni fa (telai piani, telai parziali di piano, modelli a trasversi rigidi, etc.), ma la tendenza attuale, giustificata dal recente incredibile sviluppo degli strumenti di calcolo, di adottare modelli sempre più complessi ed automatizzati, rende particolarmente delicato questo aspetto e meritevole di una trattazione attenta e dettagliata.

Il comportamento dinamico degli edifici soggetti al sisma è estremamente complesso anche in campo elasticolineare. Raramente, infatti, gli edifici rispettano quei requisiti di compattezza in pianta e in elevazione e di
simmetria globale, che rendono prevedibili e simulabili con analisi statiche su modelli piani gli effetti dinamici
indotti dall'azione sismica. Il più delle volte è invece necessario il ricorso a modelli tridimensionali e ad analisi
dinamiche, utilizzando metodologie che sicuramente non fanno parte del tradizionale bagaglio culturale
dell'ingegnere. Il miglioramento che si può conseguire con l'adozione di modelli tridimensionali e di analisi
dinamiche è legato alla possibilità di eliminare o ridurre alcune tipiche "patologie" manifestate dagli edifici
durante i passati terremoti, ed in particolare quelle legate alla presenza di irregolarità planimetriche ed
altimetriche della struttura, alla disomogenea distribuzione delle rigidezze e delle resistenze, agli effetti locali e
globali prodotti dagli elementi non strutturali, alla presenza di travi a ginocchio e di elementi inclinati.

Le potenzialità di calcolo, e dunque la libertà di modellazione, sono state modificate radicalmente dalle possibilità offerte dai calcolatori, ed in particolare, per ciò che riguarda l'attività professionale, dai Personal Computer. Lo sviluppo del metodo degli elementi finiti e dei relativi programmi, accessibili, sia per costi che per facilità d'uso, al normale professionista, fornisce potenzialità di modellazione e analisi che sempre più trovano il loro limite nelle capacità dell'ingegnere di governare il modello ed i relativi risultati, piuttosto che nelle capacità di calcolo del sistema. In precedenza, la necessità di effettuare i calcoli manualmente spingeva a ridurne al massimo la mole, con tendenza all'estrema semplificazione del modello; tale semplificazione seguiva regole elementari ampiamente collaudate da una vasta casistica, per cui il margine d'errore sulla modellazione e sul calcolo era sufficientemente basso e facilmente controllabile mediante la sola interpretazione dei risultati.

Ovviamente i modelli rudimentali che si utilizzavano implicavano errori talvolta grossolani sull'intera procedura. Tipici esempi sono l'adozione generalizzata dell'ipotesi di trasversi rigidi, l'eliminazione dal modello di calcolo delle aste inclinate ed in particolare delle travi a ginocchio, la cattiva valutazione o addirittura la totale negligenza degli effetti tridimensionali, l'adozione dell'analisi statica anche per strutture estremamente irregolari o con periodi elevati.

Occorre peraltro evidenziare come l'incalzante offerta di prodotti software in grado di eliminare qualsiasi problema di impostazione e di interpretazione del calcolo è il più delle volte inadeguata alla complessità del problema in esame e fornisce spesso soluzioni carenti se non addirittura errate sia a livello globale che a livello di dettaglio. Tali programmi, infatti, spesso operano su di un modello bloccato, che da un lato condiziona la libertà dell'ingegnere nelle sue scelte progettuali, dall'altro spinge a modellazioni inadeguate nel momento in cui il comportamento della struttura non è simulabile correttamente con il modello disponibile.

Nella modellazione di una struttura soggetta all'azione sismica si possono distinguere due aspetti, il primo riguardante l'azione, in relazione al tipo di analisi adottata (statica o dinamica), il secondo riguardante la struttura. Per quest'ultimo aspetto è opportuno distinguere le due fasi, ben illustrate nelle Istruzioni C.N.R. 10024/86, di modellazione fisica e di modellazione matematica. Nella prima si individuano gli elementi e le caratteristiche che influenzano in maniera significativa il comportamento sismico della struttura, eliminando tutti gli elementi costruttivi e le caratteristiche che appaiono superflui ai fini della valutazione degli effetti sismici. Nella seconda si definiscono il tipo di elementi finiti utilizzati per riprodurre il comportamento dei singoli componenti strutturali ed la discretizzazione adottata. Sebbene il D.M. presti attenzione quasi unicamente alla modellazione dell'azione, la delicatezza del processo di modellazione della struttura e le conseguenze che esso può avere in termini di correttezza dei risultati suggeriscono di trattare nel dettaglio entrambi gli aspetti.

Il processo di semplificazione della realtà per arrivare alla sua descrizione mediante un modello matematico richiede una conoscenza almeno sommaria del metodo degli elementi finiti, che è alla base dei programmi di calcolo disponibili, e dei principi fondamentali della dinamica delle strutture. Per un approfondimento di tali concetti il lettore può far riferimento ai numerosi testi sul metodo degli elementi finiti (3, 4, 9, 12, 13) e sulla dinamica delle strutture (1, 6, 14, 16). Nel seguito si riportano quei cenni indispensabili per la comprensione del presente testo e di alcune prescrizioni di normativa.

9.2.1. IL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI E LA MODELLAZIONE DINAMICA

Il metodo degli elementi finiti modella la struttura mediante una rete di punti significativi, i nodi, collegati da parti strutturali di dimensioni finite, gli elementi finiti. La legge di variazione degli spostamenti all'interno dell'elemento dipende dal tipo di elemento, risultando funzione dei soli spostamenti, detti gradi di libertà, dei nodi che esso connette, e, lungo ciascun lato del contorno, dei soli gradi di libertà dei nodi giacenti su quel lato.

Tutte le sollecitazioni e le tensioni sono perciò esprimibili, tramite le relazioni costitutive del materiale, in funzione degli spostamenti nodali, che rappresentano le uniche incognite del problema. La struttura può dunque essere vista come un insieme complesso di parti semplici (gli elementi finiti). Di tali parti si modella, una volta per tutte, il comportamento meccanico in termini matematici, così da lasciare all'analista il solo onere della suddivisione (discretizzazione) della struttura continua reale in elementi finiti, mentre il programma di calcolo svolge l'intera trattazione matematica del problema.

Lo stato tensionale interno di un elemento è condizionato solo da alcuni dei gradi di libertà dei nodi che esso collega, e, di converso, solo tali gradi di libertà sono collegati all'elemento stesso. Ad esempio per un elemento lastra giacente nel piano X-Y, solo gli spostamenti secondo X e Y influenzano lo stato tensionale dell'elemento e sono al loro volta collegati ad esso (Fig. 9.1). Se i restanti gradi di libertà non vengono bloccati o non sono collegati ad altri elementi, la struttura risulterà labile ed il programma abortirà o fornirà risultati clamorosamente inesatti.

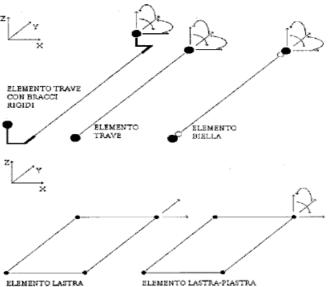


Fig. 9.1 - Tipi di elementi finiti utilizzati nella modellazione degli edifici.

Nel calcolo degli edifici in c.a. gli elementi finiti di uso più frequente sono gli elementi trave. Essi permettono di modellare con buona accuratezza oltre che i telai, anche le pareti, i nuclei ascensore e, almeno ai fini della valutazione del comportamento globale, i pannelli di tamponatura e i solai. Talvolta, per gli elementi a prevalente sviluppo piano (solai, pareti), è preferibile ricorrere ad elementi lastra o lastra-piastra; infine la disponibilità di

elementi rigidi, che vincolano rigidamente i gradi di libertà di due o più nodi, e di elementi biella, dotati di cerniere alle estremità, può determinare una maggiore semplicità e chiarezza di modellazione, ma non risulta, in generale, indispensabile. In Fig. 9.1 sono illustrati gli elementi finiti di uso più comune nella modellazione degli edifici ed i gradi di libertà che essi connettono.

Il terremoto determina un rapido movimento del terreno su cui la struttura è fondata, inducendo in essa delle accelerazioni che generano importanti forze d'inerzia applicate alle masse dell'edificio. Sebbene tradizionalmente l'azione sismica venga rappresentata in termini di forze statiche equivalenti, il comportamento reale è invece governato da fenomeni dinamici, il cui studio può essere condotto con modelli a diversi livelli di dettaglio.

La maniera più semplice di studiare il comportamento dinamico di una struttura è basato su modelli ad un grado di libertà, in cui le forze d'inerzia ed il moto sono descritti attraverso un solo parametro (spostamento o rotazione). In Fig. 9.2 sono mostrati alcuni tipici sistemi a un grado di libertà.

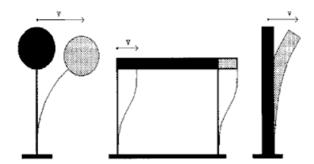


Fig. 9.2 - Sistemi ad un grado di libertà

Le grandezze caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà soggetto all'azione sismica sono la massa m, la rigidezza k, la costante di smorzamento (nell'ipotesi di smorzamento viscoso lineare) c, e lo spostamento v. Il moto è governato da un'equazione differenziale ottenibile imponendo l'equilibrio dinamico delle forze, ivi compresa la forza d'inerzia:

 $m\cdot d^2v(t)/dt^2 + c\cdot dv(t)/dt + k\cdot v(t) = -m*\cdot d^2v_{\mathrm{g}}(t)/dt^2$

in cui $v_g(t)$ è lo spostamento del terreno prodotto dal terremoto. Nel caso di oscillatore elementare la massa è tutta concentrata e risulta $m^* = m$.

Dividendo per m si ottiene:

 $d^{2}v(t)/dt^{2} + 2\xi\omega \cdot dv(t)/dt + \omega^{2} \cdot v(t) = - \prod d^{2}v_{g}(t)/dt^{2}$

in cui:

 ω = pulsazione = $2\pi / T$

T = periodo di vibrazione del sistema

 ξ = rapporto di smorzamento rispetto allo smorzamento critico

 Π = coefficiente di partecipazione = 1.

Nota istante per istante l'accelerazione del suolo è possibile per via numerica conoscere spostamenti, velocità, accelerazioni, e dunque le forze e le sollecitazioni che nascono nella struttura.

Spesso è impossibile rappresentare correttamente il comportamento degli edifici multipiano mediante sistemi ad un solo grado di libertà, risultando necessario il ricorso ad un modello a più gradi di libertà (Fig. 9.3).

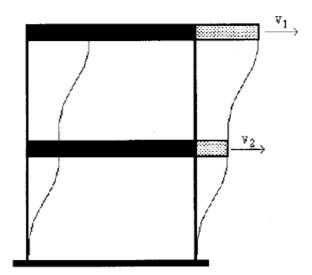


Fig. 9.3 - Sistema a due gradi di libertà.

Le equazioni del moto di un generico sistema a più gradi di libertà a comportamento elastico lineare soggetto ad azioni dinamiche assumono la forma [10]:

$$\mathbf{M} \cdot d^2 \mathbf{v}(t) / dt^2 + \mathbf{C} \cdot d\mathbf{v}(t) / dt + \mathbf{K} \cdot \mathbf{v}(t) = \mathbf{f}(t)$$

in cui \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} sono le matrici di massa, smorzamento viscoso e rigidezza, rispettivamente, \mathbf{v} è il vettore degli spostamenti dei nodi, ed \mathbf{f} è il vettore delle azioni esterne. Le dimensioni delle matrici e dei vettori sono pari al numero dei gradi di libertà assunti per la schematizzazione cinematica dell'intera struttura. L'espressione del vettore \mathbf{f} e/o le modalità di soluzione del problema dipendono dalla schematizzazione delle azioni, le espressioni di \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} dipendono dalle schematizzazioni della massa, dello smorzamento e della rigidezza, rispettivamente.

La soluzione del sistema di equazioni differenziali mostra come il moto dei sistemi a più gradi di libertà sia una combinazione lineare di alcune forme prefissate, dipendenti esclusivamente dalle caratteristiche dinamiche del sistema. A ciascuna forma corrisponde un preciso periodo di vibrazione. La forma ed il periodo definiscono il "modo di vibrazione". Ciascun modo può essere studiato come un sistema ad un grado di libertà, in quanto il suo movimento è descrivibile mediante un unico parametro (l'ampiezza del movimento). In termini matematici l'operazione di determinazione dei modi di vibrazione è un problema di autovalori ed autovettori del sistema di equazioni differenziali che governano il moto della struttura. In generale, per le strutture di edifici soggette ad azioni sismiche ai primi 10-20 modi sono associate le forze d'inerzia di maggiore entità.

9.2.2. MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Tradizionalmente l'azione sismica è modellata mediante un sistema di forze statiche orizzontali tendenti a riprodurre il sistema di forze d'inerzia massime applicate alle masse strutturali per effetto delle accelerazioni indotte dal moto del terreno alla base della costruzione.

Da un punto di vista matematico il problema è espresso dal sistema di equazioni:

$\mathbf{K} \mathbf{v} = \mathbf{f}_{c}$

in cui, con la notazione già utilizzata in precedenza, nel vettore dei termini noti fs sono contenute le forze d'inerzia applicate alla struttura. È questa la formulazione dell'analisi statica così come prescritta al punto C.6.1 della normativa, che verrà dettagliatamente esaminata nel seguito.

In particolari situazioni le forze di inerzia non sono facilmente e direttamente esplicitabili. Tali situazioni sono individuate dal D.M., al punto C.6.1.1, nei casi in cui il periodo proprio (ossia quello relativo al primo modo di

vibrazione) sia molto elevato ($T_0>1.4$ sec.) e/o l'edificio abbia configurazione irregolare. Nel primo caso l'influenza dei modi superiori non è trascurabile, nel secondo caso la distribuzione delle accelerazioni lungo l'altezza o la ripartizione delle forze tra i vari telai piani risulta complessa e non facilmente schematizzabile. In tali situazioni la normativa prescrive l'adozione di una modellazione dinamica.

Le modellazioni dinamiche sono quelle che valutano in maniera qualitativamente e quantitativamente corretta le forze d'inerzia che insorgono in una struttura elastica. Da un punto di vista matematico il problema è espresso dalla seguente equazione:

 $\mathbf{M} d^2 \mathbf{v}(t)/dt^2 + \mathbf{C} d\mathbf{v}(t)/dt + \mathbf{K} \mathbf{v}(t) = \mathbf{f}(t)$

in cui gli effetti dinamici sono direttamente messi in conto attraverso i primi due addendi, mentre il vettore dei termini noti $\mathbf{f}(t)$ esprime direttamente l'effetto del moto del terreno sulle masse strutturali ed è pari a: $\mathbf{f}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{R} \ d^2\mathbf{v}_e(t)/dt^2$

dove $d^2\mathbf{v}_g(t)/dt^2$ è il vettore contenente le componenti di accelerazioni del terreno ed \mathbf{R} è la matrice di trascinamento.

La rappresentazione dell'azione sismica per i problemi progettuali, e dunque le modalità di soluzione del problema dinamico, sono essenzialmente due:

- mediante accelerogrammi, che descrivono istante per istante le accelerazioni del terreno d²v_o(t)/dt²;
- mediante spettro di risposta (o spettro di progetto), che fornisce la risposta massima di un oscillatore elementare noto il periodo proprio e lo smorzamento.

La scelta tra le diverse schematizzazioni dell'azione sismica risulta sostanzialmente condizionata dall'accuratezza desiderata per la soluzione, dal tipo di informazioni disponibili e di quelle che si vogliono ottenere, e dall'onerosità dei calcoli.

In generale la prima rappresentazione è relativa ad un singolo terremoto. Essa risulta pertanto di scarso interesse progettuale, considerato che differenti terremoti anche nello stesso sito hanno caratteristiche diverse e danno luogo a risposte strutturali diverse. A questo inconveniente si può peraltro ovviare, come prescritto dai regolamenti che ammettono esplicitamente questo tipo di modellazione (17, 28), considerando più di un accelerogramma. Ciò ovviamente comporta un ancora maggior onere dei calcoli. La possibilità di eseguire analisi dinamiche al passo con accelerogrammi è vagamente richiamata al punto B.1 del D.M., dove si lascia la possibilità di eseguire "analisi più approfondite basate su un'opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati", senza però fornire indicazioni e regole (n. e tipo di accelerogrammi, durata, contenuto in frequenze, etc.) per l'adozione di questa complicata procedura.

La seconda rappresentazione può riferirsi ad un singolo terremoto, o, in forma di inviluppo o di media statistica, ad un insieme di terremoti. Si può in tal modo, con un unico spettro tener conto della variabilità dell'azione e semplificare drasticamente le modalità di calcolo. Per questo motivo e per la sua relativa semplicità di applicazione sia il D.M. che altre normative (17, 28, 29), privilegiano questo tipo di rappresentazione. In particolare il D.M. definisce con il termine "Analisi dinamica" al punto C.6.2. proprio l'analisi modale con spettro, individuando in tale metodo la procedura standard di esecuzione dell'analisi dinamica.

9.2.3. ANALISI STATICA

L'analisi statica consiste essenzialmente di due passi:

- 1) valutazione approssimata delle forze d'inerzia che nascono nella struttura per effetto dell'azione sismica;
- 2) applicazione statica di tali forze sulla struttura per il calcolo degli effetti (sollecitazioni e spostamenti). I maggiori effetti dell'azione sismica orizzontale sono legati ai primi due o tre modi di vibrare. In particolare se il singolo modo ha spostamenti secondo una direzione di gran lunga prevalenti su quelli secondo la direzione ortogonale, tale modo descrive in maniera sufficientemente esauriente l'effetto del sisma in quella direzione. Se si riesce a valutare, anche in maniera approssimata, la sua forma, sarà possibile determinare le forze statiche equivalenti, essendo queste proporzionali all'entità delle masse e delle accelerazioni che tali masse subiscono.

La valutazione approssimata delle prime forme modali può essere eseguita attraverso semplici algoritmi che si rifanno essenzialmente alle formulazioni di Rayleigh-Ritz (6). Tuttavia, partendo dall'osservazione che la forma del primo modo di categorie di strutture sufficientemente standardizzate e regolari varia di poco, e che gli errori sulle sollecitazioni connessi ad errori sulla distribuzione in altezza delle forze equivalenti sono di entità relativamente modesta, la forma del primo modo può essere preassegnata secondo una configurazione semplificata e intermedia tra quelle che il primo modo assume al variare dei parametri strutturali della tipologia considerata. Quest'ultima procedura appare particolarmente adatta agli edifici, o almeno a quelli privi di forti irregolarità.

Gli edifici, infatti, sono dotati di strutture a prevalente sviluppo verticale con orizzontamenti rigidi nel loro piano. Soggetto all'azione del sisma, l'edificio manifesta un comportamento d'insieme a mensola verticale, con deformabilità prevalente a flessione oppure a taglio (Fig. 4), in relazione al prevalere della rigidezza degli elementi strutturali verticali (pilastri, pareti) od orizzontali (travi). Se sono soddisfatte le condizioni di regolarità in pianta ed in elevazione la forma del primo modo in ciascuna direzione può essere assunta, con errori trascurabili, di tipo lineare, ossia intermedia tra le due deformate tipiche. Irregolarità in elevazione, quali brusche variazioni di rigidezza o di massa, possono invece determinare deviazioni anche consistenti dalle forme di Fig. 9.4

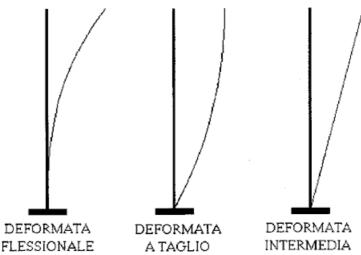


Fig. 9.4 - Tipiche forme del 1° modo di vibrare

Il D.M. limita l'applicabilità dell'analisi statica in relazione alle caratteristiche di regolarità strutturale. Infatti, in caso di forti irregolarità, l'adozione dell'analisi statica produrrebbe solamente una generica capacità di resistere a forze orizzontali e non una specifica resistenza alle azioni sismiche. Nell'evenienza di terremoti violenti, che producono considerevoli escursioni in campo plastico, sottostime o sovrastime incontrollate della resistenza locale implicano possibilità di innesco prematuro e di concentrazione di plasticizzazioni, di rotture locali e, più in generale, di meccanismi di plasticizzazione sfavorevoli.

Nella circolare, al punto B.4 vengono esemplificate le tipiche irregolarità negli edifici, distinguendole in irregolarità in pianta e in elevazione; tra le prime la mancanza di compattezza e di simmetria, la presenza di angoli rientranti nella forma dell'edificio, la non coincidenza tra centri di massa e di rigidezza, l'eccessiva deformabilità dei solai, ad esempio dovuta alla presenza di vani ascensore o ai rapporti dimensionali in pianta; tra le seconde, le brusche variazioni di massa e/o di rigidezza, le brusche variazioni di forma, le differenze tra i valori dei tagli di piano ultimi e quelli di progetto (scaturiti dall'analisi elastica). Per un'analisi più approfondita delle irregolarità che maggiormente condizionano il comportamento sismico degli edifici si rinvia a (20).

L'altra limitazione sull'applicabilità dell'analisi statica posta dalle norme italiane riguarda il periodo proprio (C.6.1.1); in particolare per le costruzioni dotate di un periodo $T_0>1.4$ sec. è comunque richiesta l'analisi dinamica. Questa limitazione è legata alla maggiore importanza dei modi superiori al primo per strutture con primo periodo alto, a causa della forma dello spettro di progetto, le cui ordinate sono rapidamente decrescenti al crescere del periodo proprio, come illustrato in fig. 9.5. Ovviamente l'importanza del secondo modo risulta normalmente ridotta a causa di un coefficiente di partecipazione 3-6 volte più piccolo di quello del primo modo.

Tuttavia nel momento in cui l'ordinata spettrale del primo modo assuma valori inferiori ai 2/3 dell'ordinata del periodo del secondo modo, i due effetti possono risultare comparabili.

Ad evitare la necessità di un analisi, seppur semplificata, per la valutazione del periodo fondamentale, il D.M. permette di utilizzare la formula approssimata:

$$T_0 = 0.1 H / \sqrt{B}$$

essendo H l'altezza dell'edificio e B la dimensione minima in pianta. Questa formula si riferisce in particolare agli edifici in c.a. e fonda la sua validità sulla omogeneità di caratteristiche dinamiche di tale categoria di edifici, risultando tanto più valida quanto più gli edifici rispondono ai requisiti di regolarità strutturale sopra elencati. Un uso generalizzato di tale formula va fatto con estrema cautela quando le altezze interpiano sono superiori ai 3.30 m, quando i pilastri sono snelli (ad esempio sono progettati per lavorare a più di 4 MPa in compressione centrata), quando le luci sono ampie (ad esempio superiori mediamente ai 5 m), etc.. In alternativa, non volendo eseguire un'analisi modale fermata al primo modo, si può utilizzare una formula basata sul metodo di Rayleigh, quale ad esempio:

$$T_0 = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_i w_i v_i}{g \sum_i F_i v_i}}$$

In cui F_i , e W_i sono rispettivamente la forza orizzontale e il peso del piano i-esimo, così come. definite nel seguito, vi è lo spostamento orizzontale conseguente all'applicazione della forza F_i ottenuto mediante un'analisi statica, g è l'accelerazione di gravità. Tale formula permette di effettuare molto facilmente un controllo a posteriori del periodo, dopo aver effettuato l'analisi statica.

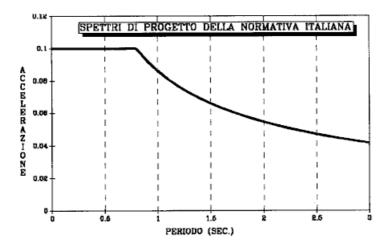


Fig. 9.5 - Spettro di progetto delle norme sismiche italiane

Il D.M. permette di svolgere analisi separate nelle due direzioni principali dell'edificio (C.6.1.1), applicando due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali.

La forza orizzontale equivalente F_i da applicare al generico piano i-esimo, secondo una delle due direzioni, è data dall'espressione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

dove:

 $W_i = G_i + sQ_i = "peso" del piano i;$

G_i = somma del peso proprio del piano i-esimo e del sovraccarico permanente su di esso gravante;

_{Oi} = massimo sovraccarico accidentale al piano i-esimo;

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico;

 K_{hi} = coefficiente sismico al piano i-esimo.

Dunque la forza al piano i-esimo è proporzionale alla massa del piano (espressa attraverso il peso W_i) secondo un coefficiente K_{bi} che deve tener conto allo stesso tempo dei seguenti fattori:

1) intensità dell'azione sismica in relazione alle caratteristiche del sito e della costruzione e del livello di protezione che si vuole fornire all'edificio;

2) forma del primo modo di vibrare.

Tale coefficiente è infatti espresso dalla:

```
K_{hi} = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I \cdot \gamma_i dove:
```

C = (S-2)/100 = coefficiente d'intensità sismica = 0.04 ÷ 0.10;

```
R = \begin{array}{c} \text{coefficiente di risposta} = \\ & 0.862 \ / \ T_o^{2/3} \\ \text{per } T_o \leq 0.8 \text{ sec.}, \\ \text{per } T_o > 0.8 \text{ sec.}; \\ \text{per } T_o > 0.8 \text{ sec.};
```

In particolare R definisce lo spettro di risposta normalizzato ad uno, determinando l'entità delle forze in funzione del periodo proprio della struttura, mentre C definisce l'accelerazione massima del terreno in relazione alla sismicità del sito in esame. Il coefficiente di fondazione ϵ determina un incremento dell'azione sismica di progetto in relazione alle possibili amplificazioni dell'onda sismica prodotte dalla sua filtrazione attraverso terreni compressibili. Il coefficiente di struttura β calibra l'intensità dell'azione che la struttura deve sopportare in fase elastica, in relazione principalmente al comportamento anelastico della struttura sotto terremoti violenti. Il coefficiente di protezione I ha lo scopo di elevare il livello di sicurezza al collasso e, soprattutto, allo stato limite di servizio di quegli edifici indispensabili nelle operazioni di soccorso e di organizzazione nell'immediato post-terremoto, o che per la loro destinazione d'uso determinerebbero, in caso di crollo, perdite rilevanti di vite umane.

A prescindere dai valori da attribuire loro, peraltro precisati nel D.M. stesso, è evidente come i coefficienti C, R, ϵ , β , I definiscano l'intensità dell'azione sismica, mentre il coefficiente γ_i descriva la forma del primo modo di vibrare.

Se si pone:

$$K_h = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I$$

si può scrivere:
 $F_i = K_h \cdot \gamma_i \cdot W_i$

Si può facilmente dimostrare che questa espressione è formalmente analoga a quella che si ottiene con il metodo dello spettro di risposta, fermando l'analisi al solo primo modo di vibrare, e che i coefficienti corrispondono alle componenti del primo autovettore. Approssimando la prima forma modale tipica degli edifici con un andamento lineare (Fig. 9.4), lo spostamento orizzontale varia proporzionalmente con la quota hi, essendo il fattore moltiplicativo di hi un coefficiente di normalizzazione tale che:

$$\Sigma \gamma_i W_i = W$$

Il taglio complessivo alla base risulterà pari a:

$$S_{base} = K_h \cdot W$$

Nell'analisi dinamica il taglio alla base relativo agli effetti del solo primo modo di vibrare risulta invece pari a:

$$S_{base} = \frac{\Pi_1^2}{\Phi_1^T M \Phi_1} S_a$$

essendo Π_1 il fattore di partecipazione, $\underline{\phi}_1$ l'autovettore del primo modo, \underline{M} la matrice di massa, Sa l'ordinata spettrale relativa al primo modo. Assumendo che γ_i rappresenti la componente i-esima dell'autovettore $\underline{\phi}_1$ (in realtà, come si è detto ne è un valore approssimato), sostituendo le masse con i pesi, esplicitando i vari termini ed effettuando le operazioni indicate, si ottiene:

$$S_{base} = S_{a} \left(\frac{W}{\sum W_{j} \gamma_{j}^{2}} \right) W$$

Confrontando questa espressione con quella relativa all'analisi statica, stante la perfetta equivalenza tra K_h e S_a , il quoziente tra parentesi definisce la quota parte della massa totale attivata dal primo modo approssimato. Tale quoziente risulta pari a 1 solo nel caso di edificio a un solo piano con massa tutta concentrata a quel piano, ed assume valori circa pari a 0.7-0.8 nei casi usuali. Evidentemente se la forma modale differisce sensibilmente da quella approssimata assunta nell'analisi statica, si possono avere valori diversi da quelli così ottenuti. In particolare una deformata "tipo taglio" produce valori superiori, mentre una deformata "tipo flessione" produce valori inferiori. Rispetto all'analisi dinamica fermata al primo modo, i coefficienti di distribuzione γ_i sono calibrati in maniera che il primo modo attivi l'intera massa dell'edificio e non il 70÷80% come nei casi usuali. Si ottengono così sovrastime del 20-30% sul taglio alla base e, per gli edifici regolari, sulle sollecitazioni di gran parte degli elementi strutturali. Negli edifici irregolari e per quelli con periodo elevato questo generico margine di sicurezza non risulta adeguato a coprire quelle differenze sulle sollecitazioni derivanti da una prima forma modale significativamente diversa da quella ipotizzata per l'analisi statica e dal contributo non trascurabile dei modi superiori, e a garantire un comportamento a uniforme resistenza dell'edificio sotto l'azione dinamica del terremoto.

In sintesi, la modellazione statica delle azioni conduce generalmente a soluzioni più costose, a causa della sovrastima del taglio dell'edificio. Tuttavia essa è applicabile e fornisce risultati cautelativi solo nel caso di edifici regolari e con periodi bassi. Se invece l'edificio è irregolare e/o con periodo elevato l'approccio statico fornisce ancora una sovrastima del taglio globale, ma conduce a valutazioni errate delle sollecitazioni nei singoli elementi strutturali con sovrastime e sottostime locali dei valori di sollecitazione (19). Lo squilibrio locale tra resistenza richiesta e resistenza disponibile può risultare pericoloso per la struttura impegnata dinamicamente in campo anelastico da terremoti violenti (22). La soluzione progettuale che ne scaturisce risulta pertanto più costosa e meno conservativa. In tali casi è consigliabile, sia ai fini della sicurezza dell'edificio che ai fini della riduzione dei costi, e a prescindere dall'assenza di specifiche prescrizioni di normativa, ricorrere ad una modellazione dinamica delle azioni. Tali considerazioni valgono ovviamente a parità di modellazione della struttura, facendo in particolare riferimento a modelli tridimensionali. Nel passato, per ovvi motivi di disponibilità di strumenti di calcolo, l'approccio statico era spesso associato a modelli semplificati della struttura, molto spesso telai piani a maglie rettangolari, le cui forze statiche erano calcolate secondo criteri approssimati di ridistribuzione delle forze sismiche tra i vari telai. È evidente come in tal caso alle approssimazioni insite nell'approccio statico si aggiungano inevitabilmente anche quelle legate al modello strutturale.

Non è tuttavia da trascurare l'utilità che l'analisi statica tuttora ha ai fini di una corretta progettazione, se utilizzata a supporto dell'analisi dinamica e ai fini di un controllo dei suoi risultati. L'analisi dinamica è infatti decisamente più complessa e meno consueta per il progettista, al punto da rendere difficile il controllo dei risultati (periodi e forme modali, spostamenti e sollecitazioni). A volte banali errori di input riguardanti le caratteristiche meccaniche o geometriche o la richiesta di un numero limitato di modi, rispetto alle effettive caratteristiche dinamiche di una struttura irregolare, possono portare a risultati clamorosamente errati. In tali casi l'esecuzione aggiuntiva di un'analisi statica equivalente fornisce gli ordini di grandezza delle sollecitazioni e degli spostamenti da confrontare con quelli dell'analisi dinamica.

Nel punto C.6.1.2 del D.M. viene trattato il problema della ripartizione delle forze orizzontali tra le diverse strutture piane. La formulazione adottata è evidentemente legata alle modalità di esecuzione delle analisi

strutturali prima dell'avvento dei calcolatori, quando la struttura veniva idealmente suddivisa in sottostrutture piane (normalmente telai) da analizzare separatamente, attribuendo a ciascuna di esse una quota parte della forza totale di piano. Essa presuppone anche una sostanziale indipendenza di comportamento dei vari piani, e dunque una semplificazione drastica del comportamento della struttura reale. Tale semplificazione non è giustificata in presenza di forti differenze di caratteristiche geometriche e strutturali delle diverse sottostrutture piane (telai, pareti, telai-pareti, nuclei ascensore), situazione nella quale ripartire le forze in base alla cosiddetta "rigidezza di piano" determina clamorosi errori di valutazione. L'adozione di modelli tridimensionali, per cui l'analisi strutturale non richiede più il passaggio attraverso le sottostrutture piane, permette oggi di risolvere alla radice il problema della ripartizione delle forze. A questo proposito appaiono importanti le due prescrizioni presenti al punto C.6.1.2, la prima riguardante l'assunzione di una eccentricità aggiuntiva tra centro di massa e centro di rigidezza in edifici con forma allungata (rapporto tra i lati maggiore di 2.5), la seconda riguardante la possibilità di adottare l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano.

L'assunzione di una eccentricità aggiuntiva è presente in molti codici moderni, non ultimo l'EC8 (28), sia per tener conto di distribuzioni del carico accidentale diverse da quelle di progetto e tali da cambiare significativamente la posizione del centro di massa, sia per tener conto nell'analisi statica di effetti dinamici di amplificazione del momento torcente valutato staticamente, sia infine per tener conto della variabilità del moto del terreno, ossia del nonsincronismo del moto tra due punti a terra della stessa costruzione. Sebbene né il D.M. né la circolare chiariscano i motivi dell'eccentricità fittizia da assumere nell'analisi statica, l'assenza di prescrizioni simili per l'analisi dinamica fa supporre che il legislatore si riferisse essenzialmente agli effetti amplificativi dinamici. Questo aspetto verrà ripreso e commentato nel par. 9.3.

Riguardo all'assunzione di infinita rigidezza del solaio nel suo piano, i risultati di analisi parametriche in campo non lineare (26) hanno dimostrato la maggiore cautelatività di tale ipotesi ai fini della progettazione delle sottostrutture verticali principali, anche nei casi in cui il comportamento elastico dell'edificio è caratterizzato da notevoli deformazioni del solaio, come per esempio in presenza di grosse aperture nel solaio e di notevoli differenze di rigidezza tra le sottostrutture verticali. In queste situazioni, una progettazione che garantisca un buon comportamento di tutti gli elementi strutturali, e non solo di quelli più rigidi, è ottenibile operando con due modelli, uno a solai infinitamente rigidi, l'altro a solai deformabili, e progettando rispetto alle massime sollecitazioni ottenute con i due modelli.

Infine al punto C.6.1.3 viene trattato il problema degli effetti del sisma dovuti alla componente verticale del moto del terreno. Le norme stesse stabiliscono la trascurabilità di tali effetti nei casi usuali, trascurabilità legata da un lato alla scarsa partecipazione dei modi che coinvolgono spostamenti verticali, dall'altro alle maggiori riserve di sicurezza delle strutture rispetto alle azioni verticali. Infatti il carico sismico verticale, aggiungendosi al peso proprio e agli accidentali, di cui risulta essere una frazione e rispetto ai quali la struttura è progettata con un adeguato margine di sicurezza, generalmente riduce tale margine senza arrivare a produrre situazioni di collasso. Fanno eccezione le situazioni elencate nella normativa, vuoi per la partecipazione dei modi di vibrare verticali (membrature orizzontali di luce superiore ai 20 m), vuoi per gli effetti indotti in termini di forze orizzontali (strutture di tipo spingente), vuoi, infine, per la delicatezza della struttura o dell'elemento strutturale (sbalzi). L'entità dell'azione verticale da assumere nei calcoli, che appare del tutto sproporzionata a quella delle azioni orizzontali (due o quattro volte maggiore), risulta in parte giustificata "dalle ridotte duttilità e capacità dissipative usualmente associate ai modi di collasso" ditali strutture. L'argomento verrà ripreso nel paragrafo 9.3.

9.2.4. ANALISI DINAMICA

L'analisi dinamica può essere effettuata in tutti i casi in cui il progettista lo ritenga opportuno; è, invece, obbligatoria quando il periodo fondamentale è superiore a 1.4 sec. e/o l'edificio è irregolare. Il punto C.6.2 regola l'applicazione dell'analisi dinamica agli edifici, facendo specifico riferimento al punto B.6, trattato nel cap. 2 del presente testo cui si può far riferimento per la discussione di alcune problematiche specifiche, quali ad esempio il significato e la definizione dello spettro di progetto. Nella definizione dello spettro, però, si può notare una differenza tra quello riportato in B.6:

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

e quello riportato in C.6.2 per gli edifici,
 $a/g = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I$

per la presenza dei coefficienti di fondazione e di struttura, a cui vanno attribuiti i valori già specificati in C.6.1.1 per l'analisi statica, e per i quali valgono le considerazioni svolte nel precedente paragrafo.

Lo spettro di risposta è una funzione che fornisce la massima risposta dell'oscillatore elementare ad un dato terremoto, per diversi valori del periodo proprio T e dello smorzamento ξ . La risposta viene generalmente espressa in termini di spostamenti S_d o di pseudovelocità S_v o di pseudoaccelerazioni S_a , come nel caso dello spettro di normativa. Queste ultime due grandezze approssimano molto bene la massima velocità e la massima accelerazione della massa dell'oscillatore, e sono legate allo spostamento spettrale dalle relazioni:

$$S_v = \omega S_d$$

$$S_a = \omega^2 S_d$$

in cui $\omega = 2\pi$ / T è la pulsazione del sistema. Il prodotto della massa per la pseudoaccelerazione $S_a(T,\xi)$, fornisce la massima forza d'inerzia cui la massa dell'oscillatore risulta soggetta durante il terremoto in esame. Si è già visto come il moto della struttura sia decomponibile nei movimenti relativi ai singoli modi di vibrare e come il movimento di ciascun modo, indipendente da quello degli altri modi, sia governato dalle stesse leggi che governano il moto di un sistema ad un grado di libertà. È pertanto immediata l'estensione del metodo dello spettro di risposta ai sistemi a più gradi di libertà e dunque a qualsiasi struttura. Noti infatti le caratteristiche del singolo modo i-esimo, ed in particolare il periodo T_i , lo smorzamento ξ_i ed il coefficiente di partecipazione Π_i , è immediato ricavare la massima risposta di quel modo di vibrare al terremoto in esame direttamente dallo spettro di risposta. Resta tuttavia il problema di combinare i massimi modali, in quanto tali massimi non si verificano in generale nello stesso istante e non sono direttamente sommabili. Allo scopo sono state proposte numerose formule di combinazione, basate sulla teoria delle probabilità, che ben approssimano i valori esatti, ottenibili mediante l'integrazione diretta dell'accelerogramma.

Per ottenere l'effetto complessivo (valore efficace) combinando i singoli effetti modali i, nel punto B.6 è data la regola SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), la più semplice tra quelle basate su una trattazione probabilistica del problema:

$$\eta = \sqrt{\sum {\eta_i}^2}$$

Secondo tale regola il generico effetto (spostamento, deformazione, sollecitazione) può calcolarsi come radice quadrata della somma dei quadrati dei valori massimi, dunque ricavabili mediante lo spettro, dello stesso effetto nei diversi modi. Tale regola fornisce normalmente risultati accettabili quando i periodi dei diversi modi siano sufficientemente lontani da far sì che i massimi si verifichino in momenti ben distinti. Per gli edifici ciò accade sicuramente quando si analizzano modelli piani. Per i modelli tridimensionali, invece, alcuni modi hanno spesso periodi molto prossimi tra di loro. In particolare accade che modi roto-traslazionali siano raggruppati a gruppi di due o tre con periodi molto vicini. Per ottenere risultati cautelativi è necessario che le risposte relative a tali modi vengano sommate tra loro direttamente in modulo e poi combinate con quelli degli altri modi mediante la regola SRSS [15]. Solamente per gli edifici regolari in pianta questo problema appare trascurabile, in quanto i modi di vibrare risultano ben disaccoppiati nelle due direzioni e la normativa permette di effettuare analisi separate per le due direzioni dell'azione. In tal caso gli effetti di uno solo dei modi di ciascun gruppo di modi tridimensionali con periodi vicini è significativamente diverso da zero, e la regola SRSS è ben applicabile in quanto i modi piani hanno normalmente periodi molto diversi tra loro.

Una regola di sovrapposizione modale più generale è la CQC (Complete Quadratic Combination), secondo la quale un generico effetto è espresso mediante una combinazione quadratica dei massimi modali, con coefficienti di combinazione α_{ij} dei termini rettangolari, funzione dei periodi e degli smorzamenti modali:

$$\eta = \sqrt{\sum_i \sum_i \alpha_{ij} \eta_i \eta_j}$$

Fortunatamente i programmi di calcolo più diffusi (15,18,21) già incorporano regole atte a tenere conto della vicinanza dei periodi nella combinazione degli effetti, e dunque garantiscono l'utente anche rispetto a una evidente carenza della normativa.

Nella valutazione degli effetti occorrerebbe, a rigore, considerare tutti i modi di vibrare, ma in genere solamente gli effetti dei primi m modi vengono presi in considerazione, riducendo sensibilmente l'impegno di calcolo relativo alla soluzione dell'autoproblema. Infatti il coefficiente di partecipazione, e dunque il contributo dei modi alla risposta sismica degli edifici, si riduce progressivamente per i modi superiori. Un criterio generale per fissare a priori il valore di m attualmente non esiste; a posteriori si può giudicare della bontà della scelta valutando la massa complessiva attivata dai modi considerati, così come precisato al punto B.6 del D.M. e B.6 della circolare.

Tutte le operazioni connesse con questo tipo di rappresentazione dell'azione sismica sono automaticamente effettuate dai programmi disponibili. È pertanto cura del progettista accertarsi che il metodo utilizzato dal programma sia affidabile nel caso in considerazione.

Alcune importanti osservazioni riguardano l'interpretazione e l'utilizzazione dei risultati sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti. Gli effetti del sisma che scaturiscono dalle combinazioni modali sono espressi in valore assoluto ed hanno significato puntuale. In particolare non è corretto determinare le sollecitazioni intermedie di un elemento note le sollecitazioni alle estremità, attraverso considerazioni di equilibrio, oppure ricostruire la deformata globale della struttura noti gli spostamenti dei nodi. Purtroppo molti programmi di calcolo forniscono sollecitazioni e spostamenti solamente in corrispondenza dei nodi e, pertanto, solo in tali punti è possibile conoscere i valori corretti degli effetti. In tal caso la valutazione dettagliata degli effetti del sisma in particolari punti richiede l'inserimento di nodi anche dove non sarebbero strettamente richiesti.

Necessariamente approssimata è la valutazione delle interazioni tra le diverse sollecitazioni, come ad esempio avviene per il momento e lo sforzo normale delle aste in c.a. I valori massimi di sollecitazioni diverse, infatti, non necessariamente avvengono nello stesso istante e, d'altra parte, il metodo dello spettro di risposta non può fornire informazioni sui valori contemporanei delle sollecitazioni. È giocoforza assumere la posizione cautelativa che fa considerare agenti contemporaneamente, e con il segno più sfavorevole, le diverse sollecitazioni. Occorre peraltro sottolineare come, nelle strutture intelaiate, questa approssimazione conduca ad una sovraresistenza delle colonne, in relazione all'interazione N-M, con esiti senz'altro favorevoli in termini di comportamento globale.

La combinazione degli effetti sismici con gli effetti dovuti alle altre azioni di progetto si effettua considerando una volta con il segno positivo ed una volta con il segno negativo i valori efficaci che scaturiscono dall'analisi con lo spettro di risposta.

il D.M. permette di valutare gli effetti della componente verticale del sisma mediante forze statiche anche quando si effettui l'analisi dinamica per le azioni orizzontali. In alternativa è possibile effettuare l'analisi dinamica anche per le azioni verticali assumendo però uno spettro di risposta maggiorato degli stessi coefficienti maggiorativi adottati, in relazione al tipo di struttura, per le forze statiche verticali.

9,2,5, MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Sulla modellazione della struttura degli edifici intelaiati, il D.M. non fornisce alcuna indicazione o prescrizione, lasciando totalmente libero il progettista di operare con il modello che ritiene più adatto all'edificio in esame. Solo nel par. B.1 della circolare si rinvia alle Istruzioni C.N.R. - 10024/86 per ciò che riguarda l'individuazione dei modelli di calcolo da associare alla struttura". Si ritiene pertanto opportuno fornire in questo paragrafo una serie di indicazioni utili al progettista come guida nella scelta del modello più idoneo al caso in esame.

In generale un modello strutturale dovrà contemperare le esigenze di una buona accuratezza, nella descrizione del moto della struttura e delle forze d'inerzia indotte da tale moto, e di un ridotto onere di calcolo e di interpretazione ed utilizzazione dei risultati. Per operare una scelta corretta e "ottimizzata" del modello della struttura, nel caso di modellazione dinamica delle azioni, occorre avere ben chiara la distinzione tra gradi di libertà dinamici e gradi di libertà cinematici: ai primi è associata una massa e le relative accelerazioni producono forze d'inerzia, ai secondi non è associata alcuna massa ed i relativi spostamenti hanno solo la funzione di

descrivere la deformata della struttura. Alla riduzione del numero di gradi di libertà dinamici, a parità di gradi di libertà cinematici, corrisponde un risparmio nell'onere di calcolo legato alla soluzione del problema dinamico.

La scelta del modello strutturale, talvolta implicita nel programma di calcolo adottato, determina un forte condizionamento sul numero e tipo di gradi di libertà del modello. Ad esempio un modello piano implica un massimo di tre gradi di libertà (le due traslazioni e la rotazione nel piano) per nodo, mentre un modello tridimensionale implica un massimo di sei gradi di libertà. Riduzioni rispetto al numero massimo di gradi di libertà per nodo possono essere operate eliminando quei movimenti e, nel caso dinamico, quelle masse che risultano inessenziali nella descrizione del comportamento della struttura. Ad esempio in un telaio piano, potendosi trascurare gli effetti della deformabilità assiale delle travi, è lecito unificare tutti i gradi di libertà orizzontali dei nodi di piano, riducendo così a due i gradi di libertà di ciascun nodo, cui deve aggiungersi, ai fini del conteggio globale, un grado di libertà per ciascun piano. Questo provvedimento produce anche una sensibile riduzione della larghezza di banda. Per lo stesso telaio, si possono considerare solamente le masse traslazionali associate ai gradi di libertà di piano, ritenendosi trascurabili o di scarso interesse ai fini pratici sia le forze d'inerzia verticali che quelle rotazionali dei singoli nodi. Così operando, il numero di gradi di libertà dinamici risulta drasticamente ridotto e pari al numero dei piani.

Sebbene le scelte fondamentali sul numero e l'ubicazione dei nodi siano essenzialmente legate all'accuratezza della soluzione, talvolta un ruolo importante viene svolto anche da altri fattori. Poiché gli elementi trave sono di gran lunga i più utilizzati nella modellazione degli edifici intelaiati, è opportuno esaminare in dettaglio i criteri di localizzazione dei nodi per tali elementi.

Occorre disporre un nodo (Fig. 9.6):

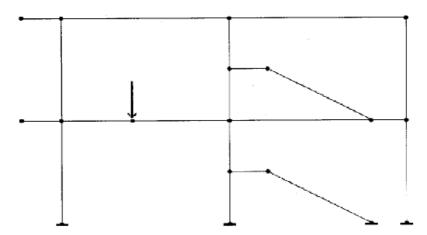


Fig. 9.6 - Posizione dei nodi in un telaio

- in tutti i punti di intersezione tra elementi rettilinei (ad esempio nodi trave-pilastro),
- in tutti i punti di cuspide (ad esempio nelle travi a ginocchio),
- in tutti gli estremi non collegati ad altri elementi (estremità di mensole),
- in tutti i punti in cui sono applicate importanti forze e momenti concentrati (a meno che il programma non sia capace di trattare i carichi intermedi nell'elemento trave),
- in tutti i punti in cui interessa conoscere le sollecitazioni o gli spostamenti nel caso di analisi dinamica con spettro di risposta (a meno che il programma non valuti automaticamente le sollecitazioni in punti intermedi dell'elemento).

In corrispondenza della sezione di attacco tra elementi (travi, pilastri, pareti, nuclei) di dimensioni trasversali non trascurabili allorquando sia necessario modellare l'eccentricità tra il punto di attacco delle aste e le corrispondenti linee d'asse, e gli elementi trave non siano dotati di bracci rigidi di estremità.

L'elevata diffusione e le notevoli potenzialità, sia in termini di puro calcolo che di pre e post-processamento, raggiunta dai moderni strumenti di calcolo rendono oramai obsoleta l'adozione.di modelli piani per la progettazione antisismica delle strutture. Pertanto nel seguito si considereranno solamente modelli tridimensionali, ed in particolare i modelli detti pseudo-tridimensionali, orientati all'analisi sismica degli edifici, che permettono di conseguire una considerevole riduzione del numero di gradi di libertà cinematici e, soprattutto, dinamici, con conseguenti drastici abbattimenti dei tempi di preparazione e introduzione dati e di soluzione. Tale modello è direttamente implementato in alcuni programmi orientati al problema, ed è adottabile anche su molti programmi agli elementi finiti di tipo generale.

Modelli tridimensionali

In un modello tridimensionale i nodi hanno tutti e sei i gradi di libertà, le tre traslazioni secondo gli assi X, Y, Z del riferimento globale e le tre rotazioni intorno agli stessi assi. Il modello risulta nei casi usuali oneroso ed eccessivamente dettagliato rispetto alle informazioni che necessitano al progettista.

Negli edifici la notevole rigidezza dei solai nel proprio piano, rispetto alla rigidezza della struttura verticale, ne rende del tutto trascurabile la deformazione ai fini di una corretta descrizione dei cinematismi della struttura e delle forze d'inerzia che ne scaturiscono. Lo stesso D.M. permette di assumere l'ipotesi di infinita rigidezza del solaio nel suo piano ai fini della ripartizione delle forze (punto C.6.1.2). È pertanto lecito assumere che gli spostamenti nel piano del solaio siano rigidamente vincolati da semplici relazioni cinematiche del tipo:

$$\begin{array}{lll} u_x & = & u_{x0} + \varphi_0 d_y \\ u_y & = & u_{y0} + \varphi_0 d_x \\ \varphi & = & \varphi_0 \end{array}$$

in cui u_x , u_y , sono i gradi di libertà nel piano del diaframma del nodo in esame, u_{x0} , u_{y0} , ϕ_0 sono i corrispondenti gradi di libertà di un punto O del diaframma, assunto come origine del riferimento locale, d_x e d_y sono le coordinate del nodo in esame rispetto al riferimento locale (Fig. 9.7). Su questo concetto sono basati i modelli a diaframmi rigidi, denominati "pseudo-tridimensionali". Nell'ambito di questa famiglia di modelli, si distinguono i due gruppi con le seguenti caratteristiche (Fig. 9.8):

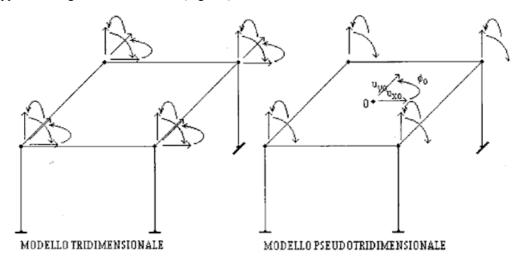


Fig. 9.7 - Modelli tridimensionale e pseudotridimensionale

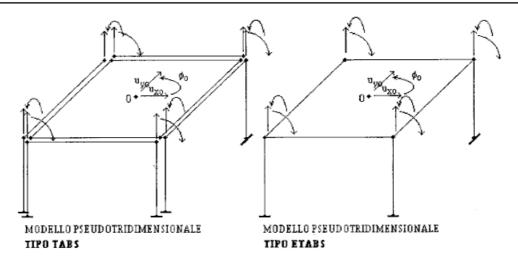


Fig. 9.8 - Modelli tipo TABS e ETABS

- a) il modello è costituito da un insieme di sottostrutture verticali (telai, pareti), solidarizzate, ai fini degli spostamenti nel piano orizzontale, dai legami di vincolo sopra riportati, simulanti l'azione di un diaframma infinitamente rigido nel suo piano;
- b) il modello è costituito da un telaio tridimensionale in cui i nodi di ciascun piano sono tra loro vincolati dal legame cinematico sopra riportato.

Storicamente questi due gruppi di modelli prendono origine da due programmi sviluppati negli anni '70 in California e denominati rispettivamente TABS (Three-Dimensional Analysis of Building Systems) (5) e ETABS (Extended TABS) (7). Da un punto di vista applicativo i programmi tipo TABS presentano l'inconveniente di non assicurare la congruenza degli spostamenti e delle rotazioni nel piano verticale tra nodi geometricamente coincidenti ma appartenenti a sottostrutture diverse. L'errore sulla valutazione delle sollecitazioni risulta in genere trascurabile quando la struttura è costituita da telai con una disposizione ortogonale, o quasi, in pianta.

Accanto a programmi specifici per l'analisi degli edifici come il TABS e l'ETABS ed altri di più recente sviluppo da essi derivati, anche molti programmi agli elementi finiti di uso generale, come ad esempio i programmi della famiglia SAP (SAP-IV, SAP-V, SUPERSAP (18), SAP-80 (15), SAP-90 (21)) permettono di adottare un modello tipo ETABS, semplicemente specificando la relazione di vincolo tra i nodi del piano. In tal caso occorre individuare per ciascun piano il nodo *master*, coincidente con il punto O di cui sopra, e collegare ad esso i gradi di libertà degli altri nodi di piano, nodi *slave*. Ovviamente la condizione di vincolo va imposta solamente ai gradi di libertà appartenenti al piano e non a quelli fuori del piano. Le modalità di imposizione del vincolo cinematico cambiano per i vari programmi, ed è pertanto necessario riferirsi al manuale d'uso specifico.

I programmi della famiglia SAP in genere permettono la massima flessibilità nella definizione del vincolo interno sui diversi gradi di libertà, tuttavia hanno un limite nella possibilità di collegare ad un nodo slave unicamente elementi trave. Risulta pertanto fonte di notevoli complicazioni la modellazione di alcuni elementi della struttura verticale, come pareti e nuclei ascensori, mediante elementi finiti piani di lastra.

Un inconveniente comune pressoché a tutti i programmi, sia generali che orientati al problema, è l'incapacità di trattare come diaframmi infinitamente rigidi i solai inclinati, quali le falde dei tetti. Per queste ultime occorrerà adottare una modellazione tridimensionale, collegando i nodi appartenenti alla falda con elementi trave, biella o lastra in grado di simulare l'azione del solaio inclinato (Fig. 9.9).

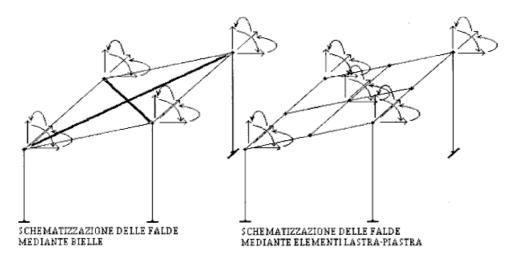


Fig. 9.9 - Modellazione delle falde inclinate

Nel caso si adotti una modellazione dinamica delle azioni il nodo *master* dovrà coincidere con il centro di massa del solaio e sarà l'unico nodo dotato di masse associate ai tre gradi di libertà orizzontali. Nel caso si adotti una modellazione statica delle azioni, al nodo *master* verranno applicate le forze sismiche di piano e l'eventuale momento torcente.

Per quanto riguarda i tre gradi di libertà dei nodi nel piano verticale, essi debbono in generale essere lasciati attivi, almeno come gradi di libertà cinematici (Fig. 9.8). Le masse rotazionali associate ai gradi di libertà rotazionali possono essere assunte nulle pressoché sempre. Le masse associate ai gradi di libertà verticali potranno essere trascurate quando la componente verticale dell'azione sismica produce effetti trascurabili. Questa situazione è in genere verificata negli edifici usuali, ma può non esserlo in situazioni particolari, come nei casi di pilastri in falso, solai sospesi a tiranti, grandi luci, sbalzi importanti (Fig. 9.10), nei quali, considerando anche la componente sismica verticale (v. C.6.2), occorre fare ben attenzione a modellare correttamente le masse disponendo, se il programma opera a masse concentrate, masse opportune anche nei nodi intermedi.

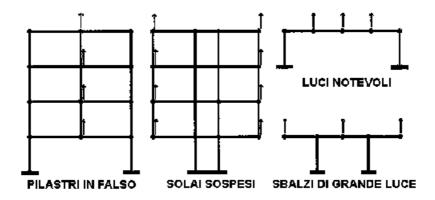


Fig. 9.10 - Situazioni in cui occorre considerare g.l. verticali dinamici

L'ipotesi di diaframma infinitamente rigido può risultare inadeguata qualora il solaio abbia un restringimento della sezione trasversale, dovuto alla forma in pianta e/o alla presenza di vani per il passaggio delle scale e del nucleo ascensore, che suddivide il solaio stesso in due o più campi ipotizzabili infinitamente rigidi nel proprio ambito. In tali casi è opportuno considerare un nodo master per ciascun campo di solaio "infinitamente rigido", vincolando ad esso i nodi appartenenti a quel campo. Il collegamento tra i diversi campi di solaio dovrà essere

realizzato mediante elementi (lastra, trave o biella) che simulino la reale rigidezza della striscia di solaio in corrispondenza del restringimento (Fig. 9.11).

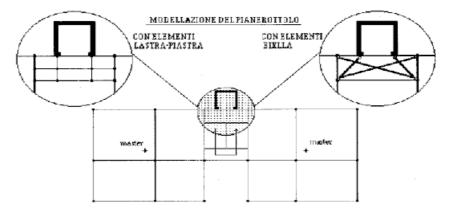


Fig. 9.11 - Modellazione dei solai in caso di indebolimenti locali

Un'altra situazione in cui l'ipotesi di infinita rigidezza del solaio non appare giustificata, è nei casi di notevole sviluppo in pianta secondo una direzione, casi nei quali il solaio si comporta come una vera e propria trave nel piano orizzontale, vincolata agli spostamenti trasversali dalle sottostrutture verticali. Se queste ultime hanno rigidezza approssimativamente proporzionale alla massa dell'area d'influenza del solaio, l'assunzione di infinita rigidezza del solaio non comporta sostanziali errori nella distribuzione delle forze tra le varie sottostrutture; se, invece, si hanno forti disomogeneità nella distribuzione delle rigidezze rispetto alla distribuzione delle masse, la distribuzione delle forze che scaturisce da un modello ETABS può differire da quella ottenibile con un modello pienamente tridimensionale. Gli errori di questo tipo risultano, come già detto, non sfavorevoli, in quanto determinano un sovradimensionamento delle sottostrutture verticali più rigide, che sono anche quelle maggiormente deputate a sostenere le azioni sismiche e la cui crisi implicherebbe il collasso globale (26).

Una volta definito il tipo di modello, la rappresentazione della struttura in campo elastico lineare si riduce alla definizione delle "rigidezze" che connettono i nodi della maglia di discretizzazione. Per rappresentare le caratteristiche di rigidezza dei componenti di un edificio in c.a., sono disponibili, nella maggior parte dei codici di analisi strutturale, numerosi tipi di elementi finiti con relazione costitutiva elastica lineare. Per i componenti che hanno un diretto corrispettivo in termini di elementi finiti, quali travi e pilastri, la schematizzazione delle rigidezze si riduce alla valutazione di quelle grandezze sintetiche (moduli elastici, aree, momenti d'inerzia, lunghezze dei tratti deformabili) che devono essere specificate al codice di calcolo perché questo possa assemblare le matrici di rigidezza elementari. Per gli altri componenti, quali pareti di controventamento, nuclei ascensore, solai e tamponature si richiedono decisioni preliminari sul tipo di elemento finito da adottare e importanti scelte sulla discretizzazione.

Travi e pilastri

Travi e pilastri sono rappresentati, nel caso più generale, da elementi trave tridimensionali, i cui nodi di estremità sono dotati di tutti e sei i gradi di libertà nello spazio. Generalmente l'elemento finito, così come l'elemento reale, ha forma prismatica, ed è caratterizzato da un'area, due aree di taglio, due momenti d'inerzia flessionali, un momento d'inerzia torsionale, due moduli di elasticità, E e G.

Alcuni programmi dispongono di elementi dotati di bracci rigidi di estremità (Fig. 9.1) che permettono di modellare quelle zone indeformabili quali i pannelli di nodo trave-pilastro o parete-pilastro, senza inserire ulteriori nodi ed elementi. In tal caso occorrerà fornire al programma anche le lunghezze dei bracci rigidi, ossia le distanze secondo gli assi di riferimento tra il nodo e la corrispondente estremità della parte deformabile dell'elemento (Fig. 9.12). Le lunghezze dei bracci rigidi possono essere assunte pari ai tratti direttamente interessati dal pannello di intersezione, o leggermente minori, per tener conto della deformabilità del pannello

stesso. In particolare nelle connessioni trave-parete, si suggerisce in (2) di ridurre la lunghezza del braccio rigido di una quantità pari alla semialtezza della trave.

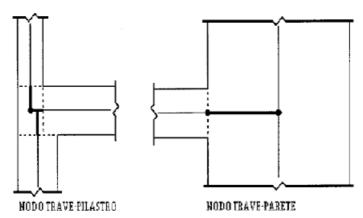


Fig. 9.12 - Modellazione degli incroci trave-pilastro e trave-parete mediante bracci rigidi

Per gli elementi in c.a. la rigidezza, e dunque le caratteristiche geometrico-meccaniche (aree, momenti d'inerzia) da assegnare, dipendono oltre che dalla forma della sezione, anche dall'entità e distribuzione delle armature, nonché dagli effetti di riduzione della rigidezza prodotti dalla fessurazione, a sua volta funzione dell'entità e distribuzione delle armature e delle sollecitazioni. Tener conto di tutto ciò nella progettazione delle nuove strutture richiederebbe procedure di calcolo e di progetto complesse ed iterative, nelle quali ad ogni dimensionamento dell'armatura deve seguire un calcolo della struttura con caratteristiche di rigidezza aggiornate. Per questa ragione sia la fessurazione che la presenza delle armature vengono usualmente trascurate, facendo riferimento alla sezione di solo calcestruzzo interamente reagente. Così operando si ottengono risultati in generale cautelativi, in quanto la rigidezza dell'edificio risulta sovrastimata ed il periodo proprio sottostimato, ottenendo dallo spettro di risposta (Fig. 9.5) azioni sismiche non inferiori a quelle ottenibili con una valutazione più fedele alla realtà.

Pareti di controventamento

La modellazione più diretta e naturale delle pareti di controventamento è quella che utilizza elementi finiti piani, ed in particolare elementi lastra o lastra-piastra. Gli elementi lastra sono dotati di rigidezza solo nel proprio piano e connettono solo gradi di libertà traslazionali. Se al generico nodo confluiscono solamente elementi lastra, i gradi di libertà rotazionali vanno bloccati (Fig. 9.13), conseguendo, tra l'altro, una buona riduzione dei tempi di elaborazione.

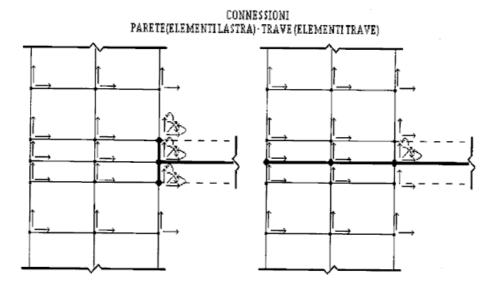


Fig. 9.13 - Modellazione delle connessioni trave-parete, quando la parete è modellata con elementi lastra

La simulazione del collegamento tra pareti modellate con elementi lastra e travi modellate con elementi trave richiede degli accorgimenti al fine di garantire la corretta trasmissione dei momenti flettenti delle travi complanari con le pareti. Per la mancanza di rigidezza rotazionale da parte degli elementi lastra, infatti, tali momenti non possono essere trasmessi attraverso un singolo nodo. Occorrerà pertanto adottare degli elementi trave aggiuntivi che permettano di ridistribuire su due o più nodi il sistema di forze equivalenti al momento. In relazione alla discretizzazione adottata per gli elementi parete si possono considerare le due disposizioni riportate in Fig. 9.13. La prima permette di valutare con una certa accuratezza anche gli effetti locali prodotti da forze e momenti trasmessi dalla trave, la seconda permette di cogliere solamente gli effetti globali.

Una delle maggiori difficoltà connesse all'utilizzazione degli elementi lastra, nel caso si adotti un modello a piani rigidi, è legato alle peculiarità di alcuni programmi di calcolo, ed in particolare di quelli della famiglia SAP, che non permettono di collegare ai nodi *slave*, vincolati rigidamente al nodo *maste*r, elementi lastra. Un rimedio immediato consiste nel duplicare i nodi di piano della parete, così da avere una serie di nodi *slave* vincolati al *maste*r, ed una serie di nodi facenti parte della parete, collegati agli elementi lastra; occorre infine collegare tra loro i nodi corrispondenti delle due serie con elementi trave fittizi di elevata rigidezza (Fig. 9.14).

Un provvedimento alternativo consiste nel collegare i nodi di piano della parete agli altri nodi di piano circostanti mediante bielle, ancora utilizzando elementi trave (Fig. 9.14).

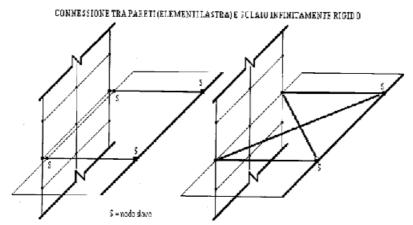


Fig. 9.14 - Connessione tra nodi di lastra (parete) e solaio infinitamente rigido

Gli elementi lastra sono adeguati in tutti i casi in cui il comportamento della parete sia prevalentemente di tipo membranale, ossia per pareti di piccolo spessore e/o che abbiano nell'azione fuori del piano altri elementi più rigidi agenti in parallelo (telai o altre pareti disposte ortogonalmente). Nei casi in cui questa ipotesi non sia rispettata è necessario far ricorso ad elementi lastra-piastra. Questi ultimi combinano il comportamento membranale già visto in precedenza, con la rigidezza flessionale fuori del piano, così da associare una rigidezza a 5 gradi di libertà, lasciando libera la rotazione nel piano. Nei casi in cui nessun elemento in grado di vincolare tale rotazione sia collegato ad un nodo in cui confluiscono elementi lastra, sarà necessario annullare quel grado di libertà. Permangono alcuni dei problemi già esaminati in precedenza per gli elementi lastra, quali quello della trasmissione del momento delle travi nel piano dell'elemento stesso, e la compatibilità con le modellazioni a piano rigido.

La discretizzazione mediante elementi piani deve essere più o meno dettagliata, a seconda che si vogliano determinare anche gli effetti locali (sollecitazioni e tensioni nella parete) o solamente gli effetti globali (spostamenti, distribuzione dei tagli di piano). Nella Fig. 9.15 sono illustrate alcune soluzioni relative ad un sistema telaio-parete. Nel primo caso (Fig. 9.15a) occorre infittire nodi ed elementi soprattutto nelle zone in cui si prevedono elevate concentrazioni e gradienti di tensione. Nel secondo caso (Fig. 9.15b,c), la discretizzazione potrà essere molto più rada ed uniforme, arrivando addirittura ad un elemento per piano.

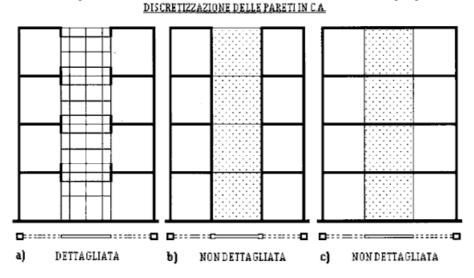


Fig. 9.15 - Discretizzazione delle pareti in c.a. modellate con elementi finiti piani

In Fig. 9.15b la parete viene modellata utilizzando sia elementi piani che elementi trave; gli elementi trave simulano il comportamento dei ringrossi terminali della parete (flange), assorbendo la flessione globale della parete mediante sforzi assiali, mentre gli elementi piani simulano il comportamento dei pannelli di parete, assorbendo essenzialmente il taglio. Questa modellazione risolve automaticamente il problema del collegamento tra elementi piani, privi di rigidezza rotazionale, ed elementi trave. Nel caso siano assenti le flange, si può comunque modellare con elementi trave la parte terminale della parete (ad esempio 1/5 della larghezza). Per la progettazione delle armature, si possono verificare le flange o le parti terminali a sforzo assiale ed i pannelli di parete a taglio. In Fig. 9.15c, è proposta un'altra modellazione nella quale, mancando gli elementi trave di bordo, il problema del collegamento con le travi è risolto utilizzando un elemento trave molto rigido in corrispondenza di ogni solaio. In quest'ultimo caso, per tener in qualche modo conto anche degli effetti flessionali sulla parete, è consigliabile utilizzare elementi lastra a modi non compatibili.

Qualora non si abbia particolare interesse per la valutazione degli effetti locali e la parete non sia estremamente tozza, ossia se H/B > 3, essendo H l'altezza complessiva e B la larghezza, è certamente più conveniente modellare la parete come un pilastro. Si utilizzeranno in tal caso elementi finiti trave, avendo cura di assegnare a questi elementi un corretto valore della deformabilità a taglio. L'unica attenzione va posta nella modellazione del

collegamento con gli altri elementi strutturali, ed in particolare con le travi connesse alla parete. Occorrerà infatti adottare elementi infinitamente rigidi per collegare l'elemento di parete, localizzato nella sua linea d'asse, con l'elemento di trave (Fig. 9.12) (10).

Nuclei ascensore

I nuclei ascensori sono spesso costituiti da un tubo in c.a. di sezione rettangolare, forato ad ogni piano per la presenza delle porte. Il loro comportamento, a causa della presenza delle travi di collegamento al di sopra delle aperture, è alquanto complesso, ed intermedio tra quello di un tubo a sezione aperta e quello di un tubo a sezione chiusa. La modellazione dei nuclei ascensore presenta notevoli analogie con la modellazione delle pareti, con qualche complicazione derivante dalla configurazione tridimensionale.

L'adozione di elementi lastra fornisce la soluzione più diretta e risulta senza dubbio accettabile anche rispetto all'adozione di elementi lastra-piastra. Il comportamento a piastra risulta, infatti, trascurabile essendo il nucleo costituito da setti tra loro ortogonali. L'adozione di elementi lastra-piastra può rendersi necessaria per cogliere alcuni effetti flessionali locali, quali ad esempio quelli prodotti da travi che si innestano ortogonalmente al piano del setto. Ovviamente permangono le problematiche legate all'uso di elementi finiti piani, già illustrate per le pareti.

Nel caso di elementi sufficientemente snelli (rapporti H/B>3), si possono utilizzare unicamente elementi trave, modellando il nucleo come un unico pilastro con linea d'asse coincidente con quella del nucleo. Per tener conto delle dimensioni effettive dell'elemento strutturale, occorre collegare il pilastro del modello con le travi cui il nucleo è connesso, mediante bracci rigidi, come indicato in Fig. 9.16. Per quanto riguarda la rigidezza torsionale da attribuire all'elemento trave, i confronti numerici suggeriscono di adottare la rigidezza della sezione chiusa (27).

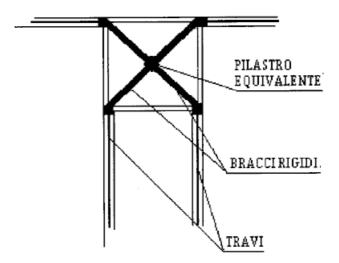


Fig. 9.16 - Modellazione (vista in pianta) del nucleo mediante un unico pilastro

Modelli misti, che inglobano elementi finiti lastra ed elementi trave possono fornire un buon compromesso tra semplicità di modellazione e accuratezza di risultati, come mostrato in (27). Un modello basato sull'impiego di elementi finiti a modi non compatibili è riportato in Fig. 9.17. Ogni parete è modellata con due elementi lastra sull'altezza ed elementi rigidi di contorno posti orizzontalmente ai bordi di connessione tra i due elementi lastra. Le travi di connessione sono modellate con elementi trave connesse ai bracci rigidi orizzontali di piano.

Agli stessi bracci rigidi possono facilmente collegarsi le travi di connessione con la restante struttura. Questo modello implica un ridotto numero di nodi aggiuntivi e fornisce un ottimo accordo rispetto a modellazioni ben più onerose che utilizzano una fitta discretizzazione ad elementi lastra.

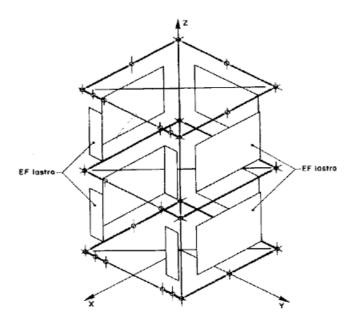


Fig. 9.17 - Modello a lastre e travi (27)

Rampe scale

Le rampe scale costituite da travi a ginocchio e soletta a sbalzo producono un drastico aumento della rigidezza del telaio di cui fanno parte, con conseguenze non trascurabili in termini di distribuzione delle forze d'inerzia tra i vari telai. Le travi a ginocchio, inoltre, agendo come una sorta di controvento della maglia strutturale in cui sono inserite, sono soggette a sforzi assiali e producono pericolosi incrementi delle sollecitazioni taglianti e assiali nei pilastri. Premesso, dunque, che le travi a ginocchio sono da evitare in zona sismica, è fondamentale che, qualora presenti, esse vengano considerate e correttamente schematizzate nel modello di calcolo. Peraltro la loro modellazione non pone nessun problema se si utilizzano programmi di calcolo agli elementi finiti di tipo generale, mentre alcuni programmi specializzati nell'analisi di edifici non permettono di disporre elementi trave inclinati (7), costringendo al ricorso di artifici di modellazione per cogliere almeno gli effetti globali sulla distribuzione delle forze. Occorrerà in tal caso irrigidire in maniera fittizia il telaio interessato dalla presenza delle rampe, mediante l'inserimento di elementi lastra o di elementi biella inclinati nelle maglie strutturali comprendenti le travi a ginocchio. La rigidezza di tali elementi, nonché la valutazione degli effetti locali a partire dagli spostamenti globali del telaio andrebbe calibrata mediante un analisi preventiva, effettuata con un programma agli elementi finiti di tipo generale, sulla singola maglia strutturale contenente la trave a ginocchio.

Anche le solette rampanti, seppur in misura notevolmente minore, producono effetti di irrigidimento di cui è opportuno tener conto. La modellazione più accurata richiederebbe l'uso di elementi lastra-piastra (Fig. 9.18), tuttavia anche una modellazione ad elementi trave, assegnando all'elemento le caratteristiche meccaniche della sezione trasversale della soletta può dare esiti affidabili.

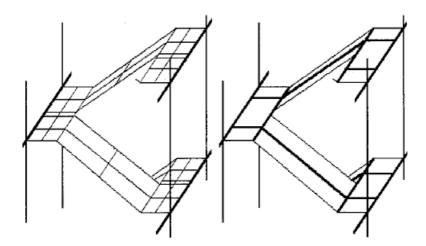


Fig. 9.18 - Modellazioni di solette rampanti mediante elementi lastra-piastra ed elementi trave

Solai e coperture

Qualora non siano adottabili per i solai le ipotesi di infinita rigidezza o infinita deformabilità, il solaio può essere schematizzato come indicato in Fig. 9.19, ossia mediante bielle di rigidezza assiale equivalente, elementi lastra o elementi lastra-piastra, o con un ordito di travi equivalente. In questi casi le masse vanno distribuite tra i vari nodi secondo l'area di influenza e non più concentrate nel nodo baricentrico di piano.

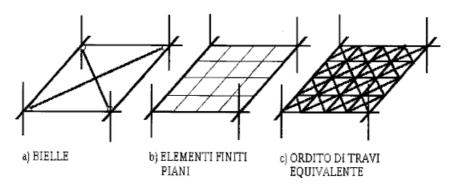


Fig. 9.19 - Modellazione del solaio deformabile

La schematizzazione mediante bielle ha il vantaggio della semplicità e lo svantaggio delle inesatte o scarse informazioni sugli effetti locali (sollecitazioni nel solaio, tensioni al contatto trave-solaio). La valutazione delle caratteristiche meccaniche richiede una certa sensibilità da parte dell'analista, nel caso si utilizzi una schematizzazione a bielle. In particolare, per quanto riguarda la valutazione dell'area della sezione, si può ricorrere all'equivalenza lastra-traliccio (12) assumendo uno spessore pari allo spessore della caldana, nel caso di solai latero-cementizi, o lo spessore della soletta, nel caso di soletta piena in c.a..

La schematizzazione mediante elementi piani può fornire informazioni più ampie e precise, a prezzo di un forte aggravio dei tempi di modellazione e elaborazione. Se, infatti, si vogliono cogliere alcuni effetti locali, occorrerà infittire la maglia strutturale, inserendo numerosi nodi all'interno delle campate, con un considerevole incremento non solo degli elementi ma anche dei gradi di libertà.

Se si rinuncia alla valutazione degli effetti locali direttamente nell'analisi d'insieme dell'edificio, si possono considerare elementi piani della dimensione di un intero campo di solaio. Si noti che alcuni programmi includono elementi finiti con caratteristiche di rigidezza ortotrope che permettono di modellare correttamente il

comportamento di solai laterocementizi a singola tessitura. Nel caso in cui per questi ultimi si utilizzino elementi isotropi, lo spessore dell'elemento andrà assunto pari a quello della caldana.

I modelli validi per i solai orizzontali sono applicabili, senza sostanziali differenze, alla modellazione delle falde di copertura inclinate. Molto spesso le coperture inclinate sono caratterizzate da un solaio orizzontale di sottotetto direttamente connesso, senza elementi intermedi, con le falde inclinate, così da costituire una maglia triangolare indeformabile. È evidente che in caso di falda poco inclinata si possono unificare falde e sottotetto in un unico diaframma orizzontale rigido di massa pari alla massa complessiva (Fig. 9.20), limitando lo studio delle sollecitazioni sulle falde agli effetti dei soli carichi verticali.

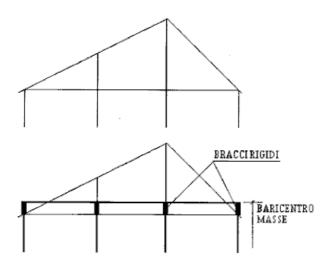


Fig. 9.20 - Modellazione di falde e sottotetto disposti a maglia triangolare

Tamponature e tramezzi

L'ipotesi, spesso adottata, che la rigidezza di tamponature e tramezzi si possa trascurare, può condurre a gravi errori nella valutazione del comportamento sismico degli edifici, talché i codici EC8 e GNDT (28,17) prescrivono la messa in conto degli elementi "non strutturali", nel caso essi abbiano forte rigidezza e siano a contatto con la struttura principale. Il D.M. non fa cenno alla necessità di tener conto degli elementi non strutturali se non al punto C.9.6.1, relativo agli interventi di adeguamento sulle costruzioni esistenti. La circolare cita al punto par. B.1 la necessità di considerare eventualmente elementi non strutturali rigidi e resistenti e tratta estesamente nell'allegato 2 delle modalità di modellazione e di verifica dei pannelli murari inseriti nella maglia strutturale. Queste problematiche vengono discusse in un successivo paragrafo.

Una corretta schematizzazione delle tamponature urta con la difficoltà di rappresentare le condizioni di vincolo tamponatura-struttura, estremamente variabili di caso in caso e nelle diverse parti. È ad esempio improbabile, a meno che la trave in c.a. sovrastante non venga gettata direttamente sulla tamponatura, che il collegamento trave superiore-tamponatura sia efficace. Inoltre l'anisotropia, la scarsa resistenza a trazione non solo del materiale ma anche del contatto muratura-struttura, rendono quanto mai problematica una corretta schematizzazione in campo elastico lineare. È pertanto sconsigliabile ricorrere a modellazioni troppo sofisticate (ad esempio utilizzando elementi lastra su una maglia fitta), essendo spesso sufficiente una schematizzazione a bielle per cogliere sia gli aspetti globali del comportamento sismico dell'edificio, sia, e forse meglio, l'interazione locale pannello-pilastro. Esse dovrebbero simulare il comportamento a puntone, disposto obliquamente tra i nodi opposti del riquadro strutturale, che effettivamente si riscontra nella realtà per effetto della scarsa resistenza a trazione del materiale. Nel caso si effettui un'analisi statica, sarà opportuno disporre una sola biella come illustrato in Fig. 9.21. È evidente che sono richieste in tal caso due analisi per ciascuna direzione del sisma, utilizzando modelli diversi. Nel caso di analisi dinamica, occorrerà disporre due bielle, di rigidezza metà di quella del puntone, non essendo

definito il verso dell'azione. Le caratteristiche del puntone equivalente possono essere valutate assumendo lo stesso spessore ed una larghezza pari a un decimo della lunghezza della diagonale, come indicato nell'allegato 2 della circolare. In presenza di aperture occorrerà valutare di volta in volta l'efficacia dell'elemento a resistere alle azioni orizzontali, in relazione ad entità, disposizione delle aperture e presenza di cornici di irrigidimento, e decidere se inserire tale elemento nel modello.

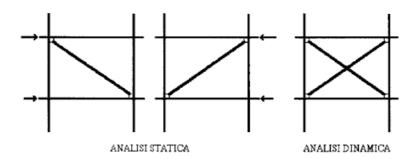


Fig. 9.21 - Modellazione delle tamponature

La presenza di elementi non strutturali rigidi induce non solo effetti globali ma anche ulteriori sollecitazioni taglianti e flettenti nei pilastri, in relazione alla imperfezione del collegamento tra il riquadro strutturale e la tamponatura. La mancanza di un collegamento efficiente muratura-trave superiore, infatti, determina un'azione a puntone non più tra nodo e nodo, ma tra nodo inferiore di un pilastro ed estremità superiore del pilastro opposto (Fig. 9.22), ciò determinando la necessità di introdurre un considerevole numero di nodi aggiuntivi, con conseguente aggravio dei tempi di calcolo ed ulteriore complicazione del modello. In alternativa, mantenendo la più classica disposizione di collegamento tra i nodi strutturali trave-pilastro, si può valutare il taglio nell'estremità superiore del pilastro aggiungendo al valore del taglio ottenuto nell'analisi globale dell'edificio la componente orizzontale delle bielle convergenti nel nodo trave-pilastro in esame, e al momento lo stesso taglio moltiplicato per un braccio pari a 1/10 dell'altezza, come suggerito nell'allegato 2. È evidente che un programma che esegua automaticamente le verifiche a partire dai risultati dell'analisi strutturale non terrà conto di questo effetto, a meno che non si possa intervenire manualmente, modificando le sollecitazioni calcolate sui pilastri.

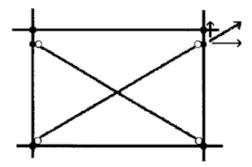


Fig. 9.22 - Modellazione "realistica" del collegamento tamponatura-struttura (analisi dinamica)

Fondazioni

La deformabilità del terreno e delle strutture di fondazione può determinare considerevoli variazioni nella risposta degli edifici all'azione sismica, sia a livello locale che a livello globale. Per questo motivo, soprattutto se si esegue un'analisi dinamica, sarebbe opportuno tenerne conto direttamente nella modellazione dell'edificio.

La caratteristiche di deformabilità e di isteresi del terreno di fondazione determinano una serie di effetti che possono modificare sostanzialmente la risposta strutturale. Semplificando drasticamente il problema, si possono individuare tre fenomeni:

- 1) modificazione dell'onda sismica nell'attraversamento degli strati deformabili di terreno, normalmente degli ultimi 30-60 metri (fenomeno indipendente dalla presenza della struttura);
- 2) interazione terreno-struttura, con parziale restituzione dell'energia sismica dalla struttura al terreno (tanto più importante quanto più le strutture sono massive e rigide);
- 3) modificazione delle caratteristiche di rigidezza dei vincoli a terra dell'edificio.

Sebbene sarebbe possibile tener conto dei tre fenomeni suddetti in maniera corretta ed esauriente, adottando un unico modello comprendente terreno e strutture, per gli edifici è lecito semplificare drasticamente il problema, tenendo conto del primo fenomeno, attraverso un'opportuna differenziazione degli spettri di risposta in relazione alla natura del terreno (17, 28), ignorando in favore di sicurezza il secondo fenomeno, più importante per altri tipi di strutture (centrali nucleari, ponti), e mettendo in conto gli effetti del terzo fenomeno attraverso la modellazione dei vincoli a terra.

Per la modellazione di fondazioni a plinto è sufficiente disporre degli elementi molla alla base dei pilastri. Nel caso il programma non disponga di elementi molla, si possono utilizzare elementi trave o elementi biella di opportuna rigidezza.

Rimanendo nell'ambito del comportamento elastico lineare, l'unica maniera effettivamente praticabile per modellare la deformabilità delle fondazioni, senza determinare un drastico appesantimento dei tempi di calcolo, consiste nell'adottare delle molle di adeguata rigidezza alla base dell'edificio. La disponibilità di elementi finiti trave o piastra che già includono un letto di molle alla Winkler (Fig. 9.23), agevola notevolmente la modellazione delle fondazioni superficiali su trave rovescia e delle fondazioni profonde su pali e non richiede un aumento del numero di nodi e di elementi in fondazione. Nel caso non sia disponibile questo tipo di elemento, si può ovviare discretizzando ulteriormente, con l'inserimento di nodi intermedi, gli elementi a contatto con il terreno, e vincolando i nodi con elementi molla (Fig. 9.24).

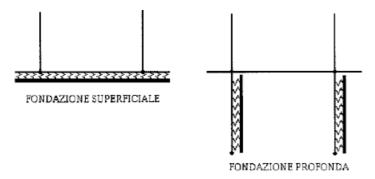


Fig. 9.23 - Modellazione delle fondazioni con elementi trave Winkler

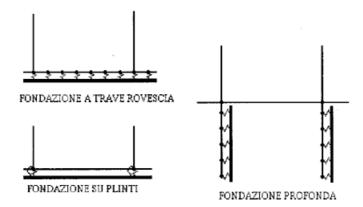


Fig. 9.24 - Modellazione delle fondazioni con elementi trave ed elementi molla

Occorre infine sottolineare un aspetto molto importante di questo tipo di modellazione. Lo spettro definito dalle normative definisce l'azione agente sulla struttura. L'interposizione di elementi deformabili che operano nella direzione del sisma, modificano sostanzialmente l'input sismico sulla struttura, conducendo normalmente a progettazioni in sfavore di sicurezza (per l'aumento della deformabilità e, quindi, del periodo). Per questo motivo, a prescindere da considerazioni riguardanti il ben più complesso comportamento d'insieme terreno-struttura, è necessario mantenere vincoli fissi alla base della struttura nella direzione considerata per l'azione sismica. Ad esempio nel caso più frequente di azione sismica orizzontale, si disporranno solamente vincoli elastici verticali e, eventualmente, rotazionali.

Smorzamento

La valutazione dello smorzamento è necessaria solamente in alcuni casi quando si esegue l'analisi dinamica. La dissipazione di energia nelle strutture in c.a. operanti in campo elastico è legata alla fessurazione e a lievi scorrimenti delle armature nonché agli effetti di interazione con gli elementi non strutturali, fenomeni tutti estremamente complessi e difficilmente modellabili a livello puntuale. Per convenienza di soluzione, la dissipazione di energia viene messa in conto direttamente a livello globale, considerando uno smorzamento viscoso lineare che si traduce in smorzamenti modali dell'ordine del 5% dello smorzamento critico.

Nelle applicazioni in cui si utilizza il metodo dell'analisi modale con spettro di risposta, lo smorzamento modale è direttamente tenuto in conto nello spettro di risposta. Le normative infatti forniscono uno spettro riferito, in maniera più o meno esplicita, ad un rapporto di smorzamento pari al 5%. Qualora si ritenga necessario variare tale valore, si possono adottare le formule che legano le ordinate spettrali allo smorzamento, come ad esempio quella contenuta nell'EC8 (28), per la quale l'ordinata spettrale va moltiplicata per $[0.07 / (0.02 + \xi)]^{0.5}$, essendo ξ lo smorzamento del modo in esame.

Masse

Le masse strutturali devono essere definite solamente nel caso di analisi dinamica. Le masse possono essere rappresentate o come concentrate ai nodi o come ripartite lungo gli elementi. La prima rappresentazione richiede la diretta assegnazione, a ciascun grado di libertà di ciascun nodo, della relativa massa, valutata sulla base di semplici considerazioni geometriche; la seconda è invece effettuata automaticamente dal programma e tiene correttamente conto della distribuzione delle masse all'interno dell'elemento. Sebbene meno accurata, la modellazione a masse concentrate è in genere quella più frequentemente adottata perché semplifica sensibilmente l'analisi senza determinare sostanziali perdite di accuratezza.

Nella modellazione tridimensionale a diaframmi rigidi (Fig. 9.8), particolare attenzione va dedicata alla definizione corretta dei valori delle masse da attribuire ai tre gradi di libertà (traslazioni e rotazione nel piano orizzontale) del nodo *maste*r, il nodo posizionato nel baricentro delle masse, nel quale si concentrano le caratteristiche inerziali del solaio. Ai gradi di libertà traslazionali va attribuita una massa pari alla massa totale del piano, mentre al grado di libertà rotazionale va attribuito il valore del momento d'inerzia polare delle masse del piano. Ovviamente nessuna massa dovrà essere attribuita ai gradi di libertà (g.l. *slave*) degli altri nodi appartenenti al piano.

Nella valutazione delle masse degli edifici occorre tener conto della presenza dei carichi accidentali. Come visto in precedenza, il D.M. consente di considerare solamente un aliquota dei carichi accidentali massimi (C.6.1.1), per tener conto della scarsa probabilità che si verifichino contemporaneamente due eventi rari, quali il terremoto violento ed i massimi valori degli accidentali su tutta la struttura. Ovviamente tali aliquote sono differenziate in relazione alla destinazione d'uso dei singoli ambienti all'interno dell'edificio.

9.2.6. CONTROLLO DI CORRETTEZZA DELL'ANALISI STRUTTURALE

La complessità delle modellazioni tridimensionali degli edifici conduce spesso ad errori, sia di impostazione del modello che di descrizione dello stesso nei termini richiesti dal programma di calcolo. Quest'ultima fase era, per i primi programmi di analisi strutturale privi di qualsiasi capacità grafica e con modalità di input basate su tabelle numeriche in formato fisso, un'operazione estremamente difficoltosa e comunque laboriosa. Oggi la disponibilità di capacità grafiche notevoli, sia del software che dell'hardware, semplifica notevolmente il compito del progettista. Tuttavia il problema rimane cruciale, ed è necessario dedicare la massima attenzione alle fasi di ideazione e "sdifettamento" del modello.

Per la corretta descrizione del modello i programmi di calcolo richiedono dati alfanumerici che vengono interpretati secondo un "linguaggio convenzionale". Sebbene numerosi passi avanti siano stati fatti per semplificare tale linguaggio, così da renderlo sempre più agevole, flessibile e facilmente comprensibile anche all'utente (15,21), arrivando in alcuni casi alla descrizione grafica diretta della geometria della struttura, il rischio di errori di modellazione rimane ancora abbastanza elevato. Risulta pertanto necessario effettuare controlli accurati sia direttamente sul modello, così come viene interpretato dal programma di calcolo, che sui risultati. Un processo di feed-back tra questi due tipi di controlli permette di perfezionare il modello ed ottenere risultati "corretti".

Controllo diretto del modello

I controlli di correttezza del modello traggono notevoli vantaggi dalle capacità grafiche dei moderni programmi di analisi strutturale e dei calcolatori. La visualizzazione della struttura nel suo insieme e nelle sue singole parti (piani, telai, sottoassemblaggi) permette di controllare facilmente la geometria, la numerazione di nodi ed elementi, e, in alcuni casi, le incidenze nodi-elementi. Quest'ultimo controllo richiede la evidenziazione dei nodi e, possibilmente, la separazione tra nodi ed elementi. Non è inconsueto dimenticare di connettere tra loro aste che si intersecano, come nel caso tipico di intersezione tra trave a ginocchio e pilastro (Fig. 9.25).

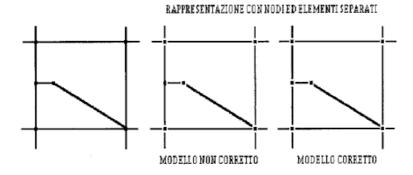


Fig. 9.25 - Individuazione della modellazione corretta mediante rappresentazione con nodi ed elementi separati

Il disegno su carta della struttura, con indicati la numerazione dei nodi e delle aste, rappresenta inoltre un ausilio indispensabile alla utilizzazione dei risultati e alla progettazione delle singole membrature.

Il controllo della geometria non esaurisce il problema della verifica del modello. È infatti richiesto il controllo anche dei vincoli sui nodi, delle caratteristiche meccaniche degli elementi e delle caratteristiche inerziali della struttura.

I vincoli sui nodi devono essere coerenti con i vincoli a terra scelti per la struttura e con i tipi di elementi considerati; si ribadisce in particolare di fare attenzione alla corretta definizione dei gradi di libertà nel caso si utilizzino elementi biella, lastra e piastra. Per quanto riguarda le caratteristiche degli elementi, uno dei controlli fondamentali riguarda il sistema di riferimento locale e la correttezza delle caratteristiche di sezione rispetto all'orientamento di tale sistema. Per quanto riguarda le caratteristiche inerziali della struttura per l'esecuzione di analisi dinamiche, gli errori più frequenti riguardano la coerenza dell'unità di misura adottata per le masse rispetto al sistema di unità di misura adottato per il modello, e la replica di masse fornite secondo diverse

modalità (masse concentrate nel nodo master, masse distribuite negli elementi). Purtroppo per tali controlli generalmente i programmi non forniscono specifici aiuti, talché è necessario riesaminare dettagliatamente il file di input o, meglio, il tabulato generato dal programma con la descrizione alfanumerica della struttura.

Controllo dei risultati

Il controllo dei risultati deve riguardare sia le grandezze globali che quelle locali. Fissando l'attenzione sui risultati delle analisi dinamiche, è opportuno verificare, come quantità globali, l'entità del periodo proprio, dei coefficienti di partecipazione e delle masse efficaci, i tagli e i momenti alla base, le deformate modali.

Il valore del periodo degli edifici varia in un intervallo abbastanza ristretto ed è essenzialmente legato al numero di piani, alle dimensioni in pianta e in elevazione e alla tipologia strutturale. Numerose formule sono state proposte per una valutazione approssimata del periodo di vibrazione degli edifici con ossatura in c.a.. Le più semplici esprimono il periodo come funzione lineare del numero dei piani N_p o come funzione delle dimensioni in pianta B e in elevazione B:

$$T_0 = 0.1 \text{ H } \sqrt{B} \text{ ;} \qquad T_0 = N_p / (10 \div 12) \text{ .}$$

Sarà pertanto opportuno confrontare il valore del periodo proprio ottenuto con l'analisi strutturale con il valore ricavato con queste semplici formule, tenendo conto che la presenza di elementi strutturali molto rigidi (pareti in c.a., maglia dei pilastri molto fitta, tamponature e tramezzi) determina una riduzione del periodo proprio rispetto a tale valore, mentre una maggiore deformabilità (maglia strutturale rada, altezze di piano maggiori dell'usuale, considerazione della deformabilità del terreno) determina un incremento. In genere differenze maggiori del 20-30% rispetto ai valori definiti dalle formule, che non siano giustificati da considerazioni di questo tipo, potrebbero indicare errori locali di modellazione (valutazione errata della rigidezza di uno o più elementi, incidenze nodi-elementi errate, etc.), e dovrebbero essere controllati con una formula più accurata che si ispira al metodo di Rayleigh-Ritz.

Differenze del 300-1000% sul valore del periodo sono spesso imputabili ad errori di coerenza tra le unità di misura di massa e di rigidezza (moduli elastici e caratteristiche di sezione). Infine differenze di più ordini di grandezza sono quasi sempre determinate da labilità della struttura dovute ad errate descrizioni dei vincoli o assegnazioni dei gradi di libertà.

Un altro controllo molto importante e, peraltro, agevole riguarda i coefficienti di partecipazione secondo le tre direzioni principali. Ovviamente i coefficienti di partecipazione dovranno essere nulli nelle direzioni in cui la massa è nulla (ad esempio in direzione verticale quando si opera con diaframmi rigidi e non interessano gli effetti inerziali verticali). Inoltre i coefficienti di partecipazione di modi con autovettori normalizzati (ϕ i^T \underline{M} ϕ i = 1) godono della seguente proprietà:

$$\frac{\sum_{i=1}^{n} \Pi_i^2}{M_{tot}} = 1$$

in cui n è il numero complessivo dei gradi di libertà dinamici. Poiché il numero di modi di vibrare m richiesti al programma è in generale minore di n, dovrà risultare:

$$\frac{\sum_{i=1}^{m} \Pi_i^2}{M_{tot}} = \alpha \le 1$$

Valori di α maggiori di 1 sono generalmente conseguenza di un'errata descrizione delle masse. I valori di α risultano, a parità di numero di modi m, tanto più piccoli quanto più irregolare è la struttura. Con m =10 si

consegue in genere un valore di α maggiore di 0.8. Valori di α considerevolmente inferiori sono spesso conseguenza di errori di definizione delle unità di misura.

Per il controllo delle forme modali, i programmi moderni sono in grado di fornire una rappresentazione grafica assonometrica della struttura deformata. In generale le rappresentazioni più significative sono quelle con punto di vista dall'alto e laterale. È possibile da tali rappresentazioni individuare errori sulla descrizione locale del modello, ed in particolare sull'incidenza aste-nodi, sull'assegnazione delle rigidezze e delle masse. Ad esempio un errore nelle incidenze aste-nodi si manifesta spesso con spostamenti anomali nei modi superiori, dovuti all'insorgenza di modi di vibrazione a carattere locale, inconsistenti con la reale geometria della struttura. Tuttavia qualunque rappresentazione dettagliata della struttura completa non permette un'agevole lettura degli andamenti globali dei modi ed in particolare dei modi superiori. Nel caso di modellazione a diaframmi rigidi, è opportuno ricorrere ad una rappresentazione, purtroppo non fornita dai programmi di calcolo, degli spostamenti dei soli nodi master in direzione X e Y e delle rotazioni Z. Per poter confrontare le rotazioni Z con gli spostamenti, e valutarne così l'importanza reciproca, è opportuno moltiplicare Z per una lunghezza, quale ad esempio il giratore di inerzia delle masse del piano oppure la distanza tra il nodo master ed il nodo più lontano del piano. Si ottengono così tre diagrammi per ciascuna fila di nodi master (Fig. 9.26), che permettono di controllare il regolare andamento dei modi di vibrare, ed individuare quindi eventuali errori di modellazione.

La forma dei modi, almeno per strutture abbastanza regolari, ha andamenti relativamente prevedibili per i primi 6-9 modi.

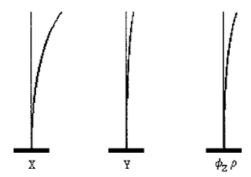


Fig. 9.26 - Rappresentazione dei modi di vibrare mediante gli spostamenti dei nodi master

Considerazioni analoghe sulle deformate prodotte dalle forze orizzontali o anche dai carichi verticali valgono nel caso di analisi statica.

Un altro importante controllo riguarda le sollecitazioni globali, quali il taglio complessivo alla base, forniti da alcuni programmi di calcolo. In particolare, nel caso di analisi dinamica, occorrerà verificare che sia: $S_{tot} = 0.6 \div 0.8 \; K_h \; W$

Valori non contenuti in tale intervallo possono indicare errori di descrizione del modello. Nel caso di analisi statica dovrà essere verificato l'equilibrio alla traslazione dell'edificio, e pertanto la somma dei tagli nei pilastri in direzione parallela all'azione sismica dovrà risultare esattamente: $S_{tot} = K_h \ W \ .$

I diagrammi dei tagli complessivi sulle varie sottostrutture verticali (telai, pareti, nuclei ascensori), del tipo mostrato in Fig. 9.27, forniscono, oltre che indicazioni sulla correttezza del modello, anche utili informazioni sul comportamento globale della struttura e sui correttivi da apportare al progetto strutturale prima di intraprendere la fase di progettazione e verifica delle resistenze. In particolare ci si dovrà attendere una distribuzione fortemente disuniforme quando insieme ai telai a maglia ortogonale sono presenti pareti e/o nuclei ascensore e/o telai con travi a ginocchio. Questi ultimi, per la loro notevole rigidezza, attraggono gran parte delle forze d'inerzia e spesso risultano incapaci di sostenerle.

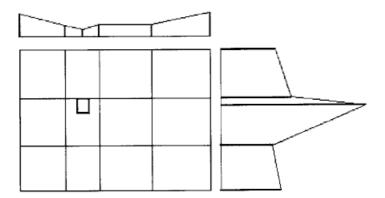


Fig. 9.27 - Diagrammi della distribuzione del taglio tra le sottostrutture verticali

Il controllo delle sollecitazioni locali è in generale raccomandabile allorquando si sospetti la presenza di errori locali di modellazione o di descrizione del modello. Particolarmente significativo è il controllo della distribuzione delle sollecitazioni di taglio tra i vari pilastri alla base dell'edificio. Nel.caso di strutture regolari con pilastri di sezioni uguali e di uguali altezze, in assenza di significativi effetti torsionali, le sollecitazioni di taglio nella direzione del sisma dovrebbero variare poco da un elemento ad un altro. In situazioni più complesse sarà opportuno comunque verificare che a rigidezze maggiori corrispondano valori maggiori del taglio e che, in presenza di effetti torsionali ed a parità di caratteristiche, i pilastri perimetrali siano sollecitati maggiormente.

Molto spesso si commettono errori nella definizione e descrizione dei bracci rigidi. In tali casi sarebbe opportuno verificare l'equilibrio di nodi, di elementi o di porzioni di struttura, facendo riferimento allo schema strutturale così come è stato concepito. Purtroppo la verifica dell'equilibrio non è possibile nel caso di analisi dinamica con lo spettro, in quanto i valori efficaci delle sollecitazioni sono, per definizione, in valore assoluto e comunque non rispettano le condizioni di equilibrio. Nei casi in cui si sospetti la presenza di errori può essere di ausilio l'effettuazione di un'analisi statica, con una condizione di carico particolarmente semplice, che permetta di verificare facilmente gli equilibri locali.

9.2.7. VERIFICHE

Al punto C.6.3 del D.M. vengono fornite le indicazioni e le prescrizioni per l'effettuazione delle verifiche di sicurezza, distinguendo tra verifiche sulle sollecitazioni o tensioni e verifiche sugli spostamenti. Le prime hanno lo scopo di cautelarsi rispetto al collasso della struttura, contando sul soddisfacimento dei requisiti di duttilità conseguibili attraverso il rispetto delle regole fornite in allegato 1 della circolare. Le seconde hanno lo scopo di cautelarsi sia rispetto ai danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per terremoti di medio-bassa intensità, sia rispetto al collasso per terremoti di elevata intensità quando la connessione tra parti strutturali (ad esempio in un appoggio mobile) o il distacco (ad esempio tra due edifici adiacenti) non siano adeguati a sostenere gli spostamenti relativi.

Sia per le verifiche di resistenza che per le verifiche di spostamenti e deformazioni, il punto C.6.3 si rifà sostanzialmente ai punti B.8 e B.9, con alcune particolarizzazioni riguardanti gli spostamenti. In particolare per la verifica dei danni agli elementi non strutturali e agli impianti si fa specifico riferimento allo spostamento tra due piani successivi e si forniscono, in mancanza di specifiche valutazioni, limitazioni differenziate (0.002H o 0.004H, con H altezza di interpiano) a seconda che gli elementi non strutturali siano fragili e/o interferiscano o meno con la struttura.

9.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Nonostante le importanti modifiche apportate nell'ultimo D.M., la normativa italiana risente ancora, almeno per quanto riguarda il punto C.6, di un'impostazione obsoleta, riferita a modelli e strumenti di analisi e verifica oramai superati. Un suo completo adeguamento alle norme europee, ed in particolare all'EC8, appare oramai maturo e improrogabile. I commenti di seguito riportati, tuttavia, prescindono da aspetti di carattere generale e si riferiscono alle singole sezioni, evidenziano difetti e miglioramenti nell'ambito dell'impostazione attuale.

9.3.1. ANALISI STRUTTURALE

Al punto C.6.1.1 nella formula di valutazione delle forze statiche equivalenti, e al punto C.6.2, relativo all'analisi dinamica, compare il coefficiente di fondazione ε, peraltro assente nelle analoghe formule del cap. B. Esso ha lo scopo di modificare in maniera semplice e diretta le ordinate spettrali per tener conto degli effetti di filtrazione degli strati superficiali di terreni soffici alluvionali. In codici sismici più moderni questi effetti vengono messi in conto attraverso una modifica della forma spettrale e non semplicemente attraverso una amplificazione delle ordinate uniforme su tutti i periodi di vibrazione. È infatti noto che lo spettro di risposta di accelerogrammi registrati su terreni soffici ha forme diverse in relazione al periodo predominante di tali strati.

Ad esempio l'EC8 prescrive i tre diversi spettri, denominati A, B, C, per terreni rispettivamente di rigidezza elevata, media, bassa. Confrontando tali spettri con quelli di normativa, si riscontra che lo spettro della normativa italiana coincide per forma con lo spettro relativo al terreno tipo C.

Nella Fig. 9.28 sono riportati i tre spettri di progetto A, B, C dell'EC8 e gli spettri della normativa italiana per ε =1, 1.15, ε =1.30, che dovrebbero presumibilmente corrispondere agli spettri EC8. Gli spettri sono normalizzati in maniera che gli spettri per terreni soffici dell'EC8 e del D.M. coincidano. È evidente come per terreni di rigidezza elevata e media (A e B) gli effetti del sisma risultino sottostimati (del 44% e del 25%) per edifici con periodo basso (minore di 0.4-0.6 sec.). Ovviamente con altra normalizzazione, risulteranno sovrastimate le sollecitazioni negli edifici a periodo elevato su terreni soffici.

Confronto EC8 - norme italiane

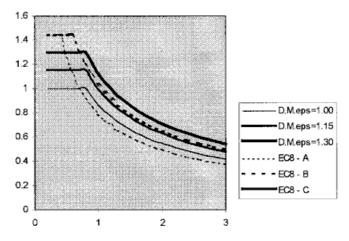


Fig. 9.28 - Confronto spettri di progetto della normativa italiana e dell'EC8

Al di là della correttezza delle valutazioni appare necessario introdurre nella descrizione generale dell'azione sismica il coefficiente di fondazione attualmente previsto solo per gli edifici.

Ancora al punto C.6.1.1, i coefficienti di contemporaneità delle masse relative ai carichi accidentali per la determinazione delle masse strutturali sono valutati in maniera semplice e risultano sensibilmente sovrastimanti rispetto a quelli dell'EC8. Inoltre il coefficiente di distribuzione i è calibrato esclusivamente sul primo modo di vibrare. Uno dei limiti nell'applicazione dell'analisi statica è legata all'influenza del secondo modo di vibrare quando il periodo fondamentale è elevato, ed infatti il D.M. non consente l'analisi statica se $T_0 > 1.4$ sec.. In altre normative il campo di applicazione dell'analisi statica è ampliato attraverso una opportuna scelta del coefficiente di distribuzione in maniera da produrre risultati più simili o comunque cautelativi rispetto a quelli di un'analisi dinamica. Ad esempio lo Uniform Building Code (U.S.A.), negli edifici con periodo superiore a 0.7 sec., alle forze legate ad una distribuzione triangolare dell'accelerazione lungo l'altezza aggiunge una forza concentrata in sommità pari allo 0.07 T_0 della risultante complessiva, dunque crescente al crescere del periodo e dell'importanza dei modi superiori.

Come è chiaramente espresso nel punto C.6.1.1, l'analisi statica è limitata agli edifici "regolari", la definizione delle irregolarità che impediscono l'adozione dell'analisi statica è accennata nello stesso paragrafo e meglio precisata nella circolare, nel par. B.4 relativo ai criteri generali, dove vengono distinte irregolarità in pianta e in elevazione. Tale definizione resta tuttavia qualitativa. Occorre peraltro riconoscere le difficoltà nello stabilire quantitativamente le irregolarità rilevanti ai fini dell'applicabilità dell'analisi statica, specialmente quando irregolarità di diverso tipo in pianta e in elevazione coesistono contemporaneamente. La scelta viene quindi inevitabilmente demandata alla sensibilità del progettista. La segnalazione dell'importanza delle irregolarità, presente sia nel D.M. che nella relativa circolare, deve costituire comunque una raccomandazione ad evitarle, per quanto possibile, sin dalla progettazione architettonica.

Il primo comma del punto C.6.1.2 recita testualmente: "La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidezze". Se interpretato alla lettera tale comma porta a commettere errori grossolani sulla valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali per i due seguenti motivi:

- una ripartizione puramente in funzione delle rigidezze implica l'assenza di qualsiasi effetto torsionale d'insieme, effetto, invece, normalmente presente sia per la usuale non coincidenza tra centro di massa e centro delle forze resistenti dell'edificio, sia per l'eccentricità fittizia del centro di massa, prevista nel comma successivo;
- una ripartizione a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidezze, implica evidentemente la possibilità di definire una rigidezza di piano e, in una interpretazione più ampia delle modalità di ripartizione che tenga in conto anche gli effetti torsionali, un centro di rigidezza di piano. Tutto ciò è possibile solo se si fa riferimento ad un modello interpretativo del comportamento degli edifici oramai completamente superato, quale il modello shear-type, e del tutto inadeguato a cogliere l'effettivo comportamento sismico dell'edificio, specialmente in presenza di strutture piane a deformabilità fortemente differenziata per tipo ed entità (ad esempio telai e pareti controventanti o nuclei ascensore).

Appare dunque evidente la necessità di riformulare il primo comma, per renderlo consono agli strumenti e i modelli di analisi oggi comunemente utilizzati.

Nello stesso punto C.6.1.2, viene prescritto uno spostamento del punto di applicazione della forza. La problematica è già stata esaminata nel par. 9.2.3 di questo testo. In realtà è evidente come la variabilità degli accidentali richiederebbe l'esecuzione di più analisi, siano esse statiche o dinamiche, cambiando la posizione del centro di massa in relazione a tale variabilità. Ad esempio l'EC8 prescrive di assumere il centro di massa spostato di ± 0.05L dalla posizione nominale per.ciascuna delle due direzioni ortogonali dell'azione sismica. Ne scaturisce la necessità di effettuare un gran numero di analisi (4 nel caso dell'EC8), per poi assumere, ai fini della progettazione e delle verifiche di sicurezza, i valori più cautelativi delle sollecitazioni. Ciò comporta, evidentemente, un notevole aggravio della procedura di verifica. In particolare per le analisi dinamiche, la variazione del centro di massa comporta il rifacimento dell'analisi modale, che rappresenta la fase di gran lunga più laboriosa dell'analisi. Inoltre per i modelli tridimensionali in cui le masse vengono distribuite tra i vari elementi, per cui la massa non risulta concentrata nel suo baricentro, l'operazione di spostamento del centro di massa non risulta agevole, dovendosi procedere ad una ridefinizione delle masse distribuite sul solaio.

Sarebbe auspicabile, dunque, trovare una soluzione alternativa che permetta di effettuare le verifiche di sicurezza con una sola analisi strutturale, così come avviene oggi nel caso di analisi dinamica, tenendo però conto di eventuali effetti torsionali aggiuntivi. Ad esempio si potrebbero maggiorare le sollecitazioni di progetto, e dunque le resistenze, degli elementi strutturali (o dei telai piani di cui essi fanno parte) in funzione della loro posizione. In particolare si può pensare di maggiorare la resistenza degli elementi perimetrali. Ciò condurrebbe ad un generale miglioramento del comportamento dell'edificio in campo non lineare, data la maggiore resistenza agli effetti torsionali (24, 25). Un provvedimento di questo tipo è già previsto nell'EC8 quando l'analisi viene svolta su modelli piani, amplificando le sollecitazioni di progetto di un coefficiente variabile linearmente dal centro verso

l'esterno.

Al punto C.6.1.3 vengono indicate le modalità di valutazione degli effetti prodotti dalla componente verticale del sisma e le tipologie strutturali cui tali modalità si applicano. Al di là dei commenti sull'entità degli effetti della componente verticale (rispetto all'EC8 le accelerazioni risultano essere fino a sei-otto volte più elevati), per cui si rimanda al cap. 2, si vuole qui evidenziare l'importanza di tali effetti per gli edifici a struttura sospesa, per le travi portanti pilastri in falso e per le travi in precompresso, le ultime due segnalate anche dall'EC8. Si manifesta, perciò, da un lato la necessità di aggiungere tali tipologie alle tre già previste, dall'altro l'opportunità di ricalibrare l'entità degli effetti. Pur riconoscendo il giusto intento del Normatore nel differenziare i coefficienti maggiorativi dell'azione verticale, sia nell'analisi statica che in quella dinamica, in funzione del comportamento della struttura, occorre segnalare come, proprio in tale ottica, appaia più congruente applicare tale maggiorazione attraverso un diverso coefficiente di struttura.

9.3.2. VERIFICHE DI SICUREZZA

Al punto C.6.3 del D.M. vengono fornite le indicazioni e le prescrizioni per l'effettuazione delle verifiche di sicurezza, distinguendo tra verifiche sulle sollecitazioni o tensioni e verifiche sugli spostamenti. Le prime hanno lo scopo di cautelarsi rispetto al collasso della struttura, contando sul soddisfacimento dei requisiti di duttilità conseguibili attraverso il rispetto delle regole fornite in allegato 1 della circolare. Le seconde hanno lo scopo di cautelarsi sia rispetto ai danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per terremoti di medio-bassa intensità, sia rispetto al collasso per terremoti di elevata intensità quando la connessione tra parti strutturali (ad esempio in un appoggio mobile) o il distacco (ad esempio tra due edifici adiacenti) non siano adeguati a sostenere gli spostamenti relativi.

Sia per le verifiche di resistenza che per le verifiche di spostamenti e deformazioni, il punto C.6.3 si rifà sostanzialmente ai punti B.8 e B.9, con alcune particolarizzazioni riguardanti gli spostamenti. In particolare, per la verifica del danneggiamento agli elementi non strutturali e agli impianti si fa specifico riferimento allo spostamento tra due piani successivi e si forniscono, in mancanza di specifiche valutazioni, limitazioni differenziate (0.002h o 0.004h) a seconda che gli elementi non strutturali siano fragili e/o interferiscano o meno con la struttura.

Esaminando con attenzione il problema delle verifiche degli spostamenti secondo le indicazioni riportate in C.6.3 e secondo quelle riportate nei criteri generali in B.9, ci si può rendere conto che sussistono sostanziali differenze. Come già evidenziato nel precedente paragrafo, infatti, lo spettro di risposta e le corrispondenti forze d'inerzia da assumere nell'analisi degli edifici (punto C.6) risultano amplificati, rispetto a quanto prescritto per una generica struttura (punto B), dai coefficienti di fondazione ϵ e di struttura β . A questo riguardo occorre distinguere i due tipi di verifica. In particolare, se per gli spostamenti sembra corretto considerare il coefficiente di fondazione, perché implica una specifica caratteristica dell'azione, appare invece incongruente considerare il coefficiente di struttura, essendo questo legato alle capacità di dissipazione e duttilità della struttura.

Guardando il comportamento di strutture cui si attribuiscono diversi valori di β , ma progettate con le stesse azioni sismiche, tali strutture soggette ad uno stesso terremoto dovrebbero avere gli stessi spostamenti, ma, a causa delle differenti caratteristiche di duttilità, avere livelli di danneggiamento strutturale diversi.

L'incremento di resistenza ottenuto mediante valori di differenziati ha il solo scopo di omogeneizzare il livello di danneggiamento strutturale a parità di spostamento. Considerare il coefficiente di struttura anche nel calcolo degli spostamenti comporta dunque delle penalizzazioni non giustificate nella verifica delle parti non strutturali.

Per quanto riguarda il coefficiente di protezione sismica I, occorre rilevare come l'importanza della struttura venga presa in considerazione due volte nella verifica agli spostamenti delle parti non strutturali:

- attraverso il coefficiente di protezione sismica I;
- attraverso il coefficiente λ amplificativo degli spostamenti sismici.

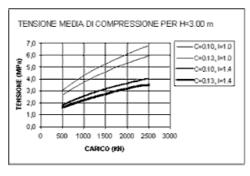
È evidente perciò che la maggiorazione degli spostamenti di verifica, essendo λ pari a 2, 3, 4 per I pari a 1.0, 1.2, 1.4 rispettivamente, risulterà complessivamente pari a I · λ , e dunque pari a:

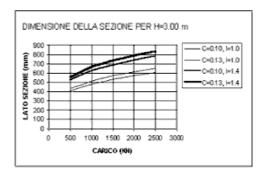
- 2.0 per I=1.0
- 3.6 per I=1.2
- 5.6 per I=1.4

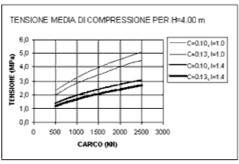
Ciò significa che il "Normatore" ha voluto, giustamente in termini qualitativi, attribuire alla verifica dei danni alle parti non strutturali e agli impianti un ruolo decisivo nella progettazione delle strutture. D'altra parte appare concettualmente corretto che una struttura di particolare importanza ai fini della protezione civile o che presenti particolare rischio per le sue caratteristiche d'uso, debba, oltre che non crollare, anche non subire danni tali da impedirne l'utilizzazione nell'immediato dopo terremoto o produrre vittime a causa dei crolli delle parti non strutturali o danni ad impianti delicati e/o pericolosi. Ne risulterà, ovviamente, che la progettazione di edifici "importanti" sarà fortemente e, spesso, prevalentemente condizionata dai requisiti di rigidezza. Per valutare in quale misura tale condizionamento incide sulla progettazione di una struttura intelaiata in c.a., nei diagrammi di Fig. 9.29 è riportata la dimensione del lato di un pilastro a sezione quadrata e la tensione di lavoro a compressione, nell'ipotesi di carico verticale centrato, che soddisfano le condizioni sullo spostamento interpiano imposte dal D.M., nei casi di edifici correnti (I=1.00) e edifici di particolare importanza strategica (I=1.40) assumendo un coefficiente di fondazione ϵ =1.00 e ϵ =1.30 (C =0.10, C =0.13) e altezze di piano H = 3.00 e 4.00 m. In ascissa è riportato il carico verticale. Tali diagrammi sono ottenuti ipotizzando che lo spostamento interpiano sia pari a:

$$\eta_{\rm d} = \frac{1}{8EJ/H^3}$$

essendo T il taglio di piano pari al coefficiente sismico C per il carico agente, E il modulo elastico pari a 25000 MPa, J il momento di inerzia della sezione quadrata del pilastro. Assumendo che ai fini della resistenza la tensione di lavoro a compressione centrata con cui si progettano i pilastri debba essere dell'ordine di 4 MPa, i diagrammi evidenziano come per H =3.00 m, il limite sulla deformazione condizioni la progettazione soprattutto degli edifici di particolare importanza, e ancor più ai piani alti, mentre per H =4.00, la progettazione sia sempre e fortemente condizionata dai limiti sulle deformazioni.







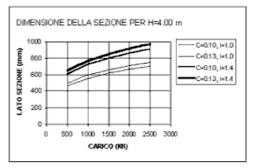


Fig. 9.29 - Dimensione del lato del pilastro a sezione quadrata che soddisfa le condizioni di deformabilità

È interessante anche confrontare i requisiti richiesti nel D.M. con quelli di altri regolamenti in campo internazionale, essendo la materia delicata e controversa (lo stesso limite di rottura dei pannelli è di difficile definizione). Nella Tab. 9.1 vengono confrontati i valori limite dello spostamento interpiano ammesso nelle diverse normative, avendo normalizzato l'azione a quella italiana, per terreni rigidi. Come si vede le prescrizioni della normativa italiana sono in assoluto le più severe.

Per quanto riguarda i pannelli in muratura le uniche indicazioni contenute nel D.M. (al punto C.6.4) riguardano la necessità di adottare provvedimenti di rafforzamento mediante nervature intermedie quando le loro dimensioni siano tali da renderne probabile la caduta per effetto della componente dell'azione sismica ad essi ortogonali. Non è invece chiaro se, come e quando considerarli nel modello ed effettuarne le verifiche di resistenza.

Tab. 9.1 - Sintesi delle prescrizioni di normativa, con riferimento all'azione di progetto delle norme italiane

| | forti interazioni elementi strutturali - | interazioni assenti o elementi non |
|-------------|--|------------------------------------|
| | non strutturali | strutturali speciali |
| D.M 1996 | 0.0010 h - 0.0005 h | 0.0020 h - 0.0010 h |
| EC8 | 0.0010 h | 0.0030 h |
| GNDT | 0.0015÷0.0020 h | 0.0030÷0.0040 h |
| NEW ZEALAND | 0.0025÷0.0033 h | |
| JAPAN | 0.0033 h | 0.0055 h |
| U.S.A. | 0.0027÷0.0033 h | limiti più ampi non specificati |
| INDIA | 0.0027 h | |

Infatti il D.M. non prevede per gli edifici nuovi la necessità o la opportunità di prendere in conto nel calcolo i pannelli in muratura. Nella circolare (commento al punto par. B.1), invece, si evidenzia la necessità di considerare nel modello anche quegli elementi non strutturali in grado di collaborare con la struttura o di indurre comportamenti indesiderati, rinviando al progettista la decisione sull'opportunità di considerare due diversi modelli strutturali, con e senza pannelli, e dimensionando gli elementi strutturali per la più severa delle due condizioni. Infine l'allegato 2 della circolare fornisce tutte le indicazioni necessarie per la modellazione e la

verifica di resistenza dei pannelli di tamponatura inseriti nelle maglie strutturali. Peraltro va evidenziato come l'allegato della circolare sia concepito soprattutto nel senso di includere gli effetti favorevoli dei pannelli piuttosto che di valutarne gli effetti negativi. Vengono, infatti, poste notevoli restrizioni alla possibilità di assumere come efficaci i pannelli, piuttosto che fornire indicazioni sulla necessità di considerarli interagenti anche quando tale interazione sia dubbia o non del tutto efficace. L'allegato 2 è, peraltro, concepito principalmente a supporto del punto C.9.6.1 del D.M., relativo allo schema strutturale da assumere nei casi di "interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato", oggetto di un successivo capitolo di questo testo.

Tuttavia l'assenza di specifiche indicazioni nel D.M. per ciò che riguarda le nuove costruzioni non esime il progettista dal porsi le seguenti domande:

- Il modello strutturale deve includere i pannelli murari? Sempre? Mai?
- La verifica di resistenza effettuata con le modalità dell'allegato 2 può ritenersi sostitutiva del controllo degli spostamenti? O comunque il controllo degli spostamenti va effettuato ai fini della sicurezza degli impianti? E in ogni caso gli spostamenti vanno valutati sul modello con o senza pannelli?

La risposta a tali domande può essere decisiva ai fini delle verifiche di sicurezza. È noto infatti come la presenza dei pannelli, a condizione che la loro messa in opera rispetti le prescrizioni dell'allegato 2, irrigidisca sensibilmente le strutture intelaiate, al punto da ridurre notevolmente l'entità degli spostamenti anche in strutture molto deformabili che supererebbero ampiamente i limiti di normativa sugli spostamenti. Rifacendosi anche al contenuto di altre normative ed in particolare dell'EC8, oltre che al punto par. B.1 della circolare, una risposta cautelativa ai quesiti posti, almeno per le strutture nuove e quando i pannelli possano interferire con la struttura, potrebbe essere la seguente:

• La struttura va di regola calcolata e verificata sia priva che completa dei pannelli in muratura, verificando che in entrambi i casi siano soddisfatte le verifiche di sicurezza sulle sollecitazioni e sugli spostamenti prescritti nel D.M.

È evidente il sensibile aggravio delle procedure di progettazione. D'altra parte l'assenza di controlli di qualità sui materiali (almeno sul legante) e sull'esecuzione (specialmente riguardo al collegamento con la struttura) impedisce la messa in conto degli effetti favorevoli della presenza dei pannelli, rendendo tuttavia necessaria la messa in conto degli effetti sfavorevoli. Questi ultimi possono essere sia di tipo globale (aumento dell'azione per diminuzione del periodo, torsione d'insieme, piano soffice, etc.) sia di tipo locale (tagli all'estremità dei pilastri, momenti parassiti, etc.).

Un'altra risposta razionale ai quesiti posti potrebbe essere la seguente:

- La struttura va rimodellata e ricalcolata includendo anche i pannelli in grado di interagire solo nei casi in cui l'interazione struttura-pannelli comporti effetti sfavorevoli d'insieme.
- Ai fini degli effetti sfavorevoli locali si adotteranno sempre nei pilastri delle maglie strutturali con pannelli in grado di interagire dettagli e modalità costruttive (infittimento di staffe, inserimento di chiavi a taglio tra trave e pilastro, getto contemporaneo di pilastri e travi) atti a contrastare efficacemente tali effetti.

Operando in questo modo si otterrebbe una sensibile riduzione degli oneri di calcolo ed una efficace protezione contro gli effetti indesiderati.

Riguardo, infine, alla verifica degli spostamenti, ci si domanda perché assumere un limite di 0.002h nel momento in cui l'analisi viene effettuata sulla struttura priva di pannelli murari, che sono dunque supposti non interagenti con la struttura. Sarebbe certamente più razionale, nel caso si eseguano le analisi sui due modelli assumere che gli spostamenti interpiano vadano confrontati con 0.002h sul modello completo di pannelli e con 0.004h sul modello privo di pannelli.

9.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Si illustra un'applicazione relativa ad una struttura a telaio di un edificio in c.a. per civile abitazione, in 2^a categoria sismica, irregolare in pianta (forma a "L"), avente sei piani e corpo scala con travi a ginocchio.

Tale illustrazione non può e non vuole esaurire le numerose problematiche esposte nei capitoli precedenti, ma, piuttosto, esporre in termini concreti le metodologie di preparazione del modello e di analisi dei risultati, ai fini sia del controllo della correttezza del modello e dell'analisi, sia di una rapida verifica del corretto dimensionamento degli elementi strutturali, ed in particolare dei pilastri. L'attenzione verrà perciò concentrata sulle scelte di modellazione, sulla rappresentazione grafica dei risultati e sul loro esame per una verifica di validità. In particolare verranno considerati i periodi, le masse eccitate e le forme modali, i tagli nei pilastri e nei telai, le tensioni tangenziali nei pilastri.

Le principali caratteristiche geometriche della struttura sono elencate di seguito:

- Lati esterni della "L": 20x16 m
- lati interni della "L": 10x8 m
- Maglia strutturale in pianta 5x4 m
- Travi perimetrali emergenti: 0,300,50 m
- Travi interne a spessore di solaio: 0,700,25 m
- Corpo scala con travi a ginocchio: 0,400,50 m
- Dimensione minima dei pilastri: 0,40 m
- Pilastri di uguale dimensione per tutta l'altezza
- Altezza di interpiano: 3,00 m
- Numero di piani: 6

Tab.9.2 - Dimensione dei pilastri.

| N.pilastro | dim.X(m) | dim . Y (m) |
|------------|----------|-------------|
| 1 | 0,40 | 0,40 |
| 2 | 0,50 | 0,40 |
| 3 | 0,40 | 0,40 |
| 4 | 0,40 | 0,50 |
| 5 | 1,00 | 0,40 |
| 6 | 0,40 | 0,50 |
| 7 | 0,50 | 0,40 |
| 8 | 1,00 | 0,40 |
| 9 | 0,75 | 0,40 |
| 10 | 0,50 | 0,40 |
| 11 | 0,40 | 0,40 |
| 12 | 0,40 | 0,50 |
| 13 | 0,40 | 1,00 |
| 14 | 0,40 | 1,00 |
| 15 | 0,40 | 1,00 |
| 16 | 0,40 | 0,50 |
| 17 | 0,40 | 0,40 |
| 18 | 0,40 | 0,50 |
| 19 | 0,40 | 0,50 |
| 20 | 0,40 | 0,50 |
| 21 | 0,40 | 0,40 |

Per i carichi si è svolta un'analisi semplificata che ha condotto ad assumere un carico verticale uniformemente distribuito comprensivo di permanenti ed accidentali ridotti per la valutazione delle masse strutturali pari a 11 kN/m^2 per gli impalcati da 1 a 5, e 9 kN/m^2 per l'impalcato 6.

I pilastri sono stati dimensionati, con riferimento alle loro aree di influenza, nell'ipotesi che il calcestruzzo lavori ad una tensione di compressione media non superiore a 3 *MP*a, disponendo la sezione in modo da ridurre gli effetti torsionali e bilanciare le rigidezze nelle due direzioni. Le dimensioni dei pilastri sono riportati in tab. 2, la loro disposizione in pianta è mostrata in Fig. 9.30.

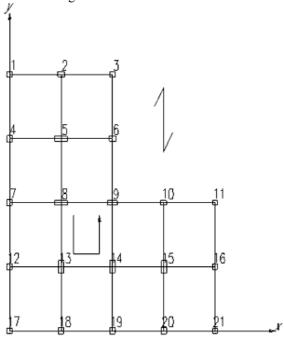


Fig. 9.30 - Disposizione pilastri piano terra

AI fini della valutazione del modulo elastico si è assunto per il calcestruzzo una resistenza caratteristica $R_{ck} = 25$ MPa.

Nell'analisi dinamica sono stati ricavati i primi 9 modi di vibrare. Per l'azione sismica si è assunto lo spettro in termini di accelerazione riportato in C.6.2 del D.M.:

$$a/g = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I$$
,

che nel caso particolare (C =0.07, ϵ =1, β =1, I=1) assume la forma di Fig. 9.31. Gli effetti riferiti a tale spettro sono stati combinati mediante la regola CQC (Combinazione Quadratica Completa).

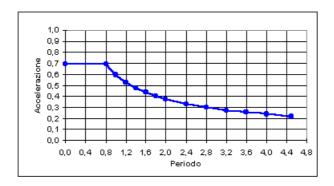


Fig. 9.31 - Spettro di progetto adottato nell'analisi

Il calcolo delle masse traslazionali e rotazionali posizionate nel baricentro di ciascun piano, nell'ipotesi semplificativa di distribuzione uniforme del carico su tutto il piano, porge:

impalcati 1-5: $M = 266 t_{massa}$ $M_Z = 13340 t_{massa} m^2$ $M = 220 t_{massa}$ impalcato 6: $M_Z = 11030 t_{massa} m^2$

In Fig. 9.32 sono riportate le forze di piano valutate secondo quanto prescritto dal D.M. per l'analisi.statica (v. par. 9.2.3 e D.M. C.6.1), utilizzate successivamente per verificare i risultati dell'analisi dinamica.

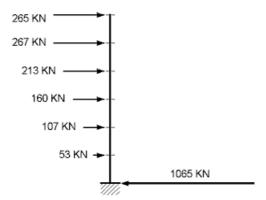


Fig. 9.32 - Forze statiche di piano

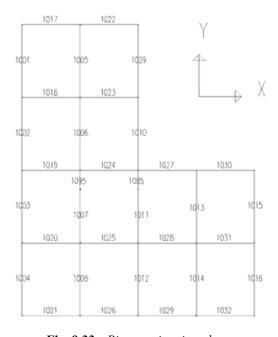


Fig. 9.33 - Pianta primo impalcato

I valori dei tagli ai vari piani risultano pari a:

 $T_1 = 1065 \text{ KN}$ $T_2 = 1011 \text{ KN}$ $T_4 = 744 \text{ KN}$

 $T_5 = 531 \text{ KN}$ $T_3 = 905 \text{ KN}$ $T_6 = 265 \text{ KN}$

Da confrontare con i tagli dinamici T_{xxdin} e T_{vvdin} .

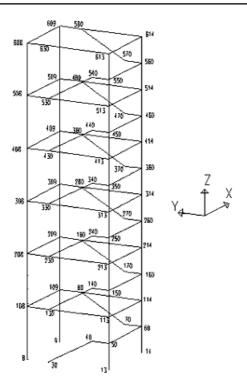


Fig. 9.34 - Modellazione vano scala

Nelle Figg. 9.33 e 9.34 sono riportate alcune rappresentazioni grafiche del modello strutturale adottato. In particolare in Fig. 9.33 è riportata la pianta del 1° impalcato, con evidenziate le travi e la relativa numerazione. Si noti come, per comodità di controllo e manipolazione dei risultati, le travi del 1° impalcato siano numerate a partire dal numero 1001. Le travi degli impalcati successivi sono numerate a partire dal 2001, per il 2° impalcato, 3001, per il 3° impalcato, etc.. Analoga numerazione viene adottata per i pilastri e per i nodi, a partire da 1 per il piano terra, da 101 per il 1° piano, da 201 per il 2° piano, etc.. Nella Fig. 9.34 è riportato il particolare del modello relativo al corpo scala, che evidenzia la presenza delle travi a ginocchio, con la numerazione dei nodi. In Fig. 9.35 (a, b) sono dati forme, periodi e masse eccitate dei primi 9 modi. Le forme modali sono rappresentate con gli spostamenti in X e Y (U e V) e la rotazione (Θ) del centro di massa di piano. La rotazione è moltiplicata per il giratore di inerzia dell'impalcato (r), per renderla confrontabile con gli spostamenti. Gli spostamenti, espressi in mm, sono puramente indicativi essendo legati al tipo di normalizzazione.

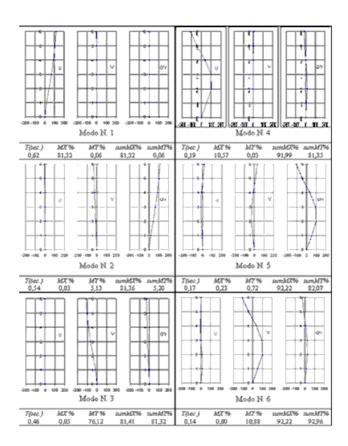


Fig. 9.35a - Forme, periodi e masse eccitate dei primi 6 modi

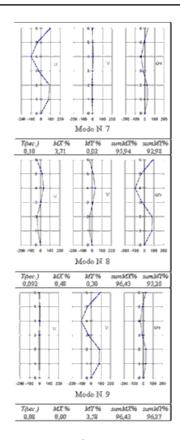


Fig. 9.35b - Forme, periodi e masse eccitate dei modi 7-9

Le forme modali evidenziano come il primo modo di vibrare sia puramente traslazionale in X, che è la direzione più debole, essendo le travi a ginocchio disposte in direzione Y. Il periodo del primo modo è T=0,62s e risulta in ottimo accordo con quello ricavato dalla formula approssimata:

T=N/10=6/10=0,6 sec. (N=numero dei piani)

La massa eccitata dal primo modo è superiore all'80% della massa totale, risultando praticamente nulla quella in direzione Y.

Il secondo modo è prevalentemente rotazionale con una lieve componente traslazionale in Y, che eccita circa il 5% della massa totale in tale direzione.

Il terzo modo è prevalentemente traslazionale in Y, con massa eccitata di circa il 76%, con una lieve componente rotazionale. Il periodo risulta pari a 0,46 sec., inferiore a quello relativo alla direzione Y, a causa dell'irrigidimento prodotto dalle travi a ginocchio. Esso risulta comunque in buon accordo con la formula approssimata fornita dalla normativa italiana:

 $T = 0.1H / \sqrt{B} = 0.1 \cdot 18 / \sqrt{20} = 0.40 \text{ sec.}$

I primi tre modi eccitano complessivamente la stessa massa nelle due direzioni principali, per circa l'81% della massa totale.

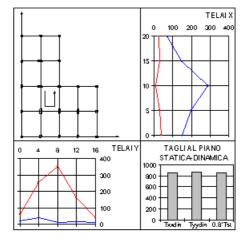
Le due terne di modi successivi, fino al nono, si presentano nella stessa sequenza, ossia prima il modo traslazionale in X, poi il modo rotazionale e infine il modo traslazionale in Y. L'incremento di massa eccitata è di circa l'11 % fino al sesto modo e di un ulteriore 4% fino al nono modo. Le masse eccitate complessivamente dai nove modi arrivano quasi al 97% in entrambe le direzioni, soddisfacendo pienamente il criterio di adeguatezza

del numero di modi considerati. I periodi propri sono in rapporto di circa 3 tra i primi e i secondi tre modi corrispondenti e di circa 2 tra i secondi e i terzi tre modi.

Le forme modali sono quelle tipiche delle strutture a mensola, quali gli edifici, con spostamenti equiversi nei primi tre modi, spostamenti dei secondi tre modi contrapposti nel quarto superiore e nei tre quarti inferiori, e spostamenti dei terzi tre modi contrapposti all'ultimo piano, nei piani 3, 4, 5 e nei primi due piani. Nonostante le evidenti caratteristiche di irregolarità geometrica, dunque, le proprietà modali sono quelle di un edificio regolare, con buona separazione delle componenti traslazionali e rotazionale nelle terne di modi. La regolarità di comportamento è stata ottenuta grazie ad una attenta disposizione dei pilastri rettangolari e ad opportune correzioni delle dimensioni dei pilastri rispetto a quello ottenute con il criterio adottato inizialmente.

L'unica particolarità è l'inversione d'ordine tra il modo rotazionale e il modo traslazionale in Y. Tale inversione è attribuibile sia alla disposizione centrale del corpo scala, sia al criterio di dimensionamento dei pilastri basato sul peso sostenuto, che complessivamente rendono la rigidezza traslazionale in Y superiore alla rigidezza rotazionale, in rapporto alla massa traslazionale e alla massa rotazionale.

Dalla osservazione dei diagrammi dei tagli di piano sui vari telai, riportati in Fig. 9.36 (a, b, c, d, e, f), possono trarsi indicazioni, oltre che sulla correttezza del modello, anche sul comportamento globale della struttura. Per ogni piano sono riportati tre diagrammi, oltre che la pianta della struttura. Nei diagrammi in alto a sinistra e in basso a destra sono riportati i valori dei tagli nei telai paralleli rispettivamente a X e a Y. Con tratto più spesso sono indicati i valori relativi alla direzione dell'azione parallela alla direzione dei telai. Nel terzo diagramma, in basso a destra, vengono confrontati i tagli globali secondo le due direzioni con il taglio ottenuto con l'analisi statica equivalente moltiplicato per un coefficiente riduttivo pari all'incirca alla massa eccitata dai primi tre modi di vibrare nelle due direzioni, ossia pari a 0,8. È opportuno evidenziare che sia i tagli sui singoli telai piani, sia il taglio globale, sono ottenuti come somma dei valori efficaci (ossia dei valori derivanti dalla combinazione CQC dei valori modali). Questa procedura risulta dunque non rigorosa e può comportare alcune anomalie su cui è necessario porre attenzione, particolarmente quando gli effetti torsionali di insieme non sono trascurabili.



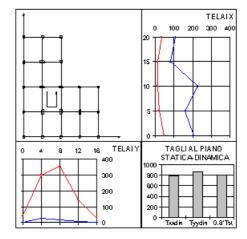


Fig. 9.36a - Distribuzione del taglio (KN) 1° imp

Fig. 9.36b - Distribuzione del taglio (KN) 2° imp

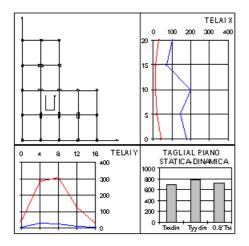


Fig. 9.36c - *Distribuzione del taglio (KN) 3° imp*

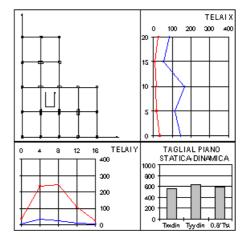
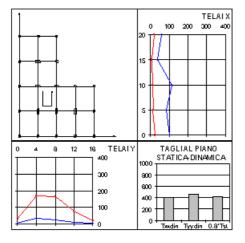


Fig. 9.36d - Distribuzione del taglio (KN) 4° imp



0 100 200 300 400
0 100 200 300 400
15 TELAIX
0 100 200 300 400
100 STATICA DINAMICA
100 200 400
100 200 400
100 200 400
100 5TATICA DINAMICA
100 200 400
100 200 400
100 200 400
100 200 400
100 200 300 400

Fig. 9.36e - Distribuzione del taglio (KN) 5° imp

Fig. 9.36f - Distribuzione del taglio (KN) 6° imp

L'interpretazione dei diagrammi del taglio deve tener conto dei diversi aspetti che determinano la rigidezza dei singoli telai e la distribuzione delle forze tra di loro. In particolare:

- le dimensioni dei pilastri ed il loro orientamento;
- le dimensioni delle travi (le travi interne sono a spessore, quelle esterne sono emergenti nel caso in esame);
- la presenza di travi a ginocchio e/o di travi intermedie;
- eventuali effetti torsionali.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione X per azione nella stessa direzione, si nota al piano terra una netta prevalenza del telaio centrale, giustificata dalla dimensione e orientamento dei pilastri, nonché dalla presenza di travi emergenti su metà telaio. Il taglio va riducendosi andando dal centro verso la periferia. Nei piani superiori questa tendenza non risulta rispettata. Infatti il taglio del primo telaio risulta molto vicino al taglio del telaio centrale, mentre anche il taglio dell'ultimo telaio risulta superiore a quello del penultimo telaio.

Questa diversa tendenza è senz'altro attribuibile alla presenza di travi emergenti nei telai periferici, presenza meno sentita al piano terra dove la condizione di incastro alla base dei pilastri riduce la differenza di rigidezza tra telai con travi a spessori e telai con travi emergenti.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione X per azione nella direzione ortogonale, si evidenziano gli effetti torsionali derivanti dall'accoppiamento tra i cinematismi traslazionale in Y e rotazionale dei secondi e terzi modi di ciascuna terna. Si nota infatti, a tutti i piani, un valore del taglio superiore nei telai estremi. La torsione d'insieme, infatti, implica, in presenza di uguali rigidezze di telaio, un taglio linearmente variabile, con valori negativi e positivi rispettivamente nei telai periferici. Il calcolo dinamico con spettro di risposta permette di ottenere solamente i valori assoluti, da cui il tipico andamento crescente dal centro verso le estremità.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione Y per azione nella stessa direzione, si nota al piano terra una netta prevalenza del telaio centrale, giustificata dalla presenza della trave a ginocchio, che divide uno dei pilastri in due parti uguali e crea una maglia quasi triangolare nella parte superiore (Fig. 9.34), nonché dalla presenza di travi emergenti su metà telaio. Nella valutazione dei tagli è ovviamente compresa anche la componente orizzontale dello sforzo normale e tagliante nella trave a ginocchio che arriva a terra. Il taglio va riducendosi andando dal centro verso la periferia. Nei piani superiori il taglio nel secondo telaio si avvicina e supera, all'ultimo piano, il taglio nel telaio centrale. Questa tendenza è attribuibile alla condizione di incastro al piano terra del pilastro esaminato in precedenza, condizione che non sussiste ai piani superiori, dove lo stesso pilastro si interseca con travi a spessore. I telai periferici risultano in questo caso poco sollecitati, tenuto anche conto degli effetti torsionali già evidenziati, sia per le ridotte dimensioni dei pilastri, sia per la netta prevalenza dei telai con travi a ginocchio.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione Y per azione nella direzione ortogonale, non si riscontrano effetti torsionali prodotti dall'azione secondo X, così come l'esame delle forme modali aveva già evidenziato.

Il confronto dei tagli dinamici e con un'aliquota dell'80% del taglio statico, evidenzia un buon accordo.

Tuttavia il taglio dinamico in direzione Y risulta quasi sempre maggiore, di circa il 10%, nonostante il primo modo in Y (terzo modo in assoluto) ecciti solo il 76% della massa complessiva. Questo risultato è da attribuirsi all'accoppiamento modale tra torsione e traslazione in Y che, sebbene piccolo, non è trascurabile. Esso produce un incremento o un decremento del taglio nei telai periferici. L'analisi effettuata e la maniera approssimata di valutazione del taglio globale, non distinguendo il segno degli effetti dovuti alla torsione, determina una sovrastima del taglio globale, sovrastima che risulta, in generale, tanto maggiore quanto più è grande l'accoppiamento modale tra cinematismi traslazionali e rotazionali.

Le considerazioni sin qui svolte nei riguardi delle caratteristiche modali e della distribuzione delle sollecitazioni confermano la sostanziale correttezza dei risultati, sia in termini qualitativi, sequenza dei modi, forme modali e distribuzione dei tagli in accordo con quanto prevedibile, sia in termini quantitativi, per la conformità dei periodi, delle masse eccitate, dei tagli globali ai valori approssimati valutati mediante semplici formule.

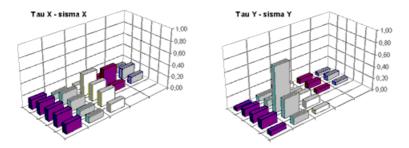


Fig. 9.37a - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 1° impalcato

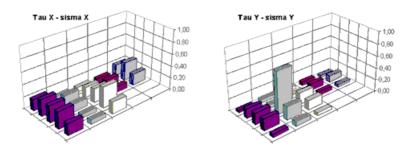


Fig. 9.37b- Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 2° impalcato

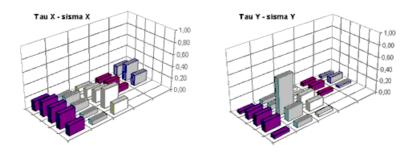


Fig. 9.37c - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 3° impalcato

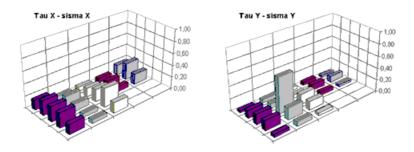


Fig. 9.37d - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 4° impalcato

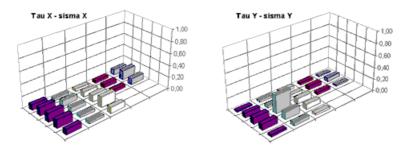


Fig. 9.37e - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 5° impalcato

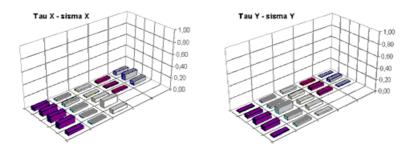


Fig. 9.37f - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 6° impalcato

In Fig. 9.37 (a, b, c, d, e, f) sono riportati i diagrammi delle tensioni tangenziali medie nelle singole sezioni dei pilastri ai vari piani. Questi diagrammi sono molto utili per verificare la correttezza del dimensionamento adottato per i pilastri ed il buon comportamento della struttura, oltre a essere d'ausilio per il controllo dei risultati.

Per sisma in direzione X gli andamenti sono abbastanza regolari, con valori massimi di tensione inferiore a 4 Kg/cm². I valori massimi si riscontrano al piano terra nei pilastri più grandi con la dimensione maggiore parallela all'azione (pilastri 5, 8, 9), mentre nei piani superiori i valori massimi si riscontrano nei pilastri perimetrali, ossia quelli che portano le travi emergenti.

Per sisma in direzione Y, invece, si nota una chiara anomalia a tutti i piani nel pilastro 14, ossia nel pilastro su cui converge a metà altezza una trave a ginocchio, con una tensione tangenziale al piano terra di circa 7,5 Kg/cm², rispetto a valori massimi di 2-3 Kg/cm² negli altri pilastri. Questo risultato evidenzia chiaramente la pericolosità delle travi a ginocchio, in relazione non solo ad effetti globali indesiderati (la loro posizione eccentrica in pianta può comportare notevoli effetti torsionali d'insieme), ma anche all'innesco di rotture fragili per taglio.

9.5. CONCLUSIONI

Sebbene il punto C.6 della normativa trascuri gli aspetti della modellazione strutturale, il presente capitolo ha principalmente trattato tali aspetti, in relazione all'uso oramai consueto del calcolatore e dei programmi di analisi strutturale nella progettazione, con l'obiettivo principale di evidenziare come le scelte di modellazione, apparentemente scontate a causa degli eccessivi automatismi dei più recenti strumenti di calcolo, presentano un ventaglio ampio e articolato e possono risultare cruciali ai fini di una corretta progettazione. Particolare attenzione è stata posta nell'evidenziare altresì la necessità di un controllo scrupoloso del modello e dei risultati, attraverso l'uso degli strumenti di rappresentazione grafica che i moderni programmi mettono a disposizione del progettista e l'esame delle principali caratteristiche modali, nel caso di analisi dinamica, e delle sollecitazioni locali e globali. I principali aspetti concettuali sono stati esemplificati attraverso un'applicazione ad un piccolo edificio in c.a. di sei piani, che non ha, ovviamente, la pretesa di esaurire la ben più ampia casistica di approcci e di problematiche trattati in linea teorica nei paragrafi precedenti. Tale applicazione, ancorché semplificata ai fini di una trattazione agile e compatibile con le dimensioni del testo, ha consentito di esaminare in concreto la metodologia di analisi più adatta agli edifici in zona sismica, basata sul modello pseudotridimensionale e sull'analisi dinamica modale con spettro di risposta, nonché le modalità di controllo dei relativi risultati.

Lo stesso punto C.6 del D.M. tratta delle verifiche di sicurezza rimandando essenzialmente alle prescrizioni generali riportate nei punti B.8 e B.9. L'introduzione del metodo degli stati limite e, dunque, l'evidenziazione di aspetti della verifica di sicurezza non solo legati al collasso strutturale per terremoti di elevata intensità, ma anche al mantenimento della funzionalità dell'opera per terremoti di minore intensità, costituisce la principale novità del nuovo D.M.. Nella presente trattazione particolare attenzione è stata rivolta alle verifiche di danneggiamento agli elementi non strutturali (tamponature e tramezzature), del tutto assenti nelle precedenti normative. Tali

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

verifiche possono, nei termini attuali, condizionare fortemente il dimensionamento ed il progetto della struttura, fino a rendere proibitiva in certe situazioni l'adozione di alcune tipologie strutturali, in particolare di quelle in acciaio.

Un commento finale di carattere generale sul punto C.6 riguarda l'impostazione oramai obsoleta e carente delle problematiche di modellazione, analisi e verifica, tuttora implicitamente riferita a modelli e strumenti superati.

Un completo adeguamento all'Eurocodice 8, appare oramai maturo e improrogabile, in particolare per ciò che concerne la definizione e la modellazione dell'azione. Rispetto alle scelte di modellazione della struttura e ai controlli sulla qualità dei risultati dell'analisi svolta mediante calcolatore, invece, lo stesso EC8, appare alquanto generico. In tal senso è necessario un arricchimento delle regole e di prescrizioni contenute nell'EC8 e di raccomandazioni più dettagliate nella circolare ministeriale che accompagna il DM.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano A. Crocetto, G. Rosa, R. Salice, studenti del corso di Costruzioni in Zona Sismica nell'a.a. 1995-'96, che hanno svolto nell'ambito delle esercitazioni del corso le applicazioni mostrate in questo capitolo, nonché l'ing. A. Masi, che ha fornito loro assistenza nello svolgimento del progetto

9.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) J.M. Biggs, "Introduction to Structural Dynamics", McGraw-Hill, New York, 1964.
- (2) D. Michael, "The Effect of Local Wall Deformation on the Elastic Interaction of Cross Wall Coupled by Beams", Tall Building Symposium, 1967.
- (3) J.S. Przemieniecki, "Theory of Matrix Structural Analysis", McGraw-Hill, New York, 1968.
- (4) O.C. Zienkiewitz, "The Finite Element Method in Engineering Science", McGraw-Hill, New York, 1971.
- (5) E.L. Wilson, H.H. Dovey, "Three Dimensional Analysis of Building Systems", Earthquale Engineering Research Center, Report EERC 72-8, University of California, Berkeley, 1972.
- (6) R.W. Clough, J. Penzien, "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York, 1975.
- (7) E.L. Wilson, J.P. Hollings, H.H. Dovey, "Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)", Earthquale Engineering Research Center, Report EERC 75-13, University of California, Berkeley, 1975.
- (8) R. Park, T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", J. Wiley and Sons, 1975.
- (9) C.A. Brebbia, J.J. Connor, "Fondamenti del metodo degli elementi finiti", Clup, Milano, 1978.
- (10) F. Braga, M. Dolce, "Analysis of Laterally Loaded Shear Walls with Openings: Comparison of Different Methods and a New Proposal", Archiwum Inzinierii Ladowej, Tom XXV Z.4/1979, Varsavia.
- (11) E.L. Wilson, A.D. Kiuregian, E.P. Bayo, "A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.9, 1981.
- (12) G. Toniolo, P.G. Malerba, "Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale", Masson Italia, Milano 1981.
- (13) J.K. Bathe, "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice Hall, 1982.
- (14) R.R. Craig "Structural Dynamics", J. Wiley and Sons, 1983.
- (15) "SAP80 Un programma di analisi strutturale mediante elementi finiti su Personal/Micro Computer", Studio Struttura, SAP Users' Group Italia, 1983.
- (16) M. Paz, "Structural Dynamics", Van Nostrand Reinhold, New York, 1985.
- (17) C.N.R.- G.N.D.T., "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica", Ingegneria Sismica (allegato) n.1,
- (18) "SUPERSAP Reference Manual", Algor Interactive Systems, Pittsburgh, 1985.
- (19) M. Dolce, A. Simonini, "The Influence of Structural Regularity on the Seismic Behavior of Buildings", Atti della 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbona, 1986.
- (20) M. Dolce, "La progettazione antisismica degli edifici", L'Industria delle Costruzioni, Roma, 1988. (21) E.L. Wilson, A. Habibullah, "SAP90 User's Manual", Computers and Structures Inc., Berkeley, California,
- (22) M. Dolce, "Nonlinear Response of Buildings vs. Vertical Regularity Requirements of Seismic Codes: a Parametric Study", Atti della 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, 1988.
- (23) International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code, Chapter 23, part III -Earthquake Design", Whittier (CA), 1991.
- (24) M. Dolce, D. Ludovici, "Torsional Effects in Buildings under Strong Earthquakes", European Earthquake Engineering, N. 1.92, Milano, 1992.
- (25) M. De Stefano, G. Faella, R. Ramasco, "Inelastic Response and Design Criteria of Plan-Wise Asymmetric Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, 245-259, 1993.
- (26) M. Dolce, G. Lorusso, A. Masi, "Seismic Response of Building Structures with Flexible Inelastic Diaphragm", International Journal The Structural Design of Tall Buildings, Vol.3, 1994.
- (27) D. Liberatore, M. Iorani, "Modellazione dei nuclei ascensore nell'analisi sismica degli edifici", L'Industria Italiana del Cemento, Roma, 1994.
- (28) CEN, "Eurocode 8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV 1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (Maggio 1994); ENV 1998-1-2 General Rules for Buildings (Maggio 1994); ENV 1998-1-3 Specific Rules for Various Materials and Elelements (Novembre 1994)", Stampato a cura del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Roma, 1995.
- (29) Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 16.1.1996 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche", Supplemento alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 29, 5.1.1996, Roma, 1996.
- (30) I.A.E.E., "Earthquake Resistant Regulations a World List 1996", Tokyo, 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 10 - EDIFICI CON STRUTTURE A PANNELLI PORTANTI (par. C.7)

(Edmondo Vitiello)

SOMMARIO

- 10.1. Generalità 10.3
- 10.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma, commenti e miglioramenti possibili 10.5
 - 10.2.1. Costruzioni prefabbricate 10.12
 - 10.2.2. Edifici a setti gettati in opera 10.21
- 10.3. Bibliografia 10.30

(Nota del traduttore informatico.

In una prima stesura, i paragrafi erano numerati diversamente, secondo il seguente indice:

- 10.1. Generalità e ambito di applicazione
- 10.2. Prescrizione delle norme sismiche
 - 10.2.1. Idoneità. Punto C.7.0
 - 10.2.2. Insieme scatolare Punto C.7.1
 - 10.2.3. Azioni orizzontali. Punto C.7.2
 - 10.2.4. Azioni verticali e combinazioni di carico
- 10.3. Norme per le costruzioni prefabbricate: disposizioni interessanti per le zone sismiche
 - 10.3.1. Concezione d'insieme
- 10.3.2. Armature minime dei solai
 - 10.3.3. Armature minime dei pannelli
 - 10.3.4. Armature di continuità verticali
 - 10.3.5. Eccentricità di verifica
 - 10.3.6. Snellezza dei pannelli
 - 10.3.7. Verifiche a compressione dei pannelli
- 10.3.8. Verifica all'integrità dei pannelli
- 10.3.9. Comportamento sismico e verifica dei giunti orizzontali
 - 10.3.10.Comportamento sismico dei giunti verticali
- 10.4. Norme per edifici a setti gettati in opera: disposizioni interessanti per le zone sismiche
 - 10.4.1. Armatura minima e sforzi massimi di compressione nei setti
 - 10.4.2. Spessori minimi dei setti
 - 10.4.3. Snellezza delle pareti
 - 10.4.4. Resistenza a compressione dei setti. Caso di piccole eccentricità
- 10.4.5. Resistenza a compressione dei setti. Caso di eccentricità significativa
 - 10.4.6. Resistenza a trazione e taglio dei setti
 - 10.4.7. Dettagli di armatura per i setti
 - 10.4.8. Setti parzialmente armati
- 10.5 Bibliografia

In una revisione successiva, l'indice è stato semplificato, lasciando inalterata la strutturazione dei paragrafi; alcuni di essi non appaiono più numerati, ma sono comunque riportati in evidenza (per esempio, 10.2.1. Idoneità non ha più la numerazione 10.2.1. ma è riportato in evidenza a pag. 5 del presente documento).

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga Nella stesura definitiva permangono alcuni rimandi ai paragrafi interni del capitolo secondo la numerazione superarata. Nel presente documento, tali rimandi sono stati evidenziati in grassetto **blu**: in tal modo, facendo riferimento all'indice della prima stesura - sopra riportato - è possibile comprenderne il significato.)

Cap. 10 - EDIFICI CON STRUTTURE A PANNELLI PORTANTI (par. C.7)

(Edmondo Vitiello)

10.1. GENERALITA'

In questo capitolo ci occuperemo di fornire qualche commento tecnico alle strutture considerate al punto C.7: "Edifici con strutture a pannelli portanti".

L'ambito di applicazione, stando alla lettera della norma, risulta piuttosto eterogeneo. Per comprenderne la logica (e quindi poi applicare correttamente le prescrizioni tecniche relative) è opportuno fare un piccolo riassunto di come è evoluta la problematica in materia.

All'inizio degli anni '70, quando uscì la prima versione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, il panorama costruttivo italiano vedeva la maggioranza degli edifici costruiti con struttura a telai di cemento armato (raramente di acciaio). Le norme sismiche misero quindi a fuoco soprattutto queste tecnologie strutturali, per le quali era già esistente anche in Italia un ottimo corpus di norme generali di calcolo.

All'interno delle tipologie a telaio puro, era presente talvolta (soprattutto nelle realizzazioni degli edifici multipiano) un sistema di controventamento a pareti in cemento armato che spesso reggevano anche parte delle travi dei solai o delle scale (e che quindi erano insieme "irrigidenti" e "portanti"). Negli edifici in acciaio funzione simile era affidata a strutture reticolari verticali di controventamento. Non sembrò allora essenziale distinguere questa tipologia strutturale in un sistema costruttivo a parte, ma le si assimilò correntemente alle "strutture intelaiate" del punto C.1.b. L'unica distinzione che appare a questo riguardo nelle norme è quella del punto C.6.1.1 che prescrive un coefficiente di struttura $\beta = 1.2$ "nel caso vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali ai quali ultimi approssimativamente si affidi il 100 % delle azioni orizzontali".

Nella versione 1996 del D.M. questa frase appare lievemente così modificata nella parte sottolineata: "e su questi prevalentemente si distribuiscano le azioni orizzontali", ma il senso è circa lo stesso. La spiegazione ingegneristica di questa maggior severità (che ha portato a definire $\beta=1.2$) sta nella convinzione che gli irrigidimenti verticali sono meno duttili dei telai e che quindi devono essere più resistenti, se è loro compito assicurare praticamente tutta la sicurezza antisismica. Inoltre, la presenza di irrigidimenti dà luogo a minori spostamenti relativi dei piani ciò che (nei casi più comuni) vuole dire minore smorzamento durante la dinamica strutturale in fase elastica, per effetto di minori micro-danneggiamenti negli elementi non strutturali.

Si osservi ora che questi effetti vengono aumentati man mano che cresce l'estensione delle pareti rispetto quella dei telai, fino a quando si raggiungono strutture di tipo " scatolare ". Sistemi costruttivi di questo tipo erano già presenti nella pratica costruttiva italiana degli anni ' 60: le strutture a grandi pannelli prefabbricati. Nel 1969 fu emanata una specifica normativa per il calcolo generale delle strutture prefabbricate a grandi pannelli che esprimeva concetti avanzatissimi quali "comportamento elasto-plastico, prevenzione di collassi a catena, valore ultimo delle capacità portanti degli elementi "... ampiamente utilizzabili nel quadro del moderno riferimento concettuale per la progettazione antisismica.

Sfortunatamente le distinzioni (tra strutture prefabbricate progettate per essere duttili oppure no) che si potevano fare seguendo quella normativa, non furono sfruttate dalle norme sismiche, che invece riunirono tutte le strutture a pannelli portanti in un'unica categoria (diversa da quella con telai e pareti verticali irrigidenti già discussa prima). Infatti, nella norma (sismica D.M.) del 1974 così si definiva questo sistema costruttivo (C.1.c): " strutture a pannelli portanti intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante".

Negli anni seguenti la ricerca sugli edifici a pannelli prefabbricati con caratteristiche antisismiche si estendeva e si registravano numerosi esempi di ottimo comportamento di questi edifici sotto sismi violenti.

Ma la normativa non cambiava. D'altra parte si determinò (soprattutto in Europa occidentale) un minor interesse economico per questo tipo di costruzione.

Comparivano invece in Italia altri tipi di sistemi costruttivi che ne presero il posto. Tra quelli più simili, si ricordano gli edifici con pareti e solai in cemento armato pieno gettato in opera con grandi casseri, cioè i metodi di costruzione con " coffrage tunnel ", " murs en beton banchè ", " tables banchèes " per usare i nomi francesi (usati anche in Italia).

Nei medesimi anni si sviluppava anche una pratica e una normativa di calcolo generale relativa alle costruzioni in murature semplice o armata. Anche le strutture realizzate con questi sistemi.costruttivi hanno in qualche modo una similitudine con gli edifici a pannelli (prefabbricati o gettati in opera): quella appunto di costituire nell'edificio un insieme strutturale di tipo "scatolare".

Nel 1986 comparve allora una nuova versione delle norme sismiche, che al punto C.1.c recitava: "strutture a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato o da muratura armata ".

Le norme di cui ci occupiamo ora (1996) introducono due importanti paragrafi relativi alla muratura ordinaria e armata. Ambedue queste tipologie vengono ora classificate nella categoria di sistemi costruttivi sub C.1.a mentre il punto C.1.c ne rimane parzialmente sottratto, recitando ora così:

"struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato o prefabbricati in muratura armata ". Ne sono usciti perciò gli edifici in muratura armata costruiti in opera.

Da questo rapido excursus si vede che in questi 20 anni la categoria C.1.c) è stata usata un po' come un "parcheggio" di quelle strutture scatolari abbastanza affidabili per essere incluse nelle zone sismiche ma di cui non si sapeva bene il comportamento, per le quali perciò ci voleva più prudenza.

Quali vi sono rimaste incluse, alla fine?

- 1) Certamente sono incluse le strutture i cui elementi portanti verticali siano tutti pannelli prefabbricati, di conglomerato cementizio o di muratura armata.
- 2) Sono parimenti incluse le strutture i cui elementi portanti verticali siano tutti pareti in calcestruzzo gettato in opera, sia armato che parzialmente armato.
- 3) Sono incluse poi le strutture (siano esse prefabbricate o gettate in opera) che rientrano nelle prime due categorie solo per una parte delle strutture portanti.

Faccio alcune osservazioni sui precedenti punti (che costituiscono comunque un'interpretazione personale).

- 3.1) Le strutture a pannelli prefabbricati mi sembra sia opportuno che rientrino tutte in questa categoria di strutture, in quanto hanno comunque problemi di giustificazione di certi dettagli costruttivi, che non troverebbero puntuale riscontro nei metodi di verifica esplicitamente previsti dalla normativa. Essi sono: giunti verticali e orizzontali, pannelli sandwich, pannelli con pochissima armatura, associazioni laterizio / calcestruzzo etc... Questi stessi dettagli sono quelli che in generale presentano maggiori caratteristiche di fragilità rispetto strutture gettate in opera. Non si capisce però come questi problemi, che si presentano in parte anche per strutture prefabbricate a pilastri e travi e per le coperture a pannelli prefabbricate (ad esempio: giunti, appoggi, etc...), non debbano essere affrontati con le stesse prescrizioni normative. Mi sembra invece la norma consuetudine li considerino come rientranti nella categoria C.1.b, (ciò sembra ingiustificato).
- 3.2) La norma cita esplicitamente il caso di strutture "armate" o "parzialmente armate". Mi sembra che questa seconda categoria debba riguardare quelle strutture con armatura inferiore ai minimi richiesti dalle norme

generali del cemento armato. E' chiaro che queste soluzioni meno armate devono essere ammissibili in zona sismica anche nelle strutture gettate in opera (giacchè lo sono per le strutture prefabbricate a pannelli, certamente più problematiche). Mi sembra però che queste deroghe per le strutture gettate dovrebbero essere ammissibili solo nell'ambito di procedure di idoneità preliminari e specifiche per il sistema, come richiesto per le strutture prefabbricate. Questa osservazione può essere vista come precisazione dei casi in cui si deve applicare quanto previsto al punto C.7.0 (vedi seguito).

3.3) La norma prevede che la tipologia strutturale " a pannelli portanti " si applichi anche a strutture realizzate " in parte " con questa tecnologia. Mi sembra che questo aspetto meriti un'attenzione particolare per definirne il campo di applicazione. Certamente la norma intende includere il caso in cui una parte strutturalmente autonoma dell'edificio (come ad esempio: un corpo di fabbrica diviso da giunti di dilatazione dal resto di un edificio complesso) sia tutto realizzato a pannelli. Ma che dire se la parte a pannelli portanti (prefabbricati o gettati in opera) è intimamente collegata al resto della struttura portante? Se si interpreta alla lettera la norma, anche in questo caso si dovrebbe procedere applicando a tutta la struttura le norme delle strutture a pannelli. Ma ciò è chiaramente in contraddizione col fatto che le strutture con alcune pareti irrigidenti in cemento armato fanno parte delle strutture a telaio, seppur con $\beta = 1.2$. D'altra parte una parete in cemento armato gettata in opera è automaticamente irrigidente, portante e a pannelli. Ritengo che si possa uscire da questa contraddizione applicando la norma più severa (quella del Par. C.7 che prevede $\beta = 1.4$) a strutture.con pareti di cemento armato gettate in opera che presentino qualche fragilità intrinseca, come ad esempio: pareti sottili che si rompano a compressione per fenomeni di instabilità; eventualità di taglio fragile lungo generatrici o localizzate sopra le porte / finestre; ridotta trasmissione di sforzi lungo i nodi tra i setti ed i solai, strutture con pareti poco armate, etc....

Non sembrerebbero invece rientrare in questa categoria quelle strutture per le quali le pareti sono dotate di elevate doti di duttilità e spessore, che rientrerebbero invece nella categoria C.1.b (strutture a telaio con irrigidimenti per cui $\beta=1.2$). Bisognerebbe però che per queste ultime strutture si adottassero in tutto o in parte quelle prescrizioni dell'Eurocodice 8 adatte ad incrementare la resistenza e duttilità, riassunte anche nell'appendice 1 della circolare Ministeriale del 1996. E' logico infatti bilanciare una maggiore duttilità con un minor carico di progetto, e viceversa. Simmetricamente: non sembra logico applicare alle strutture che rientrano nel Par. C.7 le considerazioni esposte nell'appendice citata.

10.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA, COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Le norme sismiche del D.M. 1996 e la relativa circolare, di cui si occupa il presente commentario, non modificano sostanzialmente le prescrizioni specifiche riguardanti le strutture a pannelli portanti dei precedenti decreti.

Per riassumerle, i punti specifici sono (oltre il punto C.1.c, già ampiamente discusso nel capitolo precedente):

IDONEITA'. Punto C.7.0

Si prescrive che l'idoneità sia dichiarata dal Presidente del Cons. Sup. LL.PP. su parere del Consiglio stesso per le strutture a pannelli prefabbricati, compresi quelli in muratura armata. Per le altre strutture a setti (getti in conglomerato cementizio armato o parzialmente armato) la dichiarazione di idoneità è necessaria solo per un "sistema", definito come una tecnologia che impiega "particolari costruttivi essenziali con carattere ripetitivo". Il senso di quest'ultima parte della specifica (tra virgolette) sembra essere quello di richiedere la dichiarazione di idoneità per l'uso di particolari costruttivi " specifici ". Non sembra infatti che gli aggettivi "essenziale" e "ripetitivo" debbano intendersi alla lettera, altrimenti tutte le tecnologie che impiegano particolari conformi alle norme (che perciò sono essenziali e ripetitivi), ricadrebbero in questo caso.

La " specificità " riguarda in qualche modo le soluzioni " fuori norma " in senso traslato: quelle cioè che le norme accettano come eccezioni, con riserva di documentarne la validità sperimentalmente o teoricamente (v. esempio rif. 14, Parte Generale, Par. 5). In questo caso ha senso allora l'esame preventivo da parte di un organo tecnico deliberante come appunto il Consiglio Superiore dei LL.PP.

INSIEME SCATOLARE. Punto C.7.1

La norma del D.M. 1996 prescrive esplicitamente che lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento nei due sensi.

Le prescrizioni delle altre norme per gli edifici a pannelli (v. esempio rif. 1 e 3) e le buone regole dell'ingegneria impongono che i solai fungono da diaframmi rigidi. In conseguenza di tutto ciò, gli edifici di cui qui si tratta hanno necessariamente una tipologia scatolare. La resistenza ai terremoti (come d'altronde agli altri carichi) è assicurata dunque da un funzionamento prevalentemente a lastra di questi pannelli.

Ciò generalmente fa sì che i setti e i pannelli sono solo debolmente inflessi per effetto dei terremoti. Tuttavia alcuni effetti flettenti possono essere molto significativi. Procediamo ad esaminare separatamente cosa succede (riguardo flessione dei pannelli), nei casi di pannelli prefabbricati e setti gettati in opera.

Nel caso di strutture a pannelli prefabbricati è molto comune che i giunti verticali e orizzontali siano assimilabili a cerniere cilindriche: in questo caso il pannello viene inflesso direttamente soprattutto dall'azione sismica perpendicolare al piano del pannello medesimo. Si noti che in generale questo effetto è più importante nei piani alti, sia perchè è maggiore l'accelerazione da tenere in conto, sia perchè un minore valore dell'azione assiale N provoca una maggiore eccentricità (e = M / N) e perciò maggiori sforzi di flessione. Ai piani bassi gli effetti sismici sono dovuti soprattutto al funzionamento dell'insieme scatolare, che induce variazioni dell'azione assiale complanare al pannello: se il giunto al piano reagisce eccentricamente ciò provoca anche variazioni di flessione nel pannello.

Nel caso invece di strutture a setti gettati in opera, è molto comune che i giunti orizzontali realizzino un incastro tra le pareti e i solai. In conseguenza di ciò l'incremento del momento flettente dovuto alle forze sismiche ortogonali al piano del setto è più modesto che nel caso precedente. Inoltre l'azione assiale complanare al pannello dovuta al funzionamento scatolare dell'insieme, non produce inflessione del pannello. Tuttavia anche in questo caso è necessaria una verifica a pressoflessione poichè spesso c'è inflessione del pannello per la contemporanea presenza di azioni verticali che inflettono i solai, e quindi anche le pareti ad essi incastrate. Questo effetto può diventare importante soprattutto in certi setti perimetrali dell'edificio.

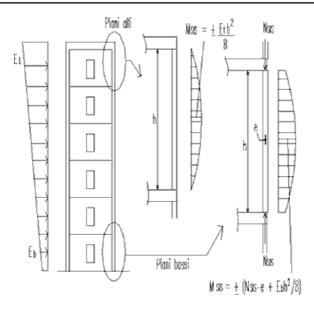


Fig. 10.1 - Edifici a pannelli prefabbricati. Azioni sismiche locali e globali.

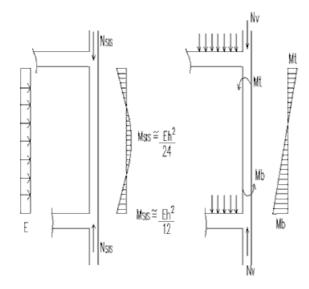


Fig. 10.2 - Edifici a setti. Azioni sismiche e azioni degli altri carichi.

Si noti che la presenza di pareti di irrigidimento in due sensi (richiesta dalla norma) è condizione necessaria, ma non sufficiente per un buon funzionamento scatolare dell'insieme. Infatti le direzioni dei setti, anche se sono diverse, non devono comunque essere concorrenti in un solo punto: sono escluse quindi da questa categoria di strutture la tipologia a setti radiali (Fig. 10.3a). Ma anche la soluzione della Fig. 10.3b, in cui i setti convergono in due punti abbastanza vicini, può essere piuttosto pericolosa dal punto di vista sismico.

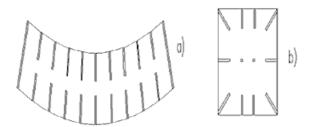


Fig. 10.3 - Edifici a setti (quasi) concorrenti. Soluzioni inadeguate.

Un altro problema taciuto dalla norma è la quantità, posizione e la rigidezza dei setti nelle due direzioni. Sembra perfettamente accettabile e corretta una soluzione in cui ci sia una direzione con setti molto più numerosi e/o globalmente più rigidi che nell'altra direzione: di solito la direzione in cui si presentano setti in maggior numero e rigidezza è quella dei setti che portano anche i carichi verticali.

Tuttavia bisogna tener conto di come l'azione sismica si distribuisca tra il complesso dei setti portanti (più numerosi) e quelli irrigidenti (pochi e più resistenti). Si veda ad esempio il caso di Fig. 10.4a. I setti che reagiscono per azioni sismiche x e y sono chiaramente individuati e tutti reagiscono ad una eventuale torsione accidentale del piano.

Nel caso di Fig. 10.4b sono chiaramente individuati i setti che reagiscono ai sismi in direzione x. Per i sismi in direzione y, reagiscono i setti irrigidenti perimetrali (eccentrici) ma bisogna tener conto che per questa azione vengono sollecitati anche i setti portanti (posti in direzione x) per equilibrare il momento torcente in pianta. Nel caso di Fig. 10.4c, l'azione sismica y è opportunamente contrastata dai setti portanti, mentre l'azione x induce torsione in pianta che nessun setto efficacemente contrasta.

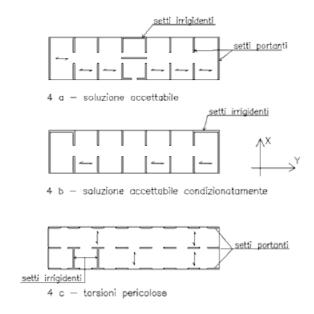


Fig. 10.4 - Varie disposizioni di setti in due direzioni ortogonali.

AZIONI ORIZZONTALI. Punto C.7.2

Le azioni sismiche di progetto sono identiche a quelle delle strutture a telaio. L'unica singolarità è che il coefficiente di struttura è fissato in $\beta=1.4$ e il coefficiente di risposta dinamica R=1. Abbiamo già discusso, al Par. 10.1, la logica della prima prescrizione. Ne discutiamo qui la seconda. Il dover comunque considerare R=1 riduce molto l'utilità dell'impiego di analisi dinamica per la determinazione dei carichi sismici. Ci si può domandare se questa ultima prescrizione sia penalizzante o meno, rispetto gli altri tipi strutturali; in altre parole: è possibile (o frequente) il caso di edifici a pannelli portanti con periodo proprio To maggiore di 0.8 sec. ? In (7) si dà una espressione teorica del periodo proprio di un edificio a setti.

$$T \cong 6.28 \ \frac{H}{L} n \sqrt{\frac{wh}{gE}} \ (secondi)$$

dove H, L, h sono spiegati in Fig. 5a.

w = peso per unità di superficie del piano, incluso il peso dei setti.

E = modulo di elasticità del cemento armato.

n = numero dei piani.

g = accelerazione di gravità.

P = percentuale delle pareti rispetto la superficie del piano in pianta.

La Fig. 10.5b, esplicita la relazione precedente, per valori tipici dei suddetti parametri.

Si vede che periodi propri maggiori di 0.8 sec. si presentano per edifici con basso valore di P e alto valore di H/L. In particolare: se H/L è circa 3, periodi propri maggiori di 0.8 sec si presentano con una superficie di setti rispetto la pianta totale, minore dell' 1 %. Vero è che una percentuale di setti così bassa è tipica di edifici di pochi piani, per cui H/L è spesso minore di 3.

Per edifici a pannelli prefabbricati di tipo corrente di altezza superiore a 10 m e inferiore ai 30 m di altezza (perciò comprese tra 3 e 10 piani circa) si hanno copiosi risultati sperimentali (Fig. 10.5b) che mostrano i periodi di vibrazione inferiori a 0.8 sec.

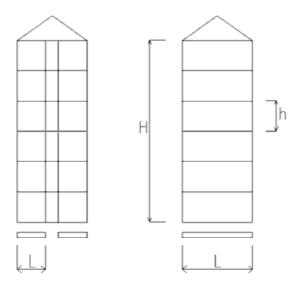


Fig. 10.5a - Schemi teorici

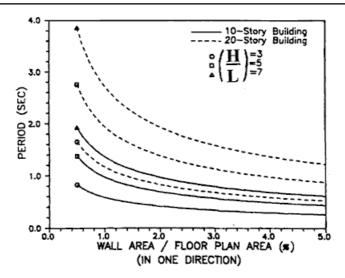


Fig. 10.5b - *Relazioni tipiche (teoriche) tra periodo proprio e percentuale di setti in pianta (7).*

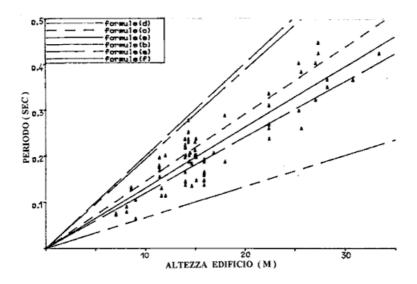


Fig. 10.5c - Relazioni sperimentali tra periodo proprio e altezza di edifici a pannelli (6).

In conclusione R = 1 è una prescrizione normativa accettabile e non penalizzante nei casi comuni. Non si capisce però per quali motivi scientifici non si possa giustificare con un'analisi dinamica, fatta come per le altre strutture, un periodo proprio To eventualmente superiore a 0.8 in casi singolari, ed adottare il conseguente R.

Punto C.2 Altezza massima dei nuovi edifici

Per le strutture a pannelli portanti vigono le seguenti limitazioni di altezza:

S=6 altezza max 32m S=9 " 25mS=12 " 16m

con le limitazioni aggiuntive (comuni a tutti i tipi di edificio) in funzione della larghezza stradale, contenute al punto C.3.

L'origine di questa limitazione è certamente storica, cioè deriva da una maggior prudenza quando gli edifici a pannelli portanti erano ancora una novità. Oggi questa differenziazione rispetto gli edifici a telaio sembra alquanto ingiustificata.

B.9 Spostamenti e deformazioni

La grande rigidezza delle strutture pannelli portanti rende in generale superflua la verifica degli spostamenti e deformazioni relative tra i piani dell'edificio al fine del giudizio sul livello di danno non strutturale atteso. Invece l'analisi sismica (statica o dinamica), è invece utile per il calcolo degli spostamenti totali massimi η_d .

La distanza tra due fabbricati affiancati (o la larghezza dei giunti di dilatazione) può essere espressa (semplificando la prescrizione del punto B.9 della norma, nel caso frequente di spostamenti orizzontali nulli per carichi non sismici) dall'espressione:

$$\mathbf{\eta}_{\mathrm{T}} = 9 \cdot \mathbf{\eta}_{\mathrm{d}} / \mathbf{x}$$

in cui x = 1 se si utilizza il metodo delle tensioni ammissibili oppure x = 1.5 per il metodo degli stati limite.

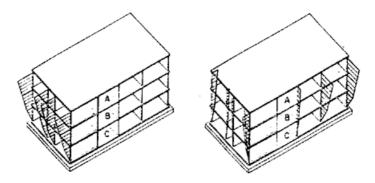


Fig. 10.6 - Deformate sperimentali di edifici a pannelli sotto sollecitazione dinamica (2).

E' interessante notare che, data la rigidità degli edifici a pannelli, il valore di η_T così calcolato è spesso inferiore al valore definito al punto C.4.2 per i telai.

Vale la pena notare che al fine del calcolo di η_d negli edifici a pannelli portanti le deformazioni a taglio dei pannelli è talvolta ugualmente importante quanto quella a flessione della mensola multipiano (composta dai vari pannelli sovrapposti), come dimostrano i modi propri di vibrare sperimentali della Fig. 10.6, dedotta da (2).

AZIONI VERTICALI E COMBINAZIONI DI CARICO

Non essendoci alcuna indicazione particolare al punto C.7 per quanto riguarda le azioni verticali, è ovvio che esse devono essere determinate con il metodo generale di cui al Par. C.6 cioè, si considera un sistema di forze verticali (agenti in su o in giù) distribuite come le masse, di intensità:

$$Fv = I Kv W$$

dove

I = coefficiente di protezione sismica

W = peso delle masse da tenere in conto ai fini della verifica sismica, con la specificazione del punto C.6 valida anche per gli edifici a pannelli.

Kv = 0.2 per luci superiori ai 20 m e per strutture spingenti

= 0.4 per gli sbalzi

= 0 altrove.

Questa ultima prescrizione risale al tempo in cui era opinione diffusa che le accelerazioni verticali dovute a un sisma fossero ben più piccole di quelle orizzontali e quindi trascurabili. Si vede infatti da quanto sopra che la

presenza di forze sismiche verticali è prevista solo per quegli elementi che anche solo per forze orizzontali hanno spostamenti (e quindi accelerazioni) verticali importanti.

Le registrazioni accumulate negli ultimi decenni mostrano invece che in molti casi le accelerazioni verticali sono molto severe. Potrebbero essere maturi i tempi per introdurre esplicitamente anche nelle norme italiane, azioni sismiche verticali diffuse. Ciò è vero in generale, ma per gli edifici a pannelli portanti queste verifiche potrebbero essere più importanti per due motivi:

- a) il peso di questi edifici è in generale maggiore di quelli a telaio, e quindi le forze sismiche verticali, (anche per accelerazioni modeste) possono influire in modo significativo sui valori da considerare nelle verifiche dei setti e dei pannelli verticali;
- b) le tecnologie strutturali dei pannelli tendono ad elementi snelli, e quindi con rottura per compressione di tipo fragile. Inoltre, (soprattutto per i pannelli prefabbricati) una perdita improvvisa di capacità portante dei giunti orizzontali può verificarsi se il giunto medesimo viene sollecitato a trazione: e anche questo è un tipo di fragilità.

E' quindi consigliabile, già da ora, introdurre nel progetto un carico sismico verticale prudenziale, proporzionale, ad esempio, alla medesima accelerazione orizzontale (cioè ponendo m =1 nella relazione del punto B 4 della norma).

La norma prescrive di assumere nelle verifiche sismiche la sollecitazione α (momento flettente, forza assiale, forza di taglio) convenzionale calcolata conoscendo le due sollecitazioni corrispondenti α h e α v prodotte singolarmente dalle azioni sismiche equivalenti orizzontali e verticali:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

Questa regola discende da considerazioni probabilistiche sulla presenza contemporanea dei massimi di α h e α v. Se dunque la verifica riguardasse una singola sollecitazione (ad esempio: l'azione assiale) è facile prenderne il valore α così definito e combinarlo (coi segni + - più sfavorevoli) con le sollecitazioni derivanti da altri carichi, così come vuole il punto B.8.2 della norma sismica.

Ma se la verifica riguarda un effetto dovuto a più sollecitazioni (ad esempio: uno sforzo dovuto sia ad azione assiale che al momento flettente, oppure gli effetti dei momenti di 2° ordine) la combinazione fatta con la formula sopra riportata diviene problematica.

Sembra allora consigliabile combinare gli effetti dei carichi sismici verticali e orizzontali, considerandoli alla stregua di due carichi distinti (con massimi che si presentano in istanti diversi), usando perciò i criteri di cui al punto B.8 della norma sismica. In pratica:

- 1) se si verifica con il metodo delle tensioni ammissibili, si sommano gli effetti dei carichi sismici orizzontali e verticali nel modo più sfavorevole tra loro e con gli altri carichi.
- 2) se si verifica con il metodo degli stati limite ultimi, si adottano i coefficienti parziali dei carichi descritti dalla norma, avendo cura di considerare due combinazioni per i carichi sismici. La prima: in cui i carichi sismici verticali compaiono con coefficiente 1.5 e quelli orizzontali con coefficiente 0.7. La seconda: viceversa.

10.2.1. COSTRUZIONI PREFABBRICATE

Queste norme contengono molte prescrizioni esplicite per le verifiche sismiche e devono essere lette insieme a quelle delle norme sismiche, commentate al paragrafo precedente.

Dal punto di vista formale le norme ora valide sono quelle del 1987 di cui al rif. (3). Esse hanno infatti esplicitamente abolito (v. punto 1.3 del rif. 3) quelle del 1969 (1). Tuttavia molte specifiche di queste ultime sono ancora molto utili a una corretta progettazione e quindi le teniamo presenti anche nei commenti che seguono.

Vogliamo enuncleare da tutto il complesso normativo citato gli aspetti che riguardano le costruzioni sismiche, procedendo per argomenti.

CONCEZIONE D'INSIEME

In ambedue le norme (1969 e 1987) è sempre ribadita la necessità di pannelli nelle due direzioni. Nella norma del 1969 si specifica inoltre la funzione del solaio come ripartitore dei carichi tra i vari pannelli verticali e perciò la necessità di un loro funzionamento a diaframma. Si ribadisce la validità dello schema scatolare, con <u>l'obbligo</u> di trascurare l'effetto di incastro tra pannello verticale e orizzontale. Si enuncia il concetto che deve essere evitato il collasso progressivo: in altre parole, se un evento eccezionale distrugge un pannello, ciò non deve far crollare l'intera striscia dei pannelli sovrastanti (questa specifica, introdotta per evitare effetti disastrosi di esplosioni di gas di città, serve bene anche per la sicurezza sismica).

ARMATURE MINIME DEI SOLAI

I solai devono fungere come elemento di incatenamento tra pannelli perimetrali opposti. A questo scopo si prescrivono armature minime e colleganti tra i solai e i pannelli perimetrali.

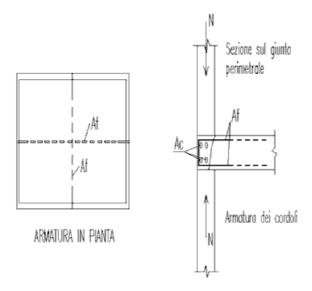


Fig. 10.7 - Armature minime di incatenamento e cordoli nei solai.

Valori minimi di armatura orizzontale di collegamento ogni metro di parete (punto 2.11.2 di rif. 3):

$$A f = \frac{5000}{150} = 33 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

oppure (se più gravosa):

$$A f = \frac{N}{15000} (mm^2)/m$$

(N = azione verticale massima espressa in Newton ogni metro di parete in pianta).

La norma 1987 prescrive inoltre che ci sia un cordolo perimetrale con area minima $Ac = 400 \text{ mm}^2 \text{ di FeB44K o}$ equivalente.

ARMATURE MINIME DEI PANNELLI

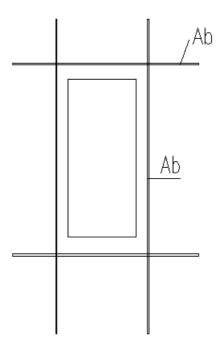


Fig. 10.8 - Armature minime intorno alle aperture.

La norma (2) prescrive un armatura intorno alle porte e finestre: min A $b = 150 \text{ mm}^2$

La norma del 1987 introduce poi una importante innovazione per quanto riguarda l'armatura verticale dei pannelli prefabbricati. Si prescrive infatti che essa deve essere al minimo $Av = Ao = 200 \text{ mm}^2$ / per metro, sia in verticale che in orizzontale (Fig. 10.9a). Malgrado la norma non lo imponga, è molto più efficace per la resistenza antisismica porre quest'armature sulle due facce (Fig. 10.9b). D'altra parte questa disposizione non è affatto difficile dal punto di vista costruttivo per i pannelli prefabbricati soprattutto se gettati su casseri orizzontali. In conclusione dunque: questo dettame della norma conduce a realizzare pannelli prefabbricati significativamente armati, ciò che contribuisce alla resistenza sia nei confronti della flessione per carichi ortogonali, che nei confronti delle azioni di taglio nel loro piano ed anche per contrastare gli effetti del carico di punta per azioni assiali

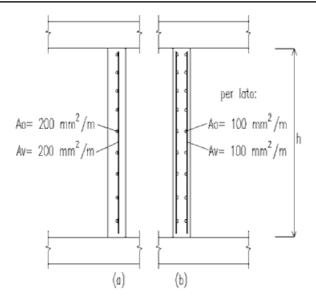


Fig. 10.9 - Armatura minima verticale dei pannelli.

ARMATURE DI CONTINUITA' VERTICALI

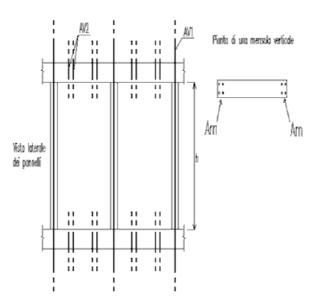


Fig. 10.10 - Minime armature di continuità nei pannelli.

La norma (3) prescrive armature continue verticali aventi funzione di incatenamento. Tali armature possono essere messe nei giunti tra pannelli (AV1) oppure emergenti dai pannelli, (AV2) purchè unite alle armature superiori con vincoli di continuità (sovrapposizione 40 ¢, manicotti, saldature etc.., vedi Fig. 10.13 seguente).

min AV =
$$\frac{10000}{150}$$
 = 66 mm² / m di parete

Se i pannelli fanno parte di una mensola verticale è necessario disporre un'armatura alle due estremità in pianta per resistere al momento flettente nel piano della mensola. La norma 1987 prescrive:

 $min A m = 200 mm^2 / m ogni lato della mensola.$

Naturalmente questa armatura deve avere continuità in altezza. Potrebbe essere messa anche nella gola di giunti verticali purchè sia curato il trasferimento (per taglio) degli sforzi di queste armature al pannello che costituisce la mensola verticale.

ECCENTRICITA' DI VERIFICA

In sostanza il calcolo delle sollecitazioni porta a definire su ogni pannello alcuni valori di verifica delle azioni assiali N (comprensive di effetti sismici) e i valori di un carico distribuito E ortogonale al pannello che simula le azioni sismiche locali equivalenti (Fig. 10.11). Il pannello è generalmente pressoinflesso.

Si noti che la flessione dei pannelli prefabbricati nel loro piano è espressa spesso come "eccentricità" dell'azione assiale. In quest'ottica (v. rif. 1, punto 3.5.3.4) l'azione sismica che inflette il pannello si esprime come eccentricità aggiuntiva

$$e sis = \frac{M_S}{N} = \frac{E \cdot h^2}{8N}$$
 dove

E = carico sismico per unità di superficie di pannello;

h = altezza di piano

N = minima azione assiale per unità di lunghezza in pianta del pannello.

Questa eccentricità è contemporanea alle altre eccentricità presenti. Seguendo il punto 2.11.2.1.delle norme (3), si deve considerare:

e 1 = eccentricità strutturale cioè distanza del piano medio geometrico del pannello dal baricentro dell'appoggio rispettivamente superiore e inferiore

e 2 = 0.015 S per pannelli pieni (dispersione del piano meccanico)

= 0.030 S per pannelli sandwich

e 3 = 0.002 h (difetto di planarità)

e 4 = 15 mm (eccentricità di posa)

Dai valori sopra calcolati si deducono i valori massimi delle eccentricità superiori e inferiori:

$$e_s = e_{1s} + e_{2} + e_{3} + e_{4}$$

 $e_i = e_{1i} + e_{2} + e_{3} + e_{4}$

e l'eccentricità equivalente (punto 3.6.1 del rif. 1)

$$e = \sqrt{0.3(es + ei) + 0.4eies + esis}$$

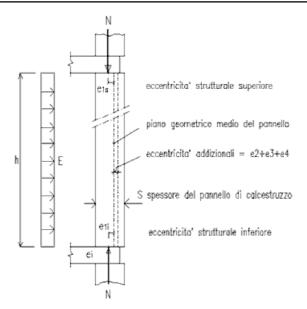


Fig. 10.11 - Schema per il calcolo delle eccentricità in un pannello prefabbricato.

SNELLEZZA DEI PANNELLI

La presenza dei carichi sismici fa si che l'eccentricità totale da tenere in conto nel calcolo della resistenza di un pannello, sia piuttosto elevata, soprattutto laddove il valore N' sia basso (piani alti e zone perimetrali delle pareti che fungono da controvento). Per evitare rotture fragili in caso di sisma dovute ad effetti del 2 ° ordine è opportuno allora ridurre la snellezza del pannello. Si può procedere in tre modi:

- a) aumentando lo spessore S
- b) aumentando l'armatura
- c) aumentando il grado di vincolo trasversale. In questo paragrafo vediamo quest'ultimo aspetto.

La norma (1), al punto 3.6.1 precisa come tener conto di una lunghezza libera di inflessione Lf, funzione anche del grado di vincolo laterale dei pannelli.

$$L f = k \cdot h$$

Valori di k:

- a) Caso libero sui giunti verticali o collegato ad altri pannelli nello stesso piano, allora: k = 1
- b) Caso vincolato trasversalmente su un giunto verticale.

se h / b
$$\leq$$
 1 allora: k = 1
se 1 \leq h / b \leq 2 allora: k = 1 - 0.42 (h / b -1)
se h / b \geq 2 allora: k = 1 / $\sqrt{1+0.5(h/b)^2}$

c) Caso di pannello vincolato sui due lati verticali

se h
$$\le$$
 0.5 allora : k = 1
se 0.5 \le h / b \le 1 allora: k = 3/2 - h / b
se h / b > 1 allora: k = $\frac{1}{1 + (h/b)^2}$

VERIFICHE A COMPRESSIONE DEI PANNELLI

La norma (1) dà esplicitamente un metodo di verifica della capacità portante verticale di pannelli che siano poco armati. Poichè la norma del 1987 (3) pone un minimo abbastanza elevato all'armatura (v. Par. 10.3.3), allora il metodo della norma (1) è da vedersi come un metodo in favore di sicurezza. Data la semplicità del metodo, lo ricordiamo comunque.

La condizione di verifica di un pannello è data da:

 $N < \phi \cdot Nn$

Dove N = Sollecitazione assiale sul pannello nella combinazione di verifica considerata.

Nn = Azione assiale massima di progetto (e quindi diversa se si procede con il metodo delle tensioni ammissibili o con quella degli stati limite ultimi) per compressione semplice.

 φ = coefficiente che dipende dal rapporto e₀/S e da $\overline{\lambda}$, dove:

e₀ = eccentricità equivalente (v. Par. 10.3.5).

S = spessore del pannello.

 $\overline{\lambda}$ = snellezza convenzionale = (Lf/S) / $\sqrt{\alpha}$

Lf = lunghezza libera di inflessione equivalente (v. Par. 10.3.6)

 α = parametro che descrive la rigidezza del materiale = (Ec / Rck) / (1 + 1.2 · ξ) dove:

Ec, Rck modulo elastico e resistenza caratteristica del calcestruzzo.

(Ec = 5700 $\sqrt{\text{Rck}}$, N/mm² secondo rif. 12)

 ξ = rapporto tra carichi permanenti e carichi totali.

La seguente Fig. 10.12 riporta i valori di φ dati dalla norma 1969 (1).

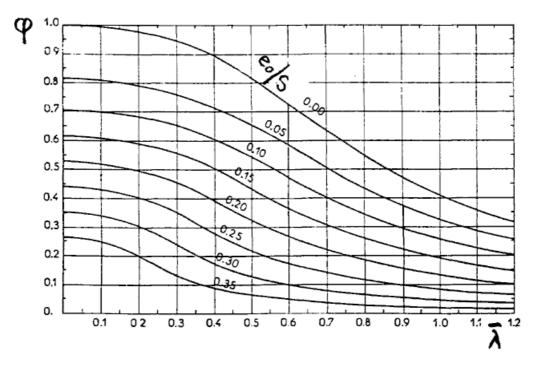


Fig. 10.12

VERIFICA ALL'INTEGRITA' DEI PANNELLI

La norma del 1969 (1) pone un limite allo sforzo di taglio che si può sviluppare all'interno dei pannelli. La richiamiamo qui perchè sembra molto importante in zona sismica.

Poichè quella norma si riferisce in pratica ad elementi pochissimo armati, la verifica è un confronto tra lo sforzo principale di trazione (medio sullo spessore del pannello) cti e la resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo: Rct.

La relazione da verificare, secondo il punto 5.3.2 risulta:

$$\sigma_{\text{cti}} = 1/2 \sqrt{(\sigma x - \sigma y)^2 + 4\tau^2} - 1/2 (\sigma x - \sigma y) \le \text{Rct}$$

dove:

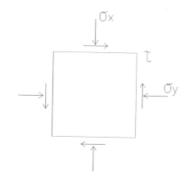
τ : sforzo di taglio

 $\sigma x \ge \sigma y$ sforzi normali medi sullo spessore; di solito $\sigma y = 0$.

Rct dipende dal metodo di verifica usato (che deve essere espresso alla luce dei parametri della recente normativa) e cioè:

- stati limite ultimi: Rct = 0.19 (Rck) / γ c (N / mm²) (rif.2, punto 2.2) γ c = 1.6 (serie dichiarata) oppure γ c = 1.52 (serie controllata)

- tensioni ammissibili = $0.4 + (Rck - 15) / 75 (N / mm^2)$ (rif.12, punto 3.1.4)



Per pannelli armati è ragionevole considerare la maggiore resistenza tra quella data dalla relazione qui sopra e quella verificata con le usuali norme del cemento armato per sezioni fessurate, considerando resistente la sola armatura tesa (maggiori dettagli al Par. 10.4.6 seguente).

COMPORTAMENTO SISMICO E VERIFICA DEI GIUNTI ORIZZONTALI

I giunti orizzontali tra pannelli e solai sono sollecitati a compressione N d e ai tagli V d e V 'd.

Le norme (3) (al punto 2.11.2.1.b) considerano solo il caso di strato di malta tra giunto e pannello. Ivi si stabilisce che le armature di collegamento tra giunto e pannello sono necessarie solo se Nd è di trazione oppure Vd > 0.2 Nd.

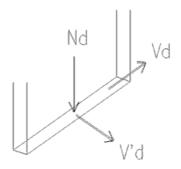


Fig. 10.13 - Azioni sui giunti orizzontali.

In sostanza dunque: c'è un intervallo di sollecitazione in cui tra giunto e pannello il taglio viene trasmesso solo per una sorta di attrito (seppur con un coefficiente di attrito 0.2, piuttosto basso). Però la stessa norma al punto 2.4.1 dice che negli appoggi l'attrito soltanto non può essere affidabile per edifici antisismici. D'altra parte però una minima armatura verticale passante è richiesta (v. Par. 10.3.3 precedente) eventualmente concentrata all'interno dei giunti verticali. Se ci si affida a questa armatura anche per evitare che il pannello scorra rispetto il giunto orizzontale (sol.a) è opportuno assicurarsi che queste armature siano inserite in gole e/o ganci che bene le colleghino ai pannelli.

Altrimenti (sol. b), sono state proposte molte altre soluzioni per collegare i pannelli alle armature emergenti dal solaio e/o dal pannello inferiore. Tutte queste armature resistono alle azioni taglianti tra pannello e giunto orizzontale. La condizione minima (per giunto sempre compresso) dovrebbe essere quella c): spinotti emergenti dal solaio inferiore, alloggiati in un foro del pannello superiore, e poi iniettati, oppure angolari in acciaio fissati con tasselli a espansione (o con saldature) al pannello e al solaio.

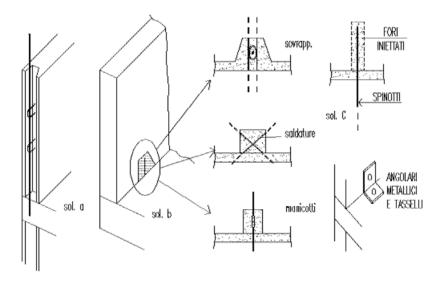


Fig. 10.14 - Armature tipiche di collegamento della base dei pannelli ai giunti orizzontali.

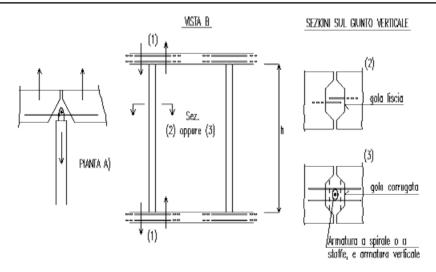


Fig. 10.15 - Armature tipiche in giunti verticali.

COMPORTAMENTO SISMICO DEI GIUNTI VERTICALI

I giunti verticali servono a trasferire azioni normali ai pannelli (Fig.10.15 pianta A) oppure azioni di taglio nel piano dei pannelli, dovute al loro funzionamento complessivo come controventi e mensole accoppiate (Fig.10.15 VISTA B).

La norma (1) mette bene in luce questi effetti, discutendo tre tipologie di unioni. (I numeri seguenti si riferiscono a Fig.10.15, vista B e sezioni):

- (1) unione per chiavi elastiche, cioè i cordoli armati a livello dei solai.
- (3) unione per semplice incatenamento, quando si prevedono armature emergenti dai bordi verticali dei pannelli.
- (14) giunti organizzati, quando c'è un complesso di armature emergenti dai pannelli, armature poste nei giunti e denti nelle gole dei giunti dei pannelli, tale che sia ripristinata in una certa misura la continuità strutturale.

La norma (1) osserva come solo questi ultimi hanno un comportamento duttile. Alla luce delle moderne conoscenze di ingegneria sismica, solo questi dovrebbero essere impiegati in zona sismica, anche in carenza di una specifica imposizione normativa.

10.2.2. EDIFICI A SETTI GETTATI IN OPERA

Le norme di riferimento per queste strutture, (oltre la norma sismica di cui al presente commentario) sono essenzialmente le norme generali per le strutture in cemento armato (12, 14).

Tuttavia alcuni problemi specifici di queste strutture non sono molto approfonditi da quelle norme. Inoltre, come già richiamato al Par. 10.1, la norma sismica prevede anche strutture a setti "parzialmente armati", categoria che non appare direttamente trattata da (12, 14).

Per questi motivi è opportuno riferirsi, anche ai dettami di altre norme, in particolare le norme francesi (5) che sono specifiche per questo tipo strutturale. Naturalmente ciò solo per gli aspetti non coperti dalla normativa italiana e con conclusioni che comunque non la violano.

ARMATURA MINIMA E SFORZI MASSIMI DI COMPRESSIONE NEI SETTI.

Per questo tipo di strutture la norma (14) prevede al punto 5.3.4 l'armatura minima seguente:

diametro minimo delle barre verticali = ϕ 8 interasse massimo = 30 cm diametro minimo delle barre orizzontali = ϕ 5

interasse massimo = $20 \phi \text{ verticali } \leq 30 \text{ cm}$

elementi di collegamento n° 6 / mq di parete

Si vede che in base a quanto sopra si deve avere al minimo su ogni faccia

166 mm² /m verticale (ϕ 8 /30 cm) 112 mm² /m orizzontale (ϕ 5 / 16 cm)

Questi minimi di armatura sono consentiti solo se lo sforzo medio $\overline{\sigma}_{cd}$ (media) lungo lo spessore S(in centimetri) vale:

a) metodo delle tensioni ammissibili, combinazione più gravosa:

$$\overline{\sigma_{cd}} \le 0.42 [1 - 0.03 (25 - S)] \sigma_{c}$$

con σ_c = sforzo ammissibile nel calcestruzzo secondo il punto 3.1.3 di (12).

b) metodo degli stati limite ultimi, combinazione rara

$$\sigma_{cd} \leq 0.27 [1 - 0.03 (25 - S)] \text{ fcd}$$

con fcd = resistenza di calcolo del calcestruzzo secondo il punto 4.0.2 di (14).

Questi limiti di sforzo sono generalmente rispettati dalle strutture a setti al punto che possiamo dire che una struttura è da considerarsi " a setti portanti ", anche al fine delle norme sismiche, se si verificano i limiti di sforzo sopra indicati.

SPESSORI MINIMI DEI SETTI

Non esistono limitazioni in (14, 12). Nell'allegato 1 alla Circolare di cui al presente commentario (punto 4.1) si suggerisce il limite di spessore di 150 mm per le zone sismiche.

La limitazione è certamente ragionevole, dal punto di vista strutturale; soprattutto per gli edifici multipiano. (Per edifici monopiano potrebbe essere ammissibile: 120 mm). D'altra parte, anche per motivi tecnologici (facilità di getto) questi spessori minimi sono già vigenti anche per le zone non sismiche. Invece la limitazione di spessore elevata a 200 mm nel caso di armature a x (nei pannelli - architrave), riportata sul medesimo allegato 1 alla Circolare, è dovuta a prescrizioni di speciale duttilità, che non sembrano doversi necessariamente adottare per le strutture a setti, visto le considerazioni svolte al presente Par. 10.1, (sub 3.3).

SNELLEZZA DELLE PARETI

Le norme (12) al punto 3.1.14.1 pongono un avvertimento di cautela oltre i valori di snellezza

$$\lambda \frac{Lf\sqrt{12}}{S} = \max(100)$$

con Lf = lunghezza libera di inflessione.

D'altra parte se si adottano i limiti di spessore del paragrafo precedente si ottiene un valore limite di Lf non superiore a 433 cm per edifici multipiano e a 346 cm per edifici monopiano, praticamente mai superati in edifici

civili (tenuto conto anche di quanto detto nel seguito). Le norme (14), pongono un limite ancora meno stringente per λ .

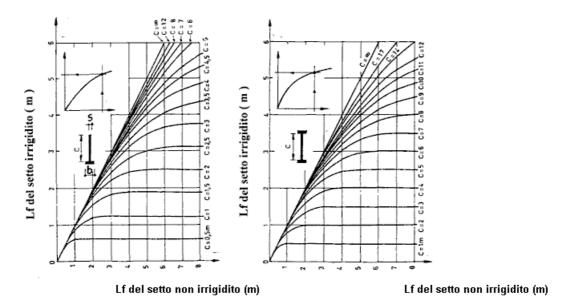


Fig. 10.16 - Abaco per il calcolo della lunghezza libera di inflessione Lf di setti irrigiditi (5).

Come si può calcolare Lf per gli edifici a setti? In mancanza di riferimenti nella norma italiana, riportiamo quanto stabilito dalla norma francese (5) nel caso di setti armati.

a) Setto non irrigidito agli estremi.

 $Lf = h \cdot \beta$ dove

h = altezza di interpiano

 $\beta = 1$ per setto incernierato al piede e in sommità.

 β = 0.85 per muro incastrato al piede e in sommità ad un solaio presente ad un solo lato del muro.

 $\beta = 0.8$ idem, a due lati del muro

b) Setto irrigidito, in una o in due estremità da setto trasversale (di dimensioni b in pianta, con b non inferiore a 3S). Si calcola Lf come sopra, e poi lo si riduce in funzione della lunghezza C del setto in pianta, usando i grafici della Fig. 10.16.

RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI SETTI. CASO DI PICCOLE ECCENTRICITA'

Le norme italiane (15) nell'ambito del metodo di verifica con gli sforzi ammissibili, richiedono per i pilastri la verifica all'inflessione laterale con il metodo ω se la snellezza (**intesa come nel Par. 10.4.3.**) risulta $\lambda > 50$. L'applicazione di questo metodo ai setti, con i valori di ω dati dalla norma per i pilastri (per i quali però è obbligatoria una maggiore armatura) non sembra cautelativo. Si potrebbero adottare valori di ω maggiorati per i setti, come ad esempio si propone qui di seguito basandosi su (5).

Nell'ambito delle verifiche con il metodo degli stati limite ultimi, si possono verificare i setti applicando ad essi gli effetti del 2° ordine applicando su di essi i valori dell'azione assiale N e momento flettente M della combinazione di carico considerata. Per setti con prevalente azione N, bisogna comunque ipotizzare una eccentricità minima:

$$emin = Lf / 300$$
 oppure 2 cm.

I metodi di calcolo citati dalla norma (14) per il calcolo degli effetti del 2° ordine sono però laboriosissimi, è perciò giustificabili per eccentricità significative.

Indichiamo allora qui il metodo delle norme francesi (5) valido per le piccole eccentricità:

emax = If / 300 oppure 2 cm, cioè esattamente quelle minime della norma italiana.

Riportiamo questo metodo, usando parametri equivalenti della normativa italiana (14) nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite ultimi.

In questo caso, il valore del carico limite di calcolo che può sopportare il muro:

Ncd =
$$\alpha$$
 (fsd · Ac + f fd · As)

dove

$$\alpha = \frac{1}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \text{ per } \lambda \le 50$$

$$\alpha = 0.7 (50 / \lambda)^2 \text{ per } \lambda > 50$$

fcd, fsd = resistenza di calcolo di calcestruzzo e ferro, vedi (14), punto 4.0.2

As = area totale del ferro verticale.

Ac = area del calcestruzzo.

 λ = snellezza (come per Par. 10.4.3.)

Nota: se si volesse usare il metodo ω in connessione col metodo delle tensioni ammissibili si potrebbe assumere $\omega = 1/\alpha$, dove α è l'effetto del carico di punta, valutato qui sopra.

RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI SETTI. CASO DI ECCENTRICITA' SIGNIFICATIVA

Si è visto (al punto C.10.1) che questa situazione può presentarsi nei setti centrali ai piani alti o in tutti i setti perimetrali. In questi casi è necessario ricorrere a metodi di verifica di pressoflessione che tengano conto di effetti del 2° ordine. Nel rif. (11) si discute il caso dei diagrammi ammissibili (M,N) con il metodo degli stati limite ultimi adottati dalla normativa italiana. Si mette in luce come gli effetti del 2° ordine possano essere rappresentati come un "restringimento" del dominio ammissibile, vedi Fig. 10.17, in funzione essenzialmente della snellezza dell'elemento. Il metodo di calcolo di questi effetti è piuttosto complicato, vedi ad esempio (11). Tuttavia è possibile tabellare i risultati per casi tipici, e fornire degli abachi che permettono di verificare agevolmente se la sezione ipotizzata, con l'armatura ipotizzata, e sollecitata da M, N della combinazione considerata, sia ammissibile oppure no. Questi abachi utili per i valori tipici degli edifici a setti ottenuti sulla base di calcoli dell'ing. M. A. Pisani, del Politecnico di Milano sono riportati nelle Fig.10.17 seguenti. Il metodo per utilizzarli è il seguente:

1) Si calcola il parametro:

$$\omega_{tot} = \frac{As \cdot fsd}{S0.85fcd}$$

dove:

- -As quantità totale di armatura (si suppone: armatura simmetrica con distanza del suo baricentro dalla faccia esterna = 0.10 S) per unità di lunghezza del setto.
- fsd, fcd resistenza di calcolo dell'armatura e del calcestruzzo, vedi (14),
- S = spessore del setto.

Con questo parametro si sceglie l'abaco più significativo tra quelli di seguito riportati alla Fig. 10.17.

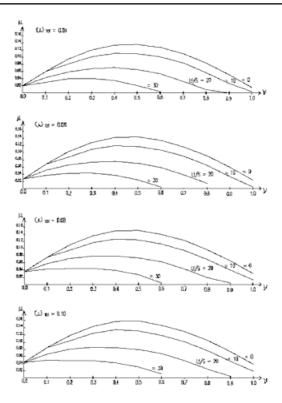


Fig. 10.17 - Abachi per il calcolo di pareti pressoinflesse in cemento armato. Metodo di calcolo basato sulla colonna modello; norme (14), stati limite ultimi. Valori calcolati dall'ing. M. A. Pisani; schema di calcolo: rif. (11). Acciaio armature: FeB 44 K, armatura simmetrica sui due lati con distanza dalla superficie esterna = 0.10 S.

2) Si calcola la snellezza del setto, come indicato al punto 10.4.3. precedente. Con questo valore si sceglie la curva più significativa dell' abaco prima selezionato.

3) Si calcolano i parametri:

$$\nu = \frac{N}{\text{S0.85fcd}}\,; \qquad \qquad \mu = \frac{M}{\text{S}^2 \, \text{0.85fcd}}\,; \label{eq:power_power}$$

con N = sollecitazioni assiale nella combinazione considerata, per unità di lunghezza del setto M = sollecitazione flettente convenzionale, per unità di lunghezza del setto, vedi sotto.

Se $|M_2| \ge |M_1|$ sono i due momenti di estremità del setto nella combinazione considerata risulta convenzionalmente:

$$M = (0.6 M2 + 0.4 M1) \ge |0.4 M2|$$

Nota: per il calcolo di N ed M i carichi permanenti devono essere moltiplicati per $\gamma = 1.15$ per tener conto di effetti viscosi.

4) La coppia di valori (ν, μ) è rappresentato da un punto nell'abaco selezionato.

La verifica è soddisfatta se questo punto giace all'interno del dominio individuato al passo 2) precedente.

RESISTENZA A TRAZIONE E TAGLIO DEI SETTI

La normativa del cemento armato considera soprattutto elementi monodimensionali. Perciò solo gli aspetti concettuali, ma non le regole empiriche, possono essere applicati ai setti: ciò vale soprattutto per gli aspetti considerati in questo paragrafo. D'altra parte, l'appendice 1 alla Circolare di cui al presente commentario, dà alcune prescrizioni pratiche che sembrano ragionevoli più per pareti che esigono grande duttilità (controventi) che per edifici a setti diffusi.

Vediamo allora di proporre qualcosa di intermedio, che sia comunque armonico con tutto il quadro normativo. I modi di collasso tipici di una parete soggetta a forze orizzontali per effetti di trazione e taglio sono i seguenti:

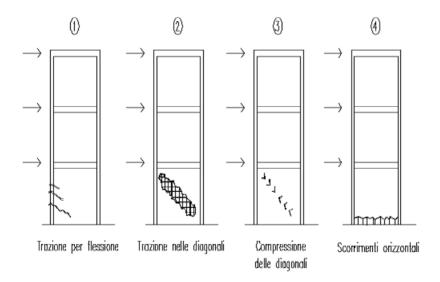


Fig. 10.18 - Modi di collasso di una parete in cemento armato sottoposta ad azioni orizzontali.

Il quarto modo è piuttosto raro e non lo discuteremo in dettaglio.

I primi due modi sono dovuti in effetti alla stessa causa: la resistenza a trazione del calcestruzzo viene meno (ovviamente in corrispondenza della locale direzione principale di trazione): si mobilita l'armatura che eventualmente giunge a snervamento e/o sfilamento per perdita di aderenza.

Per quanto riguarda il modo (1), non c'è dubbio che il progetto deve prevedere sufficiente armatura verticale per resistere alla totalità degli sforzi di trazione, con i consueti metodi di calcolo, che non è il caso di richiamare qui.

Per quanto riguarda il modo (14), le verifiche per i pannelli prefabbricati consentono di tener in conto anche la resistenza a trazione del calcestruzzo (v. Par. 10.3.8). Similmente: le norme sul cemento armato (15) consentono di non considerare l'effetto dell'armatura se lo sforzo di taglio puro è inferiore ad un certo valore.

Parrebbe dunque ragionevole applicare anche ai setti la medesima logica progettuale, e le stesse regole di verifica che ne derivano. Dobbiamo perciò verificare se le trazioni principali nel calcestruzzo (σεί, calcolata come al Par. 10.3.8.) non superino certi valori. Se non li superano: nessuna verifica addizionale è richiesta per l'armatura di parete. Se li superano: l'armatura è necessaria ad assorbire da sola le trazioni. In pratica, la condizione discriminante per la necessità di armature è identica a quella del Par. 10.3.8. precedente.

Se non si verificano queste condizioni, allora l'armatura deve essere progettata e verificata con riferimento a qualche modello teorico. Se si esamina la normativa esplicitamente vigente (e cogente) si vede che questo aspetto è alquanto vago. Se si guardano invece le norme orientative e le proposte (più o meno consolidate) della ricerca scientifica, si possono vedere due tendenze: la prima (su cui è costruito ad esempio EC8, rif. 13) valorizza per le pareti l'aspetto di mensola multipiano e su di essa precisa regole per l'armatura rifacendosi a modelli teorici e ad esperienze di flessione e taglio di pareti a mensola verticale.

Tale approccio è concettualmente semplice, ma poi per essere efficace, si articola in una casistica complessa che dà luogo a regole normative piuttosto intricate. E' perciò utile seguirne i concetti, ma è opportuno attendere una migliore definizione normativa prima di adottarle alla lettera. La seconda tendenza che appare in letteratura vede

la parete come una lastra piana in cui si instaurano percorsi di compressioni e trazioni, vuoi seguendo le direzioni delle tensioni principali, vuoi ipotizzando a priori possibili travature reticolari equivalenti. Le verifiche che ne discendono sono perciò di carattere locale: nelle zone critiche oppure nell'elemento del traliccio.

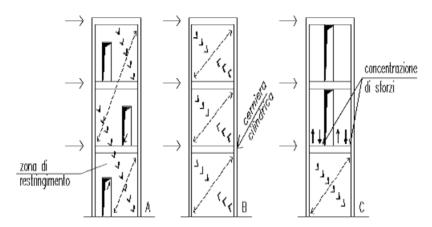


Fig. 10.19 - Schemi di funzionamento a traliccio di setti multipiano.

Tale analisi richiede un certo grado di intuizione strutturale e solo per casi semplici se ne è tentata l'automatizzazione, vedi ad esempio (15).

Una volta visti questi meccanismi, bisognerebbe verificare a trazione e compressione le diagonali, cioè: a) Verifica a trazione degli elementi (diagonali o montanti) tesi. La regola più semplice è quella di applicare il concetto di " cucitura " della eventuale fessura (ortogonale alla trazione) con ferri di armatura capaci di trasferire la forza di trazione considerata.

In pratica: si ipotizzerà preliminarmente un'armatura diffusa sulle pareti (magari quella minima) e poi si andranno a progettare i rinforzi di armatura nelle zone richieste da questa verifica.

- b) bisogna verificare che non ci siano "schiacciamenti", magari perchè si riduce la larghezza utile, vedi Fig.10.19a.
- c) bisogna verificare che non ci sia collasso della diagonale compressa per effetti del 2° ordine (Fig. 10.19b).

Si noti che, poichè i carichi sismici si invertono, ambedue le diagonali possono essere sede di fessurazioni, e quindi il tracciato delle diagonali è anche quello delle possibili cerniere cilindriche della parete: in conseguenza di ciò la lunghezza libera di flessione della diagonale compressa deve tener conto che circa a metà della parete c'è una cerniera, con ritegno trasversale più o meno efficiente, a seconda della trazione contemporanea nella diagonale compressa (a questo scopo possono essere molto utili le regole del rif. 8).

d) bisogna verificare che non ci siano fragilità nascoste, dovute a schiacciamenti localizzati in punti di alte concentrazioni di sforzi, vedi ad esempio Fig. 10.19c, e rif. (9).

In conclusione: la resistenza a taglio di un setto riposa su una serie di verifiche simili a quelle delle lastre, tanto più semplici e affidabili quanto è più lineare il progetto strutturale. E viceversa. Tuttavia essa è materia ancora in corso di consolidamento normativo e la questione non può considerarsi esaurita a livello del presente commentario.

DETTAGLI DI ARMATURA PER I SETTI

Molti dei dettagli di armatura dei setti utili ai fini anti-sismici sono già implicitamente richiamati ai paragrafi precedenti. Molti altri sono comuni alle strutture in cemento armato, in generale. Ricordiamo qui solo pochi tipici.

a) Armatura orizzontale della zona terminale in pianta, Fig. 10.20.

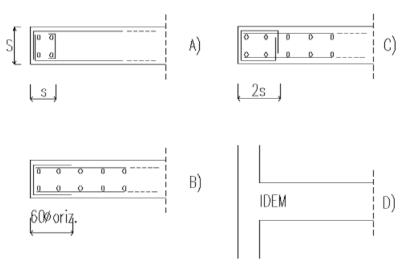
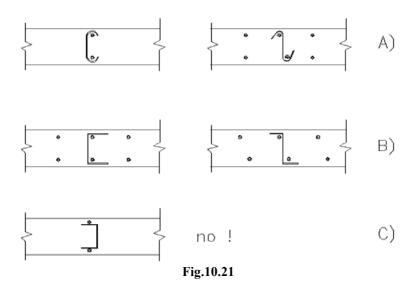


Fig. 10.20

La soluzione A) e certo preferibile (risvolti in pianta) ma non si presta ad armatura con reti elettrosaldate, per cui sono possibili le soluzioni B) e C). Tutte le soluzioni A) B) C) valgono anche nel caso di innesto dei setti in un setto ortogonale:D).

b) Armatura di collegamento tra le due facce. E' un dettaglio importante ma spesso non è messo in opera correttamente, Fig. 10.21.



Il disegno A) è preferibile ma difficile da mettere in opera, per cui è accettabile B). La disposizione C), che talvolta si vede in opera (perchè il collegamento è interpretato come "distanziatore" delle reti di armatura), è inadeguata.

Nota valida per A) e B): il numero di collegamenti (n° 6 / m^{2}) minime di norma è sufficiente nella parete. Ma nelle zone di ripresa dei ferri verticali, i collegamenti vanno infittiti per rendere possibile il trasferimento di trazione tra le armature che si sovrappongono nella ripresa: ciò è particolarmente vero nelle zone terminali in

pianta di mensole verticali. Questo accorgimento è <u>importantissimo</u>, ma spesso dimenticato, vanificando molte delle verifiche di progetto.

c) Armatura degli architravi sopra le porte / finestre e nei pannelli di collegamento tra mensole verticali accoppiate. Abbiamo già detto i motivi per cui non sembrano necessarie tutte le prescrizioni dell'allegato 1. In particolare: le armature a X possono dare problemi di getto in setti poco spessi, e sono da evitare in questo caso.

E' invece opportuno porre un'armatura orizzontale e verticale tipo "staffe", meglio se a più braccia <u>orizzontali,</u> vedi Fig. 10.22.

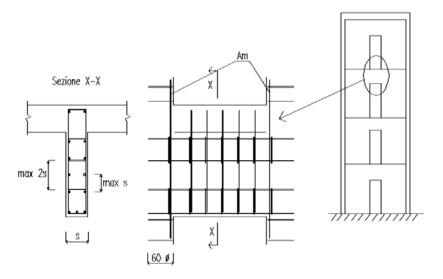


Fig. 10.22 - Armatura tipica per collegamenti tra mensole verticali (setti sottili).

Nota: poichè si può accettare una certa fragilità nei setti, possiamo anche ammettere che per sismi estremi i pannelli - architrave si lesionano gravemente annullando la loro resistenza. Le mensole verticali devono quindi resistere anche se " disaccoppiate ". A questo fine è importante l'armatura verticale di bordo: Am.

SETTI PARZIALMENTE ARMATI

Sono previsti dalla normativa anche se non sono oggetto di una serie di prescrizioni specifiche. E' logico quindi assimilarli alle prescrizioni pertinenti delle strutture prefabbricate a pannelli. In sostanza: si potrebbe scendere al di sotto dell'armatura di parete minima richiamata al Par. 10.4.1. per assumere come minima quella del Par. 10.3.3. Si dovrebbero però porre incatenamenti come per i pannelli prefabbricati (v. Par. 10.3.2. e 10.3.4.).

Restano valide tutte le altre verifiche del **Par. 10.4.** Come già detto al **Par. 10.2.1**, tutte queste deroghe, e la loro giustificazione tecnica, dovrebbero far parte di una dichiarazione di idoneità, prevista dalla legge sismica.

10.3. BIBLIOGRAFIA

- (1) Circolare del Min.LL.PP., 11 agosto 1969, n° 6090, Norme per la progettazione, il calcolo, l'esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche.
- (2) Angotti F., Castoldi A., Pezzoli P., Sampaolesi; "Analisi sperimentale della risposta dinamica e del comportamento sismico di un edificio prefabbricato a grandi pannelli", l'Industria Italiana del Cemento, luglioagosto 1982.
- (3) D. Min. LL.PP., 3 dic. 1987 (Suppl. Ord. della G.U. 7.5.88 n°.106). Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle Costruzioni Prefabbicate.
- (4) FIP CEB Model Code, Versione 1990.
- (5) Document Technique Unifiè (D.T.U.) n° 23.1, Fev. 1990, Murs en bèton banchè, C.S.T.B., Paris, esposto e commentato da: W. Jalil in Proc. Int. Conf. Buildings with load bearing concrete walls in seismic zones, Paris, 1991
- (6) D. Lagab, A. Chaker "Etude des pèriodes des Batiment controventès par voiles par èssais dynamiques sous vibrations ambientes" Proc. Int. Conf. Building with load bearing concrete walls in seismic zones, Paris, 1991.
- (7) Wallace J.W., "An evaluation of boundary confinement requirements for reinforced concrete bearing walls", Proc. Int. Conf. Building with load bearing concrete walls in seismic zones, Paris, 1991.
- (8) Norme DIN 4114 F.2, paragrafo Ri 6.4 (Lunghezza libera di aste di parete e di montanti, sbandamento fuori dal piano).
- (9) F.Naiem "Hidden zones of high stresses in seismic response of structural walls" Proc. Int. Conf. Buildings with load bearing concrete walls in Seismic zones, Paris, 1991.
- (10) Y. Bohuon "Influence de la distribution des ouvertures dans un batiment controventé par voiles" Proc. Int. Conf. Buildings with load bearing concrete walls in Seismic zones, Paris, 1991.
- (11) L. Santarella "Il Cemento Armato", ed Hoepli, 21° edizione, cap. XIII a cura di M.A. Pisani.
- (12) D. Min. LL.PP., 14 febbr. 1992, di oggetto idem c.s., valido per quanto riguarda il metodo di verifica delle tensioni ammissibili.
- (13) Eurocode 8 Parte 1 3 "Regole generali, criteri specifici per materiali ed elementi" Feb. 1995.
- (14) D. Min. LL.PP., 9 Gen. 1996, (Suppl. Ord. alla G.U. 5.2.96 n° 29). Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche.
- (15) F. Biondini, F. Bontempi, P. Malerba "Ottimizzazione di modelli strut and tie nel progetto di travi alte in cemento armato", 11 Congresso CTE, Napoli 1996

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 11 - EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

(par. C.8)

(Ario Ceccotti, Andrea Vignoli)

SOMMARIO

- 11.1. Generalità 11.3
- 11.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 11.3
 - 11.2.1. Altezza massima dei nuovi edifici (C.2) 11.3
 - 11.2.2. Edifici con struttura in legno (C.8) 11.4
 - 11.2.3. Interventi di miglioramento (C.9.1.2) 11.5
 - 11.2.4. Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria: solai (C.9.8.2) 11.5
 - 11.2.5. Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria: coperture (C.9.8.5) 11.5
- 11.3. Commenti e miglioramenti possibili 11.5
 - 11.3.1. Generalità, richiami sul materiale e sulle strutture di legno 11.5
 - 11.3.2. Altezza massima degli edifici 11.9
 - 11.3.3. Edifici con struttura in legno 11.10
 - 11.3.4. Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura: solai (C.9.8.2) 11.11
- 11.4. Esempi di applicazione 11.11
- 11.5. Conclusioni 11.13
- 11.6. Bibliografia 11.15

Cap. 11 - EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO (par. C.8)

(Ario Ceccotti, Andrea Vignoli)

11.1. GENERALITA'

Come la vecchia norma così anche la nuova tratta delle strutture di legno in pochi punti, limitandosi al caso degli edifici. Poche sono le variazioni rispetto alla versione precedente.

Ve n'è comunque una che, se a prima vista appare quasi impercettibile, è tuttavia indice che qualcosa sta mutando nell'ambito normativo nella considerazione del legno come materiale da costruzione per opere di ingegneria civile. Ci si riferisce qui al fatto che la parola "legname", usata nelle versioni precedenti della norma, è stata mutata nella parola "legno". La differenza può apparire quasi una sottigliezza, tuttavia laddove legname evoca l'immagine di un materiale grezzo, (rude timber per dirla all'americana) assortito alla rinfusa senza nessuna classificazione secondo la qualità resistente, legno è un termine più specifico già usato nella letteratura scientifica italiana (1, 11), e che contiene in sé la possibilità di lasciare il posto ad una serie di termini più specifici, quali ad esempio, legno netto e legno strutturale, legno massiccio e legno lamellare, prodotti derivati dal legno, legno classificato secondo la resistenza a vista e a macchina, etc.. In altre parole mentre l'espressione costruzione in legname evoca il pensiero di qualcosa di poco più di una baracca, l'espressione costruzione in legno, magari lamellare, richiama alla mente la visione di dignitose se non addirittura ardite, ed esteticamente molto gradevoli, strutture.

In effetti nel corso della redazione della versione finale della norma c'è stato addirittura il tentativo di cambiare la dizione "legname" in quella di "legno massiccio e lamellare". Tale cambiamento non è stato accettato perché considerato troppo spinto non avendo ancora l'Italia una propria normativa sulle strutture di legno.

Comunque, ed è bene qui ricordarlo al Lettore, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha più volte, in risposta a quesiti provenienti da diverse parti del Paese, sostenuto l'ammissibilità dell'uso del legno lamellare in zona sismica, come materiale da costruzione. Ha inoltre sempre raccomandato che la fabbricazione del prodotto fosse eseguita secondo standard europei riconosciuti e con certificazione di controllo della qualità del materiale fabbricato e che il progetto fosse redatto secondo norme di calcolo di paesi europei, ad esempio la DIN tedesca o la CB francese, ben consolidate (in (9) si può trovare una semplice e rapida guida al progetto, con il metodo delle tensioni ammissibili). Per coprire la carenza di una normativa italiana è stata poi di recente avanzata in seno al Ministero dei LLPP la proposta di istituire una Commissione di studio per la preparazione di una normativa per il calcolo delle strutture di legno, sotto forma di istruzioni (che potrebbero essere del tipo delle "vecchie" 10011-CNR per il calcolo delle strutture in acciaio).

11.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

11.2.1. ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI (C.2)

Sostanzialmente si dice che in zona con grado di sismicità alto e medio (S = 12 o 9) si può arrivare a costruzioni di due piani più, eventualmente una mansarda, se questa si colloca al di sopra del piano di gronda. In caso di zona con grado di sismicità S = 6 si può arrivare ad avere un piano in più.

Per capire il perché di tali prescrizioni bisogna domandarsi qual'è l'idea che il Normatore ha degli edifici a più' piani in legno. Tale prescrizione sull'altezza si tramanda nella normativa sin dal 1975 (primo D.M. con impianto di tipo moderno che è rimasto, praticamente immutato fino a quest'ultimo decreto), la concezione strutturale di un edificio di legno era quella di un edificio in tronchi di legno (tipo log-house), magari impostato su uno zoccolo in muratura od in cemento armato, o di un edificio con intelaiatura in legno a travi e pilastri irrigiditi da controventi in legno e/o da tamponature in mattoni od in canniccio intonacato (2). Tali tipologie comunissime in

Europa, ad es. Germania, Inghilterra e Francia, erano non sconosciute nel nostro paese, specialmente nel Sud d'Italia.

La considerazione poi del legname, come materiale non classificato convenientemente secondo la qualità' resistente, e del già iniziato fenomeno di rarefazione di manodopera qualificata, spinse allora la prudenza del legislatore a limitare l'altezza di tali edifici rispetto a quella degli edifici in muratura ordinaria. Tale limitazione si è protratta fino ai giorni nostri perdurando i motivi che l'hanno generata.

11.2.2. EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO (C.8)

Nel corpo del paragrafo non vi è alcun cambiamento rispetto alla precedente edizione, vista la brevità si ritiene opportuno riportare per intero il paragrafo:

"Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legno devono essere di un solo pezzo oppure collegate in modo da non avere indebolimenti in corrispondenza delle giunzioni."

La richiesta di avere edifici con "costole montanti" di un solo pezzo è certamente valida. Si tratta di una delle regole del buon costruire in zona sismica dove si richiede la continuità del flusso degli sforzi attraverso gli elementi portanti dalla copertura alle fondazioni e viceversa. La stessa regola del buon costruire che e' richiesta, ad esempio, anche dalle normative Canadese, Neozelandese e Giapponese (Fig. 11.1).

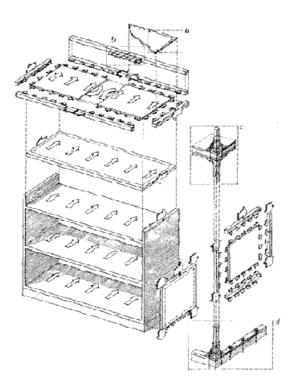


Fig. 11.1 - Importanza dei particolari costruttivi per assicurare la continuità strutturale sotto azioni orizzontali: (a) rinforzi d'angolo; (b) continuità degli elementi in tensione a livello dei solai; (c) continuità dei montanti verticali; (d) prevenzione del sollevamento e dello scivolamento fuori dalla fondazione.

Viceversa la richiesta che tale tipo di continuità sia estesa anche per le altre parti della struttura "in modo da non avere indebolimenti in corrispondenza delle giunzioni" è discutibile.

Come noto, gli studi condotti su questo aspetto negli ultimi anni (3, 5, 8, 13, 14 e 16), per le strutture di legno è opportuno recuperare a livello delle unioni la duttilità strutturale che altrimenti, nel caso di unioni rigide, sarebbe demandata al solo materiale. In questo caso le strutture non sarebbero da considerarsi dissipative in quanto il materiale per tensioni normali si comporta in modo elastofragile.

11.2.3. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO (C.9.1.2)

Gli interventi di miglioramento sono consigliati per gli edifici a carattere monumentale, di cui all'art. 16 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64, e quindi in quest'ottica gli elementi strutturali di legno contenuti in questo tipo di edifici dovranno essere oggetto di soli interventi tesi ad aumentare il grado di sicurezza nei confronti dell'azione sismica senza peraltro modificare il comportamento globale dell'edificio.

A questo scopo si segnala l'opportunità di seguire le direttive specifiche messe a punto dal Comitato nazionale per la prevenzione del patrimonio culturale dal rischio sismico (seduta del 14/07/89) e le altre prescrizioni normative successivamente emanate (Circolare del Ministero dei Beni Culturali ed Ambientali del 18 luglio 1986 n. 1032). Nelle direttive viene consigliato di procedere, essenzialmente, con lavori di restauro, articolati in interventi di miglioramento sismico e di manutenzione, per i complessi architettonici di valore storico artistico. Si consiglia la conservazione dei solai in legno procedendo, se del caso, all'irrigidimento del tavolato, nel caso che il solaio debba essere sostituito si consiglia di mettere in opera un solaio ancora in legno. Per le coperture si consiglia di conservare i tetti in legno, evitando interventi che comportino aumento delle masse all'ultimo piano.

11.2.4. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA: SOLAI (C.9.8.2)

La norma dice che possono essere utilizzati solai in legno solo ove ciò sia richiesto da particolari esigenze architettoniche. Nel caso che tali strutture si debbano sostituire si prescrive l'utilizzo di solai in c.a. (o c.a.p.) o solai misti con blocchi interposti in laterizio od altro materiale, ovvero in acciaio efficacemente ancorati alle estremità di cordoli.

Il motivo per di tale prescrizione è dovuto al fatto che il solaio costituito di solo legno non è considerato capace di assolvere la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri di controvento.

11.2.5. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA: COPERTURE (C.9.8.5).

I tetti, ove sostituiti, debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento; nel caso di tetti in legno si deve garantire una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.

Si rileva in questo caso una impostazione più favorevole all'impiego del legno quale struttura di copertura, si permette la sostituzione di un tetto in legno con altro dello stesso tipo purché si realizzi un cordolo di coronamento.

11.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

11.3.1. GENERALITA', RICHIAMI SUL MATERIALE E SULLE STRUTTURE DI LEGNO

A questo punto appare utile effettuare alcuni richiami su alcune caratteristiche del materiale legno e delle strutture con esso realizzate, al fine di illustrare meglio i commenti successivi.

La prestazione fornita durante passati terremoti dalle strutture di legno tradizionali è stata per lo più eccellente. I collassi rilevati sono stati causati per lo più da qualcuno dei seguenti motivi, generalmente indipendenti dalla qualità intrinseca del materiale da costruzione legno:

- cedimento della sottostruttura (ad esempio murature di garage mal distribuite);
- fondazioni inadeguate, non sufficientemente irrigidite e mal connesse;
- forti asimmetrie nella forma strutturale, con larghe aperture nelle pareti in vicinanza degli spigoli dei fabbricati;
- connessioni strutturali inadeguate (specialmente fra componenti di diversa rigidità, come ad esempio case con rivestimento in muratura:
- uso di coperture realizzate con materiali pesanti senza adeguato supporto resistente laterale;
- insufficiente resistenza dei camini spesso in mattoni realizzati senza alcun rinforzo;
- scarsa resistenza del legno se attaccato da funghi ed insetti;
- vulnerabilità agli incendi che possono svilupparsi a seguito di un sisma.

Tuttavia, negli ultimi decenni in tutto il mondo, la tecnologia delle strutture di legno è cambiata considerevolmente con l'adozione di tipologie strutturali diverse dalle tradizionali, con aperture e luci sempre più grandi, con schemi statici nuovi; tutto questo ha portato a condurre il dimensionamento non più sulla base delle regole descrittive della pratica tradizionale, ma secondo i metodi di calcolo dell'ingegneria strutturale.

Al tempo stesso una vasta azione di studio e di ricerca ha preso campo riguardo alle strutture di legno ed in particolare anche al loro comportamento in zona sismica. Qui di seguito ne vengono illustrati i punti salienti:

1. Leggerezza

Senza voler entrare in merito alla variabilità dei valori di massa volumica, ma giusto per avere un utile orientamento, si può considerare che il valore medio della massa volumica del legno in dimensioni d'uso nelle strutture (legno strutturale) si aggiri intorno ai 500 kg/m³ (per le conifere; se si considerano quercia e faggio si sale ai 700 kg/m³).

Il rapporto resistenza/peso risulta pari a quello dell'acciaio e 5 volte più grande di quello del calcestruzzo: in altre parole ciò significa che, a parità di portata, una trave di legno, ad esempio, ha più o meno le stesse dimensioni di una trave in cemento armato (in effetti minori perché il peso proprio è minore) ma un peso 5 volte più basso; mentre ha all'incirca lo stesso peso della equivalente trave di acciaio.

2. Resistenza

La resistenza del legno strutturale è dello stesso ordine di grandezza di quella del calcestruzzo, ma rispetto a quest'ultimo, è presente anche a trazione. Facendo riferimento al legno di conifera europea (abete bianco ed abete rosso, pino silvestre) si possono avere i seguenti valori di riferimento per i valori di resistenza caratteristica a flessione per carichi della durata intorno ai 5 minuti (durata della prova): da un minimo di 16 MPa ad un massimo di 30 MPa a seconda della classe di qualità resistente (categoria). Il legno però ha natura viscoelastica e presenta una forte dipendenza delle caratteristiche di resistenza in funzione della durata del carico. Nei confronti di carichi di lunga durata la tensione massima sopportabile per un tempo indefinito scenderà del 40%, mentre salirà del 10% per carichi di durata istantanea, come nel caso di un sisma. Nei codici di calcolo ovviamente si tiene conto di tale particolare comportamento attraverso opportuni coefficienti correttivi (che quindi sono diversi dai fattori di sicurezza) per la durata del carico (K_{mod} nell'Eurocodice 5).

3. Deformabilità

Il valore del modulo elastico medio del legno strutturale di conifere europee può variare da un minimo di 8000 MPa ad un massimo di 12000 MPa a seconda della categoria, con riferimento a prove di breve durata (5 min). Tuttavia anche tali valori, stante la natura viscoelastica del legno, per carichi istantanei subiscono incrementi del 10% e più (4). Questo fatto ha un indubbio beneficio agli effetti dell'aumento del carico critico per instabilità' dell'equilibrio. In sostanza comunque l'ordine di grandezza del valore del modulo elastico, valutato per deformazione parallela alla direzione delle fibre, risulta, nel legno strutturale, circa un terzo di quello del calcestruzzo. Ciò comporta in definitiva bassi valori di rigidezza alla traslazione (si pensi ad un semplice portale) e quindi ad una maggiore flessibilità che talora si può tradurre in un aumento del periodo proprio di oscillazione e, quindi, in una diminuzione dell'intensità dell'azione sismica sulla struttura.

4. Fragilità

Il comportamento a rottura del legno in dimensioni strutturali risulta, parallelamente alla fibratura, di tipo sostanzialmente fragile, a causa dei difetti inevitabilmente presenti nel materiale, e ciò accade in maniera più accentuata all'aumentare delle dimensioni della sezione e del volume sollecitato (essendo sempre più probabile la presenza di un difetto determinante per la resistenza).

Questo non significa che talora non possano manifestarsi rotture di tipo "duttile", ad. esempio a flessione, con la plasticizzazione delle fibre compresse e conseguente spostamento verso il basso dell'asse neutro fino al raggiungimento della crisi dal lato delle fibre tese, ottenendo, in questo caso, un rapporto tra la freccia di rottura e la freccia al limite di proporzionalità maggiore di 1: questo dipenderà dal grado di difettosità di quel particolare elemento provato, oltre che dalla specie legnosa. Ma resta il fatto fondamentale, e cioè che è il tipo di comportamento relativo agli elementi strutturali più deboli, quelli che, per intenderci, determinano il valore caratteristico delle resistenze, cui si fa riferimento nei codici di calcolo. In ogni caso con il legno strutturale, anche per il più duttile, non si può superare il valore di 2 per sezioni inflesse, ben lontano dai corrispondenti valori per le sezioni in calcestruzzo armato ed in acciaio.

Vi è da considerare che prima della frattura, restando il materiale in campo elastico lineare, i cicli di isteresi risultano molto schiacciati con dissipazione di energia pressoché nulla.

Diverso è il caso della resistenza a compressione ortogonale alla fibratura: in questo caso la duttilità può raggiungere valori fino a 5 ÷10 e la dissipazione di energia per isteresi diventa, in questo caso, importante (10% e più in termini di equivalent viscous damping ratio).

5. Unioni per contatto

Le unioni, tipiche delle strutture lignee antiche venivano realizzate attraverso il contatto diretto legno - legno a compressione localizzata (anche per la trasmissione di sforzi di trazione), sostanzialmente moltiplicando le superfici di contatto tra elementi strutturali diversi (mai o quasi mai combacianti perfettamente) e realizzando sovente intelaiature iperstatiche, con nodi strutturali in cui il legno veniva, inevitabilmente, a trovarsi sollecitato non solo in direzione parallela alla fibratura ma anche ortogonale. Questo fatto, nel caso di sollecitazioni sismiche, ha comportato a livello delle unioni la possibilità di assorbire considerevoli spostamenti senza indurre stati di sollecitazione inaccettabili nei vari elementi strutturali lignei; ha comportato una forte dissipazione di energia per compressione localizzata ortogonale alla fibratura in corrispondenza dei nodi della struttura, nonché, infine, una certa dissipazione di energia per attrito tra i vari elementi strutturali convergenti nel nodo.

6. Unioni incollate

Le unioni incollate sono più recenti. Tuttavia l'uso delle colle si è ormai affermato prepotentemente grazie alla comparsa sul mercato di adesivi per uso strutturale resistenti all'umidità, soprattutto nel campo delle strutture di legno lamellare incollato. L'unione fra le varie lamelle, se realizzata secondo le modalità previste per i vari tipi di utilizzazione, è così efficace che si può affermare senza ombra di dubbio che l'elemento strutturale di legno lamellare può essere considerato come un elemento costituito da un sol pezzo.

Non solo, ma la difettosità risulta confinata nello spessore delle lamelle e distribuita in maniera più omogenea nel corpo dell'elemento strutturale; e le unioni di testa tra le varie tavole hanno resistenza almeno pari a quella del massimo difetto che condiziona la categoria dell'elemento strutturale stesso.

Si può quindi affermare che il legno lamellare incollato mantiene, dal punto di vista del comportamento a rottura le stesse caratteristiche del legno massiccio, ed anzi le migliora.possedendo una minore variabilità delle caratteristiche meccaniche.

Le colle vengono pure usate, talvolta, per realizzare dei veri nodi strutturali tra elementi diversi; è questo il caso di alcuni portali di legno massiccio o lamellare, in genere non di grande luce. Il comportamento sotto carico di tali unioni è molto rigido e tende a mantenere le caratteristiche di fragilità a rottura del legno stesso.

7. Unioni con elementi di collegamento meccanici e connettori

Lo sviluppo della tecnologia degli elementi di collegamento meccanico (bulloni, spinotti, chiodi), eventualmente associati a connettori metallici (piastre dentate, anelli, dischi dentati), ha portato ad una ampia affermazione, non fosse altro per la loro facilità ed affidabilità di impiego anche a piè d'opera in cantiere, delle connessioni meccaniche. Il loro comportamento sotto carico presenta indubbie capacità duttili nonché importanti capacità' dissipative. Tale fatto si spiega sia per la deformabilità stessa degli elementi metallici, sia per la sollecitazione localizzata nel legno, con deformazioni in direzione trasversale alle fibre e con forti effetti di rifollamento (14).

8. Duttilità e dissipazione di energia

Le proprietà delle connessioni sopra citate consentono di recuperare, a livello delle unioni, quelle caratteristiche di duttilità e dissipazione di energia che mancano a livello del materiale base. Il comportamento sotto carico ciclico differisce, ovviamente, da giunto a giunto ma sostanzialmente si tratta sempre di cicli con forma asimmetrica a fiocco di farfalla, il cui corpo centrale si assottiglia man mano che si procede verso valori più alti del carico, ma che mantengono sempre una capacità di dissipare energia pressoché invariata per ogni ciclo in termini di fattore di smorzamento viscoso equivalente (Fig. 11.2). In Figura 11.3 sono riportati alcuni esempi di possibili forme di cicli di isteresi a seconda del tipo di collegamento realizzato.

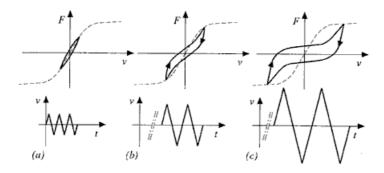


Fig. 11.2 - Tipiche forme dei cicli di isteresi per giunti meccanici con spinotti, per diversi livelli di carico.

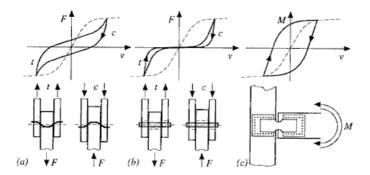


Fig. 11.3 - Differenti possibilità di dissipare energia a seconda del tipo di giunto meccanico utilizzato (t = trazione, c = compressione).

L'assottigliamento del ciclo è dovuto al fatto che gli elementi meccanici di collegamento si fanno posto nel legno ed ad ogni incremento di carico continuano a farsene sempre di più e solo per una piccola parte la deformazione nel legno, dovuta all'azione concentrata dell'elemento metallico, è recuperabile elasticamente, per cui quando il moto si inverte si hanno grandi spostamenti (slip) a prezzo di modeste cadute (o incrementi di carico). Tali collegamenti possono raggiungere deformazioni, e corrispondenti valori di duttilità, molto importanti prima che il materiale legno raggiunga la vera e propria rottura per rifollamento o per frattura.

Opportune formule di dimensionamento, riportate nei codici di calcolo (ad es. Eurocodice 5), permettono di evitare la prematura apertura dei giunti (splitting) prima che si sia raggiunta la capacità portante di progetto. Inoltre tale tipo di collegamento fintantoché non si sia raggiunta una eventuale frattura nel legno, può essere facilmente riparato tramite l'iniezione di resine epossidiche recuperando, se non del tutto almeno in gran parte, le caratteristiche di resistenza e deformabilità originarie.

9. Costruzioni ad ossatura in legno e compensato strutturale

Questo tipo di costruzioni quando sia eseguito secondo le regole del buon costruire presenta un ottimo comportamento al sisma, sia perché, in definitiva, presenta il tipico comportamento a scatola chiusa, sia perché la presenza di migliaia di chiodi che collegano gli elementi portanti di legno massiccio con i pannelli di compensato strutturale svolgono un ruolo fondamentale, particolarmente significativo, nella dissipazione di energia durante il terremoto (Fig. 11.4). Per le costruzioni ad ossatura in legno e compensato strutturale l'Eurocodice 8 prescrive il valore 3 ed il codice Neozelandese 4 per il fattore di struttura q.

10. Costruzioni in legno lamellare incollato

Nel caso delle grandi strutture di legno lamellare incollato gli schemi statici sono per lo più di chiara evidenza. Appare evidente ad esempio che la capacità dissipativa nel caso di una struttura ad arco a tre cerniere sarà indubbiamente minore (e limitata a quella delle strutture portanti secondarie), di quella di una struttura a portale a due cerniere o di una struttura reticolare con nodi realizzati mediante connessioni spinottate.

Parlando in termini di fattore di struttura, nel caso della struttura isostatica a vincoli perfetti il fattore di struttura risulta pari ad uno, mentre nel caso di una struttura con giunti, capaci di comportamento plastico e con la possibilità di dissipare energia sotto l'azione di carichi ciclici, tale fattore sarà maggiore di uno (3, 5, 6, 8, 13, 16).

11.3.2. ALTEZZA MASSIMA DEGLI EDIFICI

Come si è potuto vedere nei paragrafi precedenti la tecnica delle costruzioni in legno e la conoscenza del legno come materiale da costruzione ha fatto passi da gigante negli ultimi decenni; le moderne tecnologie costruttive, sviluppatesi in Europa e nel mondo, consentono, ad esempio, di costruire edifici in zona sismica fino a 7 piani in paesi a forte sismicità quali la Nuova Zelanda. In effetti poi, l'elemento limitante l'altezza non è' più l'azione del sisma, ma la risposta all 'azione del fuoco, per cui l'altezza massima dell'edificio è scelta in funzione dei criteri di sicurezza nei confronti del fuoco e della possibilità di consentire alla gente di avere il tempo sufficiente per evacuare l'edificio in caso di incendio. In Canada, ad esempio, l'altezza massima consentita è di solo 4 piani. Naturalmente per costruire edifici di questa importanza non si può più continuare ad usare il "legname", ma va utilizzato il legno strutturale, classificato secondo la resistenza, in modo da essere garantiti sulle caratteristiche di resistenza e di rigidezza, valutate secondo le opportune normative (11).

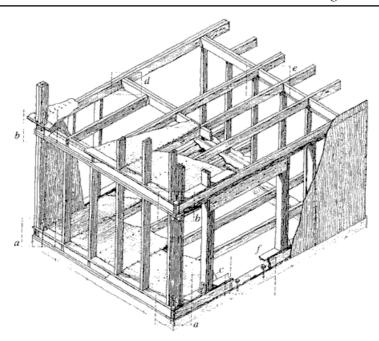


Fig.11.4 - Particolari costruttivi per un edificio intelaiato in legno e pannelli di compensato strutturale: (a) prevenzione dal sollevamento della fondazione; (b) continuità degli elementi strutturali in trazione; (c) irrigidimento delle aperture nelle pareti di taglio attraverso l'uso di montanti addizionali, architravi e ritegni d'angolo; (d) irrigidimento delle aperture nei solai attraverso il raddoppio dei travetti adiacenti l'apertura; (e) irrigidimento dei solai attraverso il "bloccaggio" dei travetti; (f) prevenzione dello scivolamento fuori dalla fondazione.

Il grande sforzo fatto a livello europeo, per la produzione del già citato codice di calcolo strutturale "Eurocodice 5 - Strutture di legno" (ora disponibile anche nella versione in italiano, a cura dell'UNI) e delle norme CEN di supporto riguardanti i prodotti, consente ora di guardare al legno in una nuova prospettiva di materiale affidabile, così come un qualunque altro materiale da costruzione, per le applicazioni dell'ingegneria civile. Se poi ci sarà anche una normativa italiana, sia la benvenuta, sperando che, a questo punto, faccia tesoro delle esperienze già maturate e sia quindi, per quanto possibile, simile all'Eurocodice 5, tenendo, ovviamente, conto della realtà e dello sviluppo tecnologico del nostro paese.

11.3.3. EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

La norma richiede, in forma molto sintetica ma certamente esplicita, che non ci sia indebolimento nelle sezioni in cui si effettua un unione di tipo strutturale.

Ciò sarà possibile solo con collegamenti di tipo incollato. Con collegamenti di tipo meccanico, meno resistenti, ma anche più duttili, non è sempre possibile e neppure auspicabile il completo ripristino di resistenza e rigidezza nella sezione. Tuttavia in strutture, come quelle di Figura 11.1, i collegamenti di interpiano, ad esempio, sono sufficienti a giocare un ruolo efficace nella resistenza della struttura alle azioni sismiche, pur non essendo a completo ripristino. Nell'Eurocodice 8, ad esempio, non c'è traccia di una simile prescrizione, giacché la verifica delle connessioni è un fatto comunque imprescindibile. In più ci si preoccupa di ottenere, mediante le regole specifiche di progettazione, connessioni meno resistenti delle parti lignee da esse connesse, per garantire la plasticizzazione della unione strutturale e la conseguente dissipazione di energia per isteresi, prevenendo così la rottura fragile del legno circostante.

11.3.4. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA: SOLAI (C.9.8.2)

Con solai composti legno calcestruzzo (Fig. 11.5), è possibile avere solai sufficientemente rigidi nel proprio piano tali da garantire una adeguata ripartizione delle azioni orizzontali (10), ed al tempo stesso assai più leggeri che non i solai in c.a. (7): il che significa attivazione di tutti i vantaggi senza gli svantaggi, dovuti ad eccessivi appesantimenti. Sembra opportuno ricordare qui quanto è.successo di recente nell'isola di Lefkas (Grecia) durante un terremoto. Tre edifici gemelli, ciascuno di tre piani, avevano i solai di legno. Il proprietario di uno degli edifici, fresco laureato della National Technical University di Atene, decide di sostituire i solai di legno con dei moderni solai di calcestruzzo armato. Risultato: al primo terremoto di una certa intensità l'edificio con i solai di c.a. crolla trascinando con sé uno dei due edifici adiacenti, l'altro edificio con i vecchi solai in legno è invece sopravvissuto (fonte: prof. Panos Touliatos, NTU Atene).

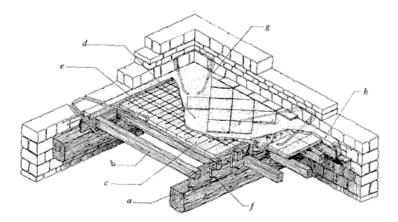


Fig.11.5 - Miglioramento strutturale di un solaio esistente di legno, in un edificio in muratura: (a) travi principali; (b) travi secondarie; (c) piastrelle; (d) soletta di calcestruzzo; (e) rete di acciaio elettrosaldata; (f) spinotti d'acciaio inseriti nel legno e fissati con resina epossidica; (g) staffe d'acciaio per collegare la soletta di calcestruzzo con la muratura; (h) cordolo in c.a. di rigiro.

11.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Al fine di controllare, in maniera semplice e rapidamente comprensibile, se il dimensionamento con gli stati limite sia più o meno severo di quello con le tensioni ammissibili, è stato svolto l'esempio di verifica relativo al portale di legno lamellare incollato, II categoria DIN, di Figura 11.6.

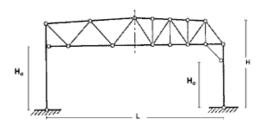


Fig.11.6 - Portali in legno oggetto dell'esempio applicativo; la figura si riferisce a due distinti portali: H_o individua per ciascun caso la quota della sezione oggetto di verifica.

Per quanto riguarda le tensioni ammissibili si sono prese quelle della norma DIN, e cioè 11 MPa a flessione e 8.5 MPa per compressione parallela alla fibratura per carichi di lunga durata, assumendo un valore del coefficiente di

modificazione per la durata del carico previsto, pari a 1.3. Per quanto riguarda la tensione resistente a flessione si è presa quella relativa alla classe di resistenza GL24 dell'EC5, corrispondente alla II categoria DIN, e cioè 240 MPa a flessione e 240 MPa a compressione parallela, con un fattore di modificazione per la durata del carico di 1.1, nonché il fattore di sicurezza del materiale previsto da EC5, 1.3.

Dai risultati del calcolo, riportato nelle pagine seguenti, si può vedere che sostanzialmente, nel caso scelto i due dimensionamenti si equivalgono: una maggior severità della verifica agli stati limite, per la parte di flessione dove l'incremento lato sollecitazione supera quello lato resistenza, è compensata da una maggior magnanimità per la parte a compressione dove il forte incremento di tensione resistente atteso per la classe di resistenza prevista dall'Eurocodice gioca un ruolo decisivo.

Esempio applicativo (Fig. 11.6).

 $\begin{array}{ll} \sigma_{c,d} & \text{tensione agente a compressione di progetto} \\ \sigma_{m,d} & \text{tensione agente a flessione di progetto} \\ \sigma_{c,adm} & \text{tensione ammissibile a compressione} \\ \sigma_{m,adm} & \text{tensione ammissibile a flessione} \end{array}$

 $\begin{array}{ll} f_{c,o,d} & \text{resistenza a compressione di progetto (da (11))} \\ f_{m,d} & \text{resistenza a flessione di progetto (da (11))} \end{array}$

 k_c coefficiente di instabilità per carico di punta (da (11)) m_G somma della massa propria e del sovraccarico permanente

mo massa del sovraccarico accidentale

b larghezza del pilastro

h altezza della sezione del pilastro H, H₀ e L così come definiti nella figura 11.6

<u>Tensioni ammissibili</u>

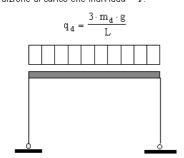
Pesi sismici: $\frac{W}{g} = m_d + 0.33 \cdot m_1 = 1.66 \cdot m_d$

avendo assunto $m_1 = 2m_d$.

$$W = 1.66 \cdot g \cdot m_d$$

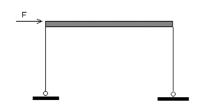
Forza sismica (R = ε = β = I = γ_i = 1):

 $F = 166\cdot 0.07\cdot g\cdot m_d = 0.1162\cdot g\cdot m_d$ per zone a media sismicità $_S = 9\cdot$ Condizione di carico che individua $^{\alpha}_{P}$:



pilastro igura 11.6 $\frac{\text{Stati limite}}{\text{Pesi sismici:}}$ Pesi sismici: $\frac{W}{g} = m_d + 0.33 \cdot m_1 = 1.66 \cdot m_d$ avendo assunto $m_1 = 2m_d$. $W = 1.66 \cdot g \cdot m_d$ Forza sismica $(R = \varepsilon = \beta = I = \gamma_i = 1)$: $F = 1.66 \cdot 0.07 \cdot g \cdot m_d = 0.1162 \cdot g \cdot m_d$ per zone a media sismicità S = 9. Condizione di carico che individua S = 9. $Q_{d_E} = \frac{(1.4 \cdot m_d + 1.5 \cdot m_1) \cdot g}{L}$

Condizione di carico che individua $^{\alpha}$:



Verifica:

$$\alpha_p \pm \alpha$$

Verifica della sezione del pilastro (all'incastro nella trave):

$$\begin{split} \frac{\sigma_{\text{m,d}}}{\sigma_{\text{m,adm}}} + & \frac{\sigma_{\text{c,d}}}{k_{\text{c}} \cdot \sigma_{\text{c,adm}}} \leq 1 \\ \frac{6 \cdot M_{\text{d}}}{\frac{b \cdot h^2}{\sigma_{\text{m,adm}}}} + & \frac{N \cdot d}{k_{\text{c}} \cdot \sigma_{\text{c,adm}}} \leq 1 \\ M_{\text{d}} = & \frac{F \cdot H_{\text{o}}}{2} \end{split}$$

$$N_{d} = \frac{\frac{q_{d} \cdot L}{2} + \frac{F \cdot H}{L}}{b \cdot h}$$

Assumendo per ipotesi di lavoro:

$$k_c = 0.6$$

$$\frac{H_o}{h} = 10$$

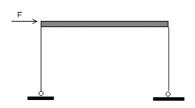
$$\frac{L}{H} = 2$$

Con i valori tensionali scelti, si ottiene:

$$\begin{split} &\sigma_{\text{m.adm.}} = 11 \cdot 13 \\ &\sigma_{\text{c.adm.}} = 8.5 \cdot 1.3 \\ &\frac{m_{\text{d.}} \cdot g}{b \cdot h} \cdot \left(0.24 + 0.24\right) \leq 1 \end{split}$$

$$\sigma \langle T.A. \rangle = 0.48 \cdot \frac{m_d \cdot g}{b \cdot h}$$

Condizione di carico che individua lpha :



Verifica:

$$\alpha_{\mathbf{p}} \pm \gamma_{\mathbf{E}} \cdot \alpha$$

 $con_{\gamma_E} = 1.5$

Verifica della sezione del pilastro (all'incastro nella trave):

$$\begin{split} &\frac{\sigma_{\mathbf{m},d}}{f_{\mathbf{m},d}} + \frac{\sigma_{c,d}}{k_c \cdot f_{c,o,d}} \leq 1 \\ &\frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} + \frac{\frac{N \cdot d}{b \cdot h}}{k_c \cdot f_{c,o,d}} \leq 1 \\ &M_d = \gamma_E \cdot \frac{F \cdot H_o}{2} \end{split}$$

$$N_{d} = \frac{q_{dE} \cdot L}{2} + \frac{\gamma_{E} \cdot F \cdot H}{L}$$

Assumendo per ipotesi di lavoro:

sumendo per ipote si di lavor
$$k_c = 0.6$$
 $\frac{H_o}{h} = 10$ $\frac{L}{H} = 2$

Con i valori tensionali scelti, si ottiene:

$$f_{m,d} = \frac{24 \cdot 11}{1.3}$$

$$f_{co,d} = \frac{24 \cdot 11}{1.3}$$

$$\frac{m_d \cdot g}{b \cdot h} \cdot (0.26 + 0.19) \le 1$$

$$\sigma \langle S.L.U. \rangle = 0.45 \cdot \frac{m_d \cdot g}{b \cdot h}$$

11.5. CONCLUSIONI

Negli ultimi decenni c'è stata in Europa e nel mondo una decisa spinta evolutiva nella progettazione di strutture di legno in zona sismica e non. A livello Europeo il legno, già da tempo, è considerato un materiale da costruzione con dignità pari a quella degli altri materiali da costruzione. Sono stati, di recente, messi a punto specifici codici di calcolo, basati sull'esperienza maturata nei paesi membri della comunità europea: l'Eurocodice 5; nell'Eurocodice 8 c'è un capitolo sulle strutture di legno in cui si tiene conto dei vari fattori che ne influenzano il comportamento strutturale in zona sismica.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

L'intrinseca fragilità del materiale, nelle dimensione più comunemente utilizzate nelle produzione delle strutture è controbilanciata da altri importanti fattori che giocano in senso opposto: la leggerezza del materiale, l'incrementata capacità resistente per azioni di breve durata, la scarsa probabilità che all'atto del sisma siano presenti tutti i carichi di esercizio che sono serviti per i calcoli di dimensionamento statico; ed infine, ma non ultima come importanza, la capacità di deformarsi in campo plastico con elevati valori di duttilità e capacità di dissipare energia, a livello delle connessioni eseguite con elementi di collegamento meccanici.

È auspicabile che nella futura versione della norma sismica, una volta che le Istruzioni per il calcolo delle Strutture di Legno auspicate dal MLLPP saranno pronte e/o l'Eurocodice 5 recepito, si possa procedere tenendo conto di tutti i pregi ed i difetti del materiale, consentendo una progettazione, razionalmente ancorata alle evidenze sperimentali ed ai progressi della ricerca, anche con questo materiale.

11.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) G. Giordano, La moderna Tecnica delle Costruzioni in legno, Hoepli ed. Milano, 1946.
- (2) A. Ceccotti, Le strutture di legno nell'edilizia, rivista INARCOS n.441, 6-21, Associazione Ingegneri della Provincia di Bologna, Bologna, 1983.
- (3) A. Ceccotti e A. Vignoli, Behaviour factor of timber structures in seismic zones, Proceedings of 20 CIB W18 Meeting, paper n.20-15-1, edited by University of Karlsruhe Holzbau Institut, 1987.
- (4) A. Ceccotti e A. Vignoli, Dynamic Tests on Full-Scale Structures of Glue-Laminated Timber: Theoretical and Experimental Studies, Journal of Testing and Evaluation, vol.16, n.2, 178-189, ASTM, Philadelfia, USA, 1988.
- (5) A. Ceccotti e A. Vignoli, A hysteretic behavioural model for semirigid joints, rivista European Earthquake Engineering, n3/89, 3-9, Pitagora ed., Bologna, 1989.
- (6) A. Ceccotti e H.J. Larsen, Background document for specific rules for timber structures in Eurocode 8, pubb. 8077/89 DG III Commissione Comunità Europee, 285-300, CEC, Bruxelles, 1989.
- (7) C. Blasi, A. Ceccotti e A.. Gambi, L'impiego di solai composti legno-calcestruzzo: un esempio applicativo nel campo del consolidamento strutturale e relative prove sperimentali, Atti del Congresso CTE su Tecnologia edilizia in evoluzione, 229-238, CTE, Milano, 1990. (8) A. Ceccotti e A. Vignoli, Seismic design of low-dissipative engineered timber structures, proceedings of International Meeting on Earthquake protection of buildings, 159-176B, CREA, Ancona 1991.
- (9) A. Čeccotti, Strutture di legno, cap.XVI del Vol.IV del Manuale Cremonese di Ingegneria Civile, Zanichelli, Bologna 1991.
- (10) E. Giuriani e A. Frangipane, Wood-to-concrete composite section for stiffening of ancient wooden beams floors, Technical report n.14, 1-12, Dip. Ingegneria Civile, Univ. di Brescia, 1991.
- (11) Eurocodice 5, Dimensionamento e verifica delle strutture di legno, versione italiana a cura dell'UNI, Milano 1993/94.
- (12) G. Giordano, Tecnica delle costruzioni in legno, Hoepli ed., Milano, 1993.
- (13) A. Ceccotti, A. Vignoli e S. Giordano, Testing seismic behaviour of timber structures with semi-rigid joints, proceedings of II COST C1 Workshop, 447-458, Czach Technical University, Prague, 1994.
- (14) A. Ceccotti, Timber connections under seismic actions, Timber Engineering STEP, vol. n.1.lecture C/17, 1-10, Centrum Hout, The Netherlands, 1994.
- (15) A. Ceccotti e P. Touliatos, Detailing of timber structures in seismic areas, Timber Engineering STEP, Vol. n.2 lecture D/10, 1-10, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.
- (16) A. Ceccotti, M. Lauriola e A. Vignoli, About the seismic resistance of Hamar Hall, Proceedings of the International Wood Engineering Conference, vol. 1, 203-210, Lousiana State University, Baton Rouge, USA, 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 12 - INTERVENTI SUGLI EDIFICI ESISTENTI (C.9.1, C.9.2, C.9.3, C.9.4)

(Maurizio Ferrini)

SOMMARIO

- 12.1. Generalità 12.3
 - 12.1.1. Il quadro normativo 12.3
 - 12.1.2. Evoluzione della normativa 12.5
- 12.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 12.5
 - 12.2.1. Interventi sugli edifici esistenti (C.9.0) 12.6
 - 12.2.2. Intervento di adeguamento (C.9.1.1) 12.6
 - 12.2.3. Interventi di miglioramento (C.9.1.2) 12.8
 - 12.2.4. Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento (C.9.2.1) 12.9
 - 12.2.5. Progetto esecutivo degli interventi di miglioramento (C.9.2.2) 12.12
 - 12.2.6. Operazioni progettuali (C.9.2.3) 12.12
 - 12.2.7. Criteri di scelta progettuale (C.9.2.4) 12.15
 - 12.2.8. Provvedimenti tecnici d'intervento (C.9.3) 12.16
 - 12.2.9. Provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici (C.9.3.1) 12.17
 - 12.2.10.Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi ad aumentare la resistenza resistenza strutturale (C.9.3.2) 12.18
 - 12.2.11.Provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi di adeguamento (C.9.3.3) 12.19
 - 12.2.12. Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento (C.9.3.4) 12.20
 - 12.2.13.Aggetti verticali (C.9.3.5) 12.21
- 12.3. Commenti e miglioramenti possibili 12.21
- 12.4. Esempi di applicazione 12.23
 - 12.4.1. Elaborati e stato del progetto di adeguamento 12.23
 - 12.4.2. Relazione geotecnica 12.32
- 12.5. Conclusioni 12.36
- 12.6. Bibliografia 12.37

Cap. 12 - INTERVENTI SUGLI EDIFICI ESISTENTI (C.9.1, C.9.2, C.9.3, C.9.4)

(Maurizio Ferrini)

12.1. GENERALITA'

La normativa tecnica rivolta alla trattazione degli interventi sugli edifici esistenti così come per la costruzione di nuovi edifici dovrebbe, in linea di principio, costituire la griglia entro la quale si coniugano la volontà e gli interessi dei singoli (siano essi privati cittadini che pubbliche amministrazioni) con il livello di protezione o sicurezza che lo Stato intende, per ragioni di pubblica incolumità, assicurare mediante la normativa stessa.

La normativa tecnica costituisce dunque la logica conseguenza della volontà espressa dallo Stato con la classificazione sismica di un dato territorio e quindi rappresenta il presupposto per l'applicazione di tale volontà nell'attività edilizia in quel territorio.

La classificazione infatti costituisce la presa d'atto di una situazione di pericolosità sismica che però da sola non basta affinché non si traduca solo nella passiva attesa dei terremoti che verranno a colpire i territori classificati sismici; affinché sia anche il punto di inizio di una strategia nazionale di difesa dai terremoti deve essere accompagnata da altre organiche politiche di intervento (1).

Così posto il problema è tanto generale che costituisce – anche se raramente è analizzato in questi termini – il nucleo centrale delle decisioni politiche di un ente di governo della collettività: lo Stato da cui dipendono gli indirizzi generali per la sicurezza dei cittadini e delle Regioni e dagli Enti Locali da cui dipende l'attività urbanistica ed edilizia.

Aspetti questi ultimi che si sono posti a maggior ragione dopo il 1982, in conseguenza della classificazione sismica "preventiva" operata dallo Stato su gran parte d'Italia, passando da 500 a 2800 comuni classificati; per la prima volta in Italia, infatti, la classificazione sismica di un territorio non è avvenuta dopo che su di esso si è verificato un terremoto distruttivo, ma prima che ciò avvenga.

Tale carattere "preventivo" della classificazione richiede alle amministrazioni ma soprattutto ai cittadini ed ai professionisti, di assumere un diverso e preciso ruolo nei confronti della questione sismica e dei rapporti tra terremoto e territorio. Solo una consapevolezza del problema, costante nel tempo e negli atti, può infatti consentire di finalizzare concretamente e realmente gli interventi e le risorse impiegate nell'ambiente per la mitigazione del rischio sismico esistente al momento della classificazione, così da non incrementare il già elevato debito dei danni attesi a fronte degli eventi sismici previsti per quell'area, accumulato in anni di incuria e di perdita di memoria storica.

Il problema centrale della protezione del patrimonio edilizio consiste dunque, nella corretta gestione delle risorse che sono quelle che ogni giorno vengono spese per l'ordinaria attività edilizia di nuove costruzioni ed infrastrutture o di interventi di recupero del patrimonio edilizio e non certo quelle che potrebbero rendersi disponibili all'interno di programmi ed iniziative finalizzate alla prevenzione, tali risorse infatti non solo sarebbero ipotetiche e comunque straordinarie, ma la loro entità sarebbe modesta rispetto a quella della spesa ordinaria.

12.1.1. IL QUADRO NORMATIVO

Gli interventi sugli edifici esistenti, trovano collocazione all'interno della normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica ai paragrafi C.9 e C.10 del Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 16.1.1996: Norme tecniche per le zone sismiche. (G.U. n.29 del 5.2.1996).

Si ricorda che, diversamente dalle precedenti leggi il Ministero dei Lavori Pubblici ha previsto che le normative tecniche per le costruzioni, una volta definiti i principi generali all'interno della Legge 2.2.74 n.64, fossero disciplinate con successivi Decreti Ministeriali al fine di una maggiore possibilità di aggiornamento per meglio tenere conto dell'evoluzione in tale settore.

Di seguito si elencano i riferimenti legislativi vigenti con particolare riferimento alle costruzioni in muratura:

A – Normativa sismica

- a1 Legge 2 Febbraio 1974 n.64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- a2 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 Gennaio 1996: Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- a3 Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 10.4.1997 n.65: istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

B – Altre normative di riferimento

- b1 Legge 5 Novembre 1986: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- b2 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 14 Febbraio 1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- b3 Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15.10.1996 n.252: Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- b4 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 20 Novembre 1987: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- b5 Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 Gennaio 1989 n.30787: Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento D.M. 20.11.87 -.
- b6 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 Gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- b7 Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici ______ 1996 n. ___: Istruzioni in merito ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- b8 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 Marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- b9 Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 Settembre 1988 n.30483: Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11.3.1988.
- C Per gli edifici monumentali o comunque di interesse storico, alle prescrizioni estremamente generiche contenute nella L. 2.2.74 n.64, si sono aggiunte particolari indicazioni e raccomandazioni emanate da parte del Ministero per i Beni Culturali ed Ambientali attraverso il Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, che contengono interessanti riflessioni ed indicazioni utili anche per gran parte del patrimonio edilizio ordinario in muratura:
- c1 Legge 2 Febbraio 1974 n.64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche:
 - art. 12 (Deroghe) si prevede la possibilità di deroghe all'osservanza delle norme tecniche per le zone sismiche per l'esigenza di salvaguardare le caratteristiche ambientali dei centri storici; la deroga, i cui contenuti devono essere previsti nei piani di recupero, è rilasciata dal Ministero dei Lavori Pubblici.
 - art. 16 (edifici di particolare importanza artistica) si afferma che qualsiasi lavoro di riparazione su edifici di tipo monumentale o storico è soggetto alle procedure vigenti in materia che una successiva circolare ha chiarito essere la L.1089/39 e la L.1497/39.
- c2 Raccomandazioni relative agli interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche. Circolare n.1032 del Luglio 1986.
- c3 Direttive per la redazione ed esecuzione di progetti di restauro comprendenti interventi di miglioramento antisismico e manutenzione, nei complessi architettonici di valore storico-artistico in zona sismica.

Documento tecnico approvato nel 1989 e trasmesso dal Ministero nel Marzo 1991.

c4 – Proposta di norme tecniche per la redazione dei progetti di restauro relativi agli interventi nei beni architettonici di valore storico artistico in zona sismica. A cura del Ministero per i Beni Culturali e Ambientali. Documento dell'Ottobre 1996.

12.1.2. EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA

La normativa sismica negli anni da 1906 (regolamento sismico emanato a seguito del terremoto calabro del 1905) ad oggi, ha subito rilevanti trasformazioni sia di ordine concettuale che applicativo; queste trasformazioni hanno interessato soprattutto la realizzazione di nuove costruzioni piuttosto che gli interventi sul patrimonio edilizio esistente.

Basti pensare che fino al 1986 le normative tecniche erano finalizzate alla sola riparazione dei danni di un terremoto (ivi compresi il D.M. 3.3.75 ed il D.M. 19.6.84).

Tale situazione è perdurata qualche anno nonostante la classificazione "preventiva" operata su gran parte del territorio nazionale negli anni tra il 1981 ed il 1983. Il concetto di riparazione si riferiva agli edifici non completamente distrutti; implicitamente era intesa quale occasione e mezzo per conseguire condizioni di stabilità migliori di quelle preesistenti al terremoto al fine di assicurare una maggiore resistenza degli edifici all'eventuale ripetersi di scosse sismiche.

Nel 1986 l'aggiornamento della normativa supera finalmente il concetto di *riparazione* introducendo il concetto di intervento edilizio preventivo, che può essere di due tipi: l'*adeguamento* ed il *miglioramento* sismico. Questi due interventi sono comprensivi degli interventi di riparazione conseguenti agli eventi sismici, esplicitando quindi quanto contenuto nelle norme del D.M. 3.3.75.

Con il D.M. del 1986 si ricalcano gran parte delle norme dettate a seguito del terremoto dell'Irpinia con il D.M. del 2.7.1981 e con la successiva Circolare del 30.7.1986 n.21745, che erano valide però solo per il territorio interessato dalla ricostruzione e non per tutto il territorio nazionale. Le norme per la ricostruzione dell'Irpinia, introducono alcuni concetti fondamentali ed in particolare: quello dell'*adeguamento* antisismico e quello della *riparazione* tesa a conseguire un generico maggior grado di sicurezza. La verifica sismica poteva essere omessa nel caso che gli edifici in muratura, con l'avvenuta esecuzione delle opere progettate, possedessero requisiti costruttivi di efficacia pari a quelli realizzati per le nuove costruzioni in osservanza al punto C.5 del D.M. 3.3.75.

Si deve far altresì rilevare che le normative per l'Irpinia ricalcano a loro volta parte delle norme, dei criteri e dei metodi di verifica emanati dalla Regione Friuli a seguito del terremoto del '76.

Di fatto il D.M. dell'86 estende a tutto il territorio nazionale le normative adottate per la ricostruzione dell'Irpinia, ridenominando l'intervento di riparazione in quello di miglioramento ma lasciandone inalterati i contenuti; le tecniche consigliate sono peraltro le stesse di quelle del D.M. del '75. Va osservato che la progettazione di un intervento di riparazione susseguente a un evento sismico può beneficiare della conoscenza di un quadro di danno che metta chiaramente in luce i punti di debolezza della struttura e i potenziali meccanismi di collasso. Lo stesso non avviene nella progettazione di interventi di manutenzione straordinaria, ristrutturazione e risanamento conservativo, disciplinati dalla L.457/78.

12.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Si è ritenuto opportuno, in alcuni casi, riportare in corsivo il testo della normativa, quale utile riferimento di lettura.

12.2.1. INTERVENTI SUGLI EDIFICI ESISTENTI (C.9.0)

"C.9.0 Gli interventi di adeguamento o di miglioramento di seguito definiti possono essere eseguiti senza l'obbligo del rispetto di quanto stabilito ai punti precedenti delle presenti norme, relativi alle nuove costruzioni. Gli interventi comprendono le riparazioni dei danni prodotti da eventi sismici".

Rinviando a quanto già detto in altri paragrafi, per quanto attiene al secondo comma, cioè quello riguardante le riparazioni dei danni a seguito di eventi sismici, si vuole qui entrare del merito dell'ambito di applicazione degli interventi di adeguamento e miglioramento.

Nei successivi punti del C.9, si trovano alcune prescrizioni specifiche che vanno comunque osservate; ad esempio, alcuni tipologie di intervento in relazione alle altezze dei fabbricati ed al loro rapporto con la larghezza stradale, l'applicabilità del coefficiente di protezione sismica nelle verifiche sismiche, etc.

Gli interventi tecnici vengono descritti al punto C.9.8, avente per oggetto il miglioramento sismico. Nonostante ciò, gli interventi descritti sono applicabili anche nell'ambito dell'adeguamento.

12.2.2. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO (C.9.1.1)

Con adeguamento sismico si intende un complesso di *opere sufficienti* a far sì che l'edificio possa resistere alle azioni sismiche di normativa e ciò sia dimostrato con opportune verifiche descritte ai punti C.9.5.3, C.9.6.3 e C.9.7.3.

Gli interventi di adeguamento, sono generalmente rilavanti ed estesi, ed i costi possono facilmente risultare superiori a quelli di una nuova costruzione.

"a) sopraelevare o ampliare l'edificio.

Le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero dei piani, sono ammissibili esclusivamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione di altezza, senza il rispetto delle norme di cui ai punti C.2 e C.3 qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani".

Secondo quanto previsto all'art. 14 della L. 64/74, la sopraelevazione di un edificio in muratura è limitata ad un solo piano; al momento della presentazione del progetto il progettista deve attestare che l'edificio non abbia subito precedenti sopraelevazioni, questione non semplice in considerazione dell'età e della storia dell'edificio (voto 76/83 del Cons.Sup.LL.PP).

La sopraelevazione deve inoltre integrarsi strutturalmente con l'edificio esistente: le scelte costruttive e strutturali dovranno quindi obbedire a criteri di coerenza meccanica con l'edificio preesistente e saranno quindi determinate da tale condizione (voto 29/92 del Cons.Sup.LL.PP).

Naturalmente bisognerà evitare di mantenere o, peggio, estendere eventuali intrinseci difetti della costruzione su cui si opera. Si dovrà dimostrare che la costruzione, con la sopraelevazione in progetto, presenta non solo omogeneità e coerenza costruttiva ma anche idoneità a sopportare il sisma.

La questione delle *sopraelevazioni* totali sul piano dell'edificio, parziali di una parte di esso (vengono definite dalla normativa come *ampliamenti*), parziali su tutto il piano (vengono definite *variazioni d'altezza*) devono essere compatibili anche con la larghezza della strada su cui prospettano.

Le deroghe ammesse riguardano principalmente gli ampliamenti, purché questi non superino l'altezza massima della parte dell'edificio già realizzato, e le variazioni di altezza ai fini dell'abitabilità dei vani, purché siano previste dai regolamenti edilizi e resti immutato il numero dei piani dell'edificio.

"b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%".

Le previsioni di interventi tali da comportare un incremento dei carichi, sia permanenti che accidentali, superiore al 20% ed in stretto rapporto con le strutture interessate dall'intervento, è applicabile solo a quegli interventi che comportano una variazione di destinazione nell'uso dei locali: ad esempio, da residenziale a studio professionale o attività commerciale o produttiva, o anche ad ufficio aperto al pubblico.

Occorre quindi porre una particolare attenzione alla variazione dei carichi accidentali, che sono stati modificati dal nuovo D.M. del 16.01.96.

Tale limitazione è alquanto singolare e senz'altro riduttiva degli effetti delle azioni sismiche sulla struttura di un edificio, ma è chiaramente rivolta alla salvaguardia della incolumità pubblica.

"c) effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente".

Per inquadrare gli interventi compresi in questo paragrafo è utile ricordare quanto previsto dalla L. 457/78 (norme generali per il recupero del patrimonio edilizio) ed in particolare all'art.31 ove si definiscono le tipologie degli interventi: manutenzione ordinaria, manutenzione straordinaria, risanamento conservativo, ristrutturazione edilizia e ristrutturazione urbanistica.

La definizione dell'intervento contenuta all'art.31, alla lett.d) -ristrutturazione edilizia- che di seguito viene riportata evidenziandone in corsivo le differenze con quella sismica corrisponde di fatto a quanto contenuto nella lett.c) del citato C.9.1.1; chiaramente la normativa sismica si riferisce solo agli interventi che hanno implicazione strutturale ed in tal senso va inteso il concetto più ampio di trasformazione subita dall'organismo edilizio precedente.

L.457/78 – edilizia residenziale –

art.31 – definizione degli interventi –

d) ristrutturazione edilizia

interventi rivolti a trasformare gli organismi

edilizi mediante un insieme sistematico di opere che possono portare ad un organismo

L.64/74 – Costruzioni in zone sismiche

D.M. 16.01.1996 (ex D.M. 24.01.1986)

punto C.9.1.1 Interventi di adeguamento "obbligatori"

c) interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal

edilizio in tutto o in parte diverso dal

precedente.

Nella ristrutturazione edilizia così definita ai fini urbanistici, vengono generalmente compresi (occorre in tal senso vedere le specifiche normative regionali e delle Amm.ni Comunali) interventi che prevedono non solo il ripristino ma anche la sostituzione degli elementi costitutivi dell'edificio – strutture verticali e orizzontali – ed inoltre la modifica e l'inserimento di nuovi elementi, ivi compresa la modifica dei volumi e delle superfici, fino a giungere allo svuotamento dell'involucro edilizio; in altri casi gli interventi sono rivolti ad una riorganizzazione funzionale interna delle singole unità immobiliari o per un loro adeguamento igienico e sanitario. La classificazione di tali interventi nell'adeguamento non dipende tanto dal tipo di intervento e/o dalla estensione di tali opere a livello dell'intero edificio, ma dalle modifiche al comportamento sismico dell'edificio che tali interventi possono comportare.

precedente.

d) "effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche per innovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implichino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso".

Se nel precedente paragrafo è chiaro il riferimento alla normativa urbanistica ed esplicito il fatto che l'edificio risulti alla fine ben diverso da quello attuale, gli interventi che ricadono in questo comma sembrano doverosi caratterizzare da questioni prevalentemente tecniche e strutturali.

In primo luogo viene richiamato esplicitamente il comportamento sismico globale dell'edificio. Si ricorda quanto sia importante un'attenta diagnostica dei materiali e dei collegamenti tra gli elementi strutturali, e soprattutto la scelta della schematizzazione e del modello di calcolo che meglio siano in grado di rappresentare quantitativamente e con sufficiente affidabilità lo stato di sicurezza attuale, e quello modificato attraverso il progetto.

In secondo luogo gli interventi devono essere tali da modificare in senso negativo tale comportamento, in quanto la norma non si riferisce ad una modifica ma ad una "alterazione" del medesimo.

L'edificio potrebbe infatti restare lo stesso sotto il profilo architettonico, ma gli interventi che si prevedono sono di un tale rilievo che è forte la preoccupazione, oppure è manifestamente evidente, che le modifiche siano peggiorative, ossia tali da introdurre *alterazioni* al comportamento globale del medesimo.

L'adeguamento diventa così obbligatorio, per rimediare all'entità ed all'invasività di tali interventi.

Tra gli esempi si possono evidenziare:

- lo sviluppo dell'edificio, mantenendo inalterati i prospetti;
- la demolizione di ampie superfici di muratura portante ai piani con particolare riferimento a quelli inferiori;
- la realizzazione di piani scantinati, tali da interessare così il sistema di fondazione attuale;
- la realizzazione di nuovi solai di piano o di copertura, la cui rigidezza sia troppo elevata rispetto alla resistenza

offerta dalle murature.

Si segnala la soppressione del paragrafo e) del punto C.9.1.1 comma 2, del precedente D.M. 24.01.86.

12.2.3. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO (C.9.1.2)

Con il *miglioramento* sismico la normativa non richiede il soddisfacimento di verifiche globali e consente la possibilità di interventi limitati ma che possono di fatto essere estesi a gran parte dell'edificio.

La norma definisce l'intervento di miglioramento come "l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale".

Gli interventi non devono quindi comportare una modifica *sostanziale* del comportamento strutturale dell'edificio, recuperando quindi anche il principio della manutenzione. La manutenzione è infatti fondamentale per qualsiasi struttura e, spesso, incide profondamente sulla vulnerabilità dell'edificio.

Nel caso di un intervento globale su un edificio, il livello di sicurezza non sarà definibile come per l'adeguamento, ma avrà i valori diversi a seconda degli interventi: si dice infatti che il miglioramento sismico va da poco più delle condizioni strutturali in cui si trova l'edificio esistente, fino a raggiungere livelli elevati tipici dell'adeguamento; i costi, diversi a seconda del tipo di miglioramento eseguito, sono tendenzialmente inferiori a quelli dell'adeguamento.

In un'ottica di prevenzione e di riduzione del rischio sismico, gli edifici in muratura consentono di trovare un ampio ventaglio di soluzioni nell'ambito del miglioramento, diversamente da quelli in cemento armato. Per questi ultimi risulta infatti difficile prevedere interventi che non ne modifichino sostanzialmente il comportamento sismico.

Uno degli aspetti cruciali è ovviamente rappresentato dai costi che, se sono troppo elevati, possono far rinunciare a tempo indeterminato agli interventi.

Nel miglioramento sono compresi tutti quegli interventi che, a livello edilizio ed urbanistico, vanno dalla manutenzione ordinaria a quella straordinaria, fino al restauro conservativo.

Il recupero igienico e funzionale dell'appartamento o dell'edificio, se da un lato può comportare un'ottima occasione per migliorare il livello di sicurezza esistente, spesso diventa causa di interventi "inconsapevolmente" dannosi, che possono creare o aumentare i cinematismi di danno tipici che si osservano nelle strutture in muratura. Ad esempio si possono aprire e chiudere porte o finestre, scavare tracce nella muratura per il passaggio delle tubazioni di scarico o canalette, demolire i sottofinestra per sistemare i radiatori.

Come nell'adeguamento, può sussistere l'obbligatorietà anche nel miglioramento: ciò avviene nel caso in cui gli interventi siano tesi a rinnovare o a sostituire gli elementi strutturali dell'edificio quali ad esempio, muri, solai e copertura.

L'ultimo comma del punto C.9.2.1 indica che l'intervento di miglioramento "si applica, in particolare al caso degli edifici di carattere monumentale, di cui all'art. 16 della legge 02.02.74, n.67, in quanto compatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale".

In questo comma è stata introdotta un'importante variazione relativa agli interventi sull'esistente, recependo di fatto un'impostazione ed un approccio scientifico e culturale, particolarmente dibattuto negli ultimi 10 anni.

E' stato riconosciuto il miglioramento sismico quale tipologia di riferimento per gli edifici avente carattere monumentale. Trovano quindi ulteriore applicabilità gli indirizzi e le direttive emanate negli anni scorsi dal Ministero per i Beni Culturali ed Ambientali (v. Par.12.1.1) anche se è opportuna la formazione di un testo organico in materia.

Le regole che riguardano gli aspetti tecnici degli interventi sull'edilizia in zona sismica non hanno alcun riferimento alle caratteristiche storiche dell'opera, né formulano criteri per garantire la conservazione del messaggio culturale in esso contenuto. Pertanto le opere strutturali indirizzate alla conservazione di edifici di interesse storico (3) devono essere concepite in modo di non turbare in modo sostanziale la concezione originale.

Nel restauro di un'opera storica, il significato di continuità con il passato, che la tipologia strutturale e le tecniche costruttive dell'opera rappresentano, è uno dei principali dati del problema statico e forse quello che più ne condiziona la soluzione. Tuttavia, il riferimento alla normativa sismica non può e non deve essere eluso in quanto rimane inderogabile il conseguimento della sicurezza antisismica.

Le conseguenze della scelta del miglioramento come prassi di intervento, secondo le indicazioni espresse dal Comitato per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal rischio sismico, possono così essere riassunte:

- nelle analisi dello stato di fatto si dà particolare importanza all'approccio storico;
- eventuali calcoli sono elementi di valutazione non esclusiva, accanto ad altri elementi, di natura qualitativa e comparativa;
- qualunque intervento deve privilegiare i materiali ed i magisteri originali o comunque compatibili con i tessuti esistenti, con grande attenzione per l'uso di materiali diversi;
- l'utilizzo di qualsiasi tecnologia innovativa deve poter essere assoggettata a valutazioni e ove possibile a verifiche della *compatibilità*, della *durabilità* e della *reversibilità* nonché dell'*efficacia* in termini meccanici:
- le valutazioni e le scelte dovrebbero risultare dal concorso pluridisciplinare e da decisioni collegiali.

12.2.4. PROGETTO ESECUTIVO DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO (C.9.2.1)

"C.9.2.1 Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento.

Gli interventi di adeguamento antisismico di un edificio devono essere eseguiti sulla base di un progetto esecutivo firmato, ai sensi dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n.64, da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il progetto deve essere completo ed esauriente per planimetria, piante, sezioni, particolari esecutivi, relazione tecnica, relazione sulle fondazioni e fascicolo dei calcoli per la verifica sismica. In particolare la relazione tecnica deve riferirsi anche a quanto indicato nei successivi punti C.9.2.3 (operazioni progettuali) e C.9.2.4 (criteri di scelta progettuale).

In ogni caso i disegni di progetto devono contenere le necessarie informazioni atte a definire le modalità di realizzazione degli interventi nonché, ogni qualvolta occorra, la descrizione e la rappresentazione grafica delle fasi di esecuzione con le relative prescrizioni specifiche.

Nel caso in cui sia prescritto l'adeguamento ai sensi del precedente punto C.9.1.1 (interventi di adeguamento), e viceversa, in relazione allo stato di fatto dell'edificio e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, risulti che non occorrono provvedimenti di adeguamento, deve essere ugualmente presentata, ai sensi del citato art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n.64, la documentazione tecnica sopra indicata riferita al fabbricato esistente.

La verifica sismica è tassativa per gli edifici con struttura in cemento armato, metallica ed a pannelli portanti.

Essa può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica per gli edifici in muratura ordinaria che allo stato di fatto o dopo l'avvenuta esecuzione delle opere di rinforzo eventualmente progettate, posseggano i requisiti costruttivi di cui ai punti C.5.1 (regole generali per i nuovi edifici in muratura) e C.5.2 (edifici in muratura ordinaria). Se gli edifici in muratura ordinaria non hanno i requisiti citati, la verifica sismica è obbligatoria.

Nelle verifiche sismiche, per gli interventi di adeguamento, si terrà conto dei coefficienti di protezione sismica I definiti nei punti precedenti".

L'articolo descrive puntualmente tutti gli adempimenti e le procedure necessarie ed alle quali deve attenersi il progettista dell'intervento. Il contenuto del progetto non solo viene definito in ogni sua parte (relazione tecnica e sulle fondazioni, fascicolo dei calcoli, piante, sezioni e particolari esecutivi) ma soprattutto tale richiesta si inquadra in un concetto generale di tipo prestazionale: "il progetto deve essere completo ed esauriente". E' richiesto infatti che per gli interventi siano date "le modalità di realizzazione, la descrizione e la rappresentazione grafica delle fasi di esecuzione con le prescrizioni specifiche".

Il progetto esecutivo definisce l'opera in ogni sua parte, morfologica, distributiva, strutturale ed impiantistica e contiene una definizione analitica di ogni elemento significativo, con i relativi costi, tecniche e tempi di esecuzione dell'opera, anche ai fini di una corretta contrattualistica.

La richiesta di avere anche per gli interventi sul patrimonio edilizio un progetto esecutivo è peraltro di grande rilevo in quanto rende equivalente la progettazione di tale intervento a quella necessaria per la realizzazione di una nuova costruzione. Della necessità di tale prescrizione si può riflettere, tenuto conto che ciò era già previsto nella L.64/74, all'art. 17 (Denuncia dei lavori, presentazione ed esame dei progetti) mentre non esiste analogo riferimento nei capitoli che riguardano le nuove costruzioni, a meno di riferirsi alla Legge 1086/81.

Nella seguente Tab. 12.1 sono schematicamente riportati alcuni degli elementi che si ritengono essenziali per una progettazione qualificata, tale da ridurre gli inconvenienti delle varianti in corso d'opera.

Tab. 12.1 – *Gli elementi per la progettazione (7)*

LE FINALITA' L'ADEGUAMENTO E/O IL MIGLIORAMENTO ANTISISMICO

E/O

LA RIPARAZIONE DEI DANNI

I LIMITI LE RISORSE ECONOMICHE

LA DEFINIZIONE DI ADEGUAMENTO E/O DI MIGLIORAMENTO

LE CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE DELL'EDIFICIO

I PARAMETRI LE INDAGINI DIAGNOSTICHE E CONOSCITIVE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

L'AFFIDABILITA' DEI METODI DI CALCOLO E VERIFICA

LE TECNICHE DI INTERVENTO

L'USO DEI MATERIALI

LA COMPATIBILITA' E LA REVERSIBILITA' DELL'INTERVENTO

I COSTI DELLE SINGOLE OPERE

LA SEMPLICITA' DELLE FASI ESECUTIVE ED I TEMPI DI ESECUZIONE

LA CHIAREZZA E LA ORGANICITA' DEL PROGETTO PER LE FASI DI APPALTO E

CONTROLLO DEI LAVORI

Il progetto esecutivo di un intervento deve quindi consentire il riscontro delle seguenti operazioni progettuali:

a) elaborazioni di un quadro esauriente sulla regolarità degli interventi proposti, nei confronti dei disposti di legge;

- b) individuazione, derivante da un'analisi globale e puntuale dell'edificio, degli schemi strutturali resistenti alle azioni definite dalla normativa vigente; tale individuazione deve essere particolarmente approfondita nei casi di edifici interessati da interventi strutturali eseguiti in tempi recenti;
- valutazione delle caratteristiche degli elementi strutturali, con riguardo ai collegamenti tra questi, ai
 particolari costruttivi, all'eventuale degrado dei materiali e ai dissesti in atto; determinazione delle
 condizioni di sicurezza attuale dell'edificio e delle sue singole parti, tenendo conto anche della presenza
 di elementi non strutturali;
- d) scelta dei provvedimenti tecnici di riduzione degli effetti sismici e di rafforzamento strutturale, operata sulla base delle analisi di cui ai precedenti punti a), b), c), in relazione alle caratteristiche storico-architettoniche e con riferimento allo schema strutturale definitivo risultante a seguito del complesso degli interventi sull'edificio. La scelta dovrebbe essere anche operata nell'ottica dell'ottimizzazione delle risorse economiche da impiegare.

Il progetto esecutivo, nel caso si prevedano interventi di adeguamento obbligatorio, deve essere sempre presentato (limitatamente alla documentazione tecnica dello stato di fatto), anche qualora la valutazione delle condizioni di sicurezza attuali dell'edificio sia tale da non indurre a realizzare interventi particolari di adeguamento ma solo soluzioni di miglioramento.

La normativa evidenzia quanto sia ritenuto "difficile" l'intervento su un edificio esistente, quanta cura ed attenzione vadano dedicate a una professionalità che deve essere rivalutata e posseduta non solo dal progettista ma anche dalle maestranze; solo la sensibilità e la professionalità consentono infatti di comprendere e discernere tra i concetti fondamentali della stessa normativa sismica la soluzione più adatta al caso specifico.

Come peraltro sottolineato nelle varie circolari interpretative, la normativa lascia nel rispetto dei principi generali, un'ampia scelta delle soluzioni progettuali e delle modalità operative, in relazione alle specifiche caratteristiche dell'edificio e agli interventi previsti. Negli edifici in muratura, spesso rappresentativi di valori storici ed architettonici, la casistica degli interventi è estremamente vasta e complessa e pertanto richiede uno studio attento per una corretta applicazione della più appropriata tecnologia di intervento specificatamente necessaria.

La verifica deve essere sempre presentata nel caso di edifici con struttura in cemento armato, metallica ed a pannelli portanti, mentre per un edificio esistente in muratura ordinaria, la norma conferma (vedi il precedente

D.M. 24.1.86) una certa flessibilità in quanto ne viene richiesta l'obbligatorietà **solo** nei casi ove allo stato di fatto o dopo l'avvenuta esecuzione delle opere di rinforzo, l'edificio esistente non possegga i requisiti costruttivi contenuti nella normativa per la realizzazione di nuove costruzioni, punti C.5.1 (regole generali per i nuovi edifici in muratura) e C.5.2 (edifici in muratura ordinaria); in questi casi la verifica può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica.

12.2.5. PROGETTO ESECUTIVO DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO (C.9.2.2)

Anche per la realizzazione di interventi di miglioramento viene richiesta la presentazione di un progetto esecutivo, limitatamente alle opere interessate dagli interventi.

Con ciò si ribadisce l'importanza di un progetto e che questi sia esecutivo: l'attenzione ai particolari costruttivi non può venire meno in un qualsiasi intervento di recupero sull'esistente, tanto più in zona sismica per l'importanza attribuita all'efficacia dei collegamenti tra i diversi elementi strutturali.

La relazione tecnica deve essere invece completa in ogni sua parte, ed in particolare deve essere messa in evidenza la dimostrazione che gli interventi progettati non comportino sostanziali modifiche al comportamento globale dell'edificio.

12.2.6. OPERAZIONI PROGETTUALI (C.9.2.3)

La norma indica chiaramente le fasi logiche attraverso le quali si deve elaborare il progetto di adeguamento o miglioramento sismico.

- "a) individuazione dello schema strutturale nella situazione esistente;
- b) valutazione delle condizioni di sicurezza attuale dell'edificio e delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali interessati dagli interventi, avuto riguardo alla eventuale degradazione dei materiali e di eventuali dissesti in atto;
- c) scelta progettuale dei provvedimenti di intervento operata sulla base degli elementi come sopra determinati;
- e) verifica sismica, se necessaria, del nuovo organismo strutturale".

Nello specifico delle operazioni progettuali la normativa rimanda a quanto previsto nel successivo punto C.9.5. Per ciascuna tipologia strutturale – muratura, cemento armato e acciaio – sono indicati i requisiti per la determinazione dello schema strutturale, per l'analisi dei materiali e per la verifica sismica. Gli argomenti vengono trattati al Cap. 13 e al Cap. 14 del presente commentario, dedicati, rispettivamente alla muratura e al cemento armato.

Di seguito invece, si vogliono evidenziare alcuni aspetti relativi alla valutazione preliminare, all'analisi globale della costruzione ed alla valutazione successiva all'analisi numerica.

L'iter progettuale può essere esposto e riassunto nel diagramma a blocchi della Fig. 12.1.

La procedura indicata è stata originariamente sviluppata per gli edifici in c.a., ma nelle esperienze condotte, si è dimostrata utile anche per le altre tipologie costruttive (2).

A) Analisi globale

La procedura consente di verificare le condizioni strutturali dell'edificio e quindi di scegliere la tipologia d'intervento e dunque di decidere se optare per l'adeguamento o per il miglioramento, salvo i casi previsti al punto C.9.1.1 che rendono obbligatorio l'adeguamento.

Ciascun intervento su edifici esistenti comporta preliminarmente un esame globale del fabbricato, teso a individuare e definire la struttura resistente nei confronti delle azioni sismiche.

Tale analisi mira ad individuare tutti gli elementi che costituiscono la costruzione definendone sia le caratteristiche geometriche che meccaniche, con particolare riguardo alla qualità dei materiali e al loro eventuale degrado, sia per la parte in elevazione che per la fondazione ed il terreno da essa interessato; valuta l'entità dei carichi presenti sugli elementi stessi, e rileva l'eventuale quadro fessurativo presente nell'edificio.

Il rilievo critico è condizione fondamentale per un'analisi dell'edificio al fine di valutarne la situazione effettiva. Le modalità di esecuzione del rilievo devono tendere ad evidenziare gli aspetti che influiscono maggiormente sulla capacità di risposta della struttura ed in particolare quelli che ne determinano in maggior misura la vulnerabilità alle azioni sismiche:

- funzionamento scatolare del complesso (inadeguatezza dei vincoli tra le pareti ortogonali ed il cattivo collegamento dei solai con le pareti);
- resistenza delle pareti (cattiva qualità dei materiali e dei leganti costituenti la muratura);
- efficienza dei diaframmi nel trasferimento delle azioni sismiche;
- stabilità del complesso edificio-terreno (capacità di trasmettere al terreno le sollecitazioni senza cedimenti differenziali).

La valutazione della tecnica costruttiva adoperata per le pareti murarie, è determinata per la scelta della resistenza convenzionale da utilizzare nelle condizioni, facendo riferimento alle tabelle contenute nella circolare applicativa D.M. 2.7.1981. Gli elementi sono tra l'altro: il tipo di pietre utilizzate e le oro dimensioni; l'ingranamento tra le diverse pietre al fine di formare una tessitura stretta; la presenza di vuoti all'interno della parete muraria; la qualità della malta; la qualità del collegamento tra i parametri murari costituenti la sezione del muro; il grado di ammorsamento tra le murature d'angolo con particolare riferimento al perimetro esterno ed ai muri interni con quelli di facciata (4).

Per i solai in legno o in ferro sono da valutare: le caratteristiche dell'orditura delle travi principali e di quella secondaria (tavolato in legno, elementi di laterizio, etc.) e all'eventuale materiale di riempimento (peso e consistenza); le condizioni di ammorsamento delle travi alla muratura.

Per le coperture, oltre a valutazioni analoghe a quelle dei solai di piano, è necessario determinare se il tetto è spingente e in che misura; a tale scopo va anche verificata l'esistenza di un solaio di sottotetto capace di svolgere un'efficace azione di assorbimento delle spinte determinate dalle falde.

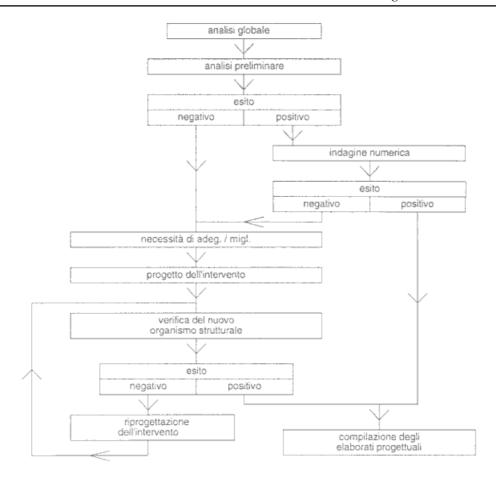


Fig. 12.1 – Iter progettuale (2)

B) Indagine numerica

L'indagine numerica ha lo scopo di accertare il comportamento spaziale della struttura esistente.

La presenza degli elementi non strutturali, resistenti e non, fa sì che per interpretare il comportamento della struttura debbano essere esaminati differenti schemi statici e precisamente:

- schema I: che corrisponde alla sola struttura progettata (generalmente l'ossatura in c.a. o le murature portanti);
- schema II_A: che corrisponde alla struttura progettata integrata dagli elementi non strutturali resistenti (e.r.) (nel caso di edifici in c.a.);
- schema II_B: che corrisponde al precedente con l'aggiunta di tutti gli elementi non strutturali non resistenti (e.n.r.) dotati di rigidezza (nel caso di edifici in c.a.).

Nella seguente Tab. 12.2 sono raccolti i possibili esiti delle citate verifiche ed i conseguenti <<p>reprovvedimenti di intervento – adeguamento o miglioramento>> (con + si indica l'esito positivo della verifica; con O quello negativo).

Dalle risultanze dei calcoli relativi ai tre schemi statici riportati scaturisce la necessità o meno di eseguire l'intervento, che può consistere in:

- $1.Nessun\ intervento\ sulla\ struttura$: il mancato soddisfacimento dello schema statico II_B (che come detto si traduce generalmente in una verifica di compatibilità degli spostamenti) non implica interventi sulla struttura ma l'adozione di opportuni accorgimenti costruttivi.
- 2. Interventi che non implicano variazione dello schema resistente: quando la presenza degli e.r., fa sì che la struttura possa resistere all'input sismico, se viene garantita la funzione resistente degli e.r., e questi non modificano in modo sostanziale la risposta della struttura, di questi e delle strutture in c.a. il soddisfacimento delle condizioni di sicurezza può ritenersi realizzato.
- 3. Interventi che implicano variazione dello schema resistente: è necessario provvedere ad aumentare la rigidezza e la resistenza della costruzione, generalmente inserendovi elementi dotati di scarsa deformabilità quali le pareti in c.a., quando la struttura e/o gli elementi n.r. non sono in grado di resistere alle azioni sismiche.

| Schema Statico | Esito della verifica | | | | | | | |
|----------------------------|--|---|---|---|--|---|--------------------------------------|---|
| I | 0 | 0 | + | + | 0 | 0 | + | + |
| IIA | 0 | 0 | 0 | 0 | + | + | + | + |
| ΙΙΒ | 0 | + | 0 | + | + | 0 | 0 | + |
| necessità di intervento | şì | | | | sì | | no | |
| tipo di intervento | intervento che implica variazione dello schema resistente | | | | intervento che non implica variazione dello schema resistente | | nessun intervento sulla struttura | |

Tab. 12.2 – *Indagine numerica (2)*

12.2.7. CRITERI DI SCELTA PROGETTUALE (C.9.2.4)

"I criteri adottati nella scelta del tipo di intervento devono scaturire da uno studio preliminare dell'organismo edilizio riguardante in particolare:

- a) le caratteristiche, nella situazione esistente, sotto il profilo architettonico, strutturale e della destinazione d'uso;
- b) l'evoluzione storica delle predette caratteristiche con particolare riferimento all'impianto edilizio originario ed alle principali modificazioni intervenute nel tempo;
- c) l'analisi globale del comportamento strutturale al fine di accertare le cause ed il meccanismo di eventuali dissesti in atto".

La soluzione progettuale è la sintesi di un processo che ha come operazioni preliminari quelle rivolte alla acquisizione della conoscenza dell'edificio e dell'area in cui insiste, nella situazione attuale.

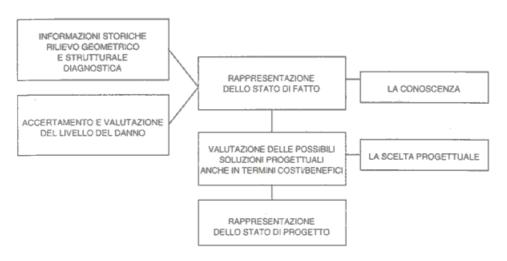
La conoscenza dello stato di fatto (7) assume importanza decisiva ai fini delle valutazioni sul da farsi che debbono avvalersi di svariati apporti disciplinari, con un livello di specializzazione che dipende dalla importanza del problema e delle singole situazioni.

Le ipotesi di intervento si formulano sulla base di una valutazione a carattere pluridisciplinare nel corso della quale si definiscono i criteri e si individuano le soluzioni progettuali (Tab. 12.3).

Per ogni situazione di degrado o patologia strutturale, le possibili soluzioni sono generalmente più di una, con caratteristiche diverse in termini di efficacia, invasività, reversibilità, durevolezza, costo, modalità e tempi di esecuzione.

La scelta della soluzione deve necessariamente avvenire caso per caso, dopo attento esame dei caratteri suddetti, delle condizioni operative, delle conseguenze.

L'analisi costi-benefici deve valutare le variazioni possibili nel rapporto tra i benefici, misurati in termini di incremento della sicurezza, ed i relativi costi.



Tab. 12.3 – Operazioni progettuali (7)

Attraverso lo studio preliminare il progettista acquisisce tutti gli elementi indispensabili per poter stabilire i criteri che guideranno le scelte progettuali e che costituiscono la base di una successiva analisi preliminare; detti elementi possono così essere riassunti:

- d) caratteristiche nella situazione attuale sotto il profilo architettonico, strutturale e della destinazione d'uso:
- e) evoluzione temporale delle predette caratteristiche, con particolare riferimento all'impianto edilizio originario e alle principali modificazioni intervenute;
- f) analisi di dettaglio delle caratteristiche dei singoli componenti strutturali (caratteristiche geometriche, tipologia costruttive, qualità e stato di conservazione degli elementi strutturali e dei materiali);
- g) valutazione della situazione geologica dell'area in cui sorge la costruzione e delle caratteristiche geotecniche locali;
- h) esame della struttura di fondazione e delle eventuali opere di sostegno in prossimità dell'edificio.

12.2.8. PROVVEDIMENTI TECNICI D'INTERVENTO (C.9.3)

"I provvedimenti tecnici per interventi di adeguamento o di miglioramento antisismico possono ottenersi sia mediante la riduzione degli effetti delle azioni sismiche sia mediante l'aumento della resistenza dell'organismo edilizio, o di sue parti, a tali azioni.

Provvedimenti tecnici devono altresì essere adottati per consolidare, e se del caso eliminare, elementi non strutturali il cui eventuale crollo possa causare vittime o danni".

Le scelte progettuali, siano esse connesse ad un intervento di adeguamento che di miglioramento e condizionate anche dal valore dell'edificio (bene storico e/o monumentale) e dalla sua destinazione d'uso (funzione di tipo strategico), devono prevedere provvedimenti tecnici di intervento che consentano:

- A) l'eliminazione di eventuali dissesti;
- B) organizzazione di uno schema sismoresistente mediante:

- b1) una distribuzione sia in pianta che in altezza degli elementi irrigidenti, tali da rendere l'edificio quanto più possibile "regolare";
- b2) una riduzione degli effetti delle azioni sismiche;
- b3) un aumento della resistenza dell'organismo edilizio, o delle sue parti, alle forze sismiche;
- c1) l'adozione di soluzioni di consolidamento o di eliminazione degli elementi non strutturali dopo averne verificato la compatibilità fra le deformazioni della struttura rispetto a questi.

Nei punti successivi C.9.3.1 (riduzione degli effetti sismici) e C.9.3.2 (aumento della resistenza strutturale) sono riportate alcune indicazioni per dare soluzione alle finalità citate, ribadendo che la scelta dell'intervento è fortemente condizionata dallo STATO DI FATTO di un edificio, e quindi ogni fabbricato rappresenta praticamente un problema singolo, riconducibile agli schemi, soltanto mediante criteri di carattere generale.

12.2.9. PROVVEDIMENTI TECNICI DI ADEGUAMENTO O DI MIGLIORAMENTO INTESI A RIDURRE GLI EFFETTI SISMICI (C.9.3.1)

"I provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici possono consistere:

a) nella riduzione delle masse non strutturali;

b) altri provvedimenti tendenti a modificare favorevolmente il comportamento d'insieme del sistema edilizio, fra i quali:

- creazione ed adeguamento dei giunti;
- riduzione degli effetti torsionali;
- modifica delle rigidezze".

I provvedimenti tecnici sono validi sia per conseguire l'adeguamento che il miglioramento sismico; ciò dipende non tanto dalla specifica tipologia dell'intervento ma dalla modifica al comportamento strutturale globale dell'edificio che ne consegue.

I provvedimenti tecnici intesi a ridurre gli effetti sismici possono consistere:

- a) nella riduzione delle masse non strutturali, come ad esempio:
 - la ridistribuzione dei carichi portati, spostandoli ai piani bassi dell'edificio (serbatoi, archivi, sale);
 - l'eliminazione dei carichi permanenti pesanti, quali ad esempio certe pavimentazioni o i loro massetti, strutture di copertura, pareti divisorie, etc., sostituendoli con materiali più leggeri;
 - la denominazione di sopraelevazioni ed ampliamenti per diminuire i carichi ed alleggerire l'edificio, ad esempio qualora sia accertata la mancata integrazione strutturale o l'insorgere di cedimenti.

Il beneficio di questi interventi sarà maggiorato quanto più interesseranno i piani più alti dell'edificio.

Altri provvedimenti tendenti a modificare favorevolmente il comportamento di insieme del sistema edilizio, consistono:

b) nella riduzione degli effetti torsionali, modificando la pianta dell'edificio al fine di eliminare dissimetrie pianovolumetriche ed avvicinare il centro delle rigidezze al centro delle masse.

Ciò può avvenire sia:

- introducendo nuove pareti o consolidando le esistenti;
- realizzando dei giunti tra edifici contigui;
- dividendo l'edificio in due o più parti;
- eliminando, quanto più possibile, elementi anche strutturali, che possono provocare effetti torsionali sotto l'azione sismica (quali ad esempio, pensiline, balconi, sporgenze, corpi aggettanti etc.);
- aggiungendo nuovi elementi irrigidenti che contrastino la rotazione;
- c) nella creazione o nell'adeguamento di giunti di sufficiente ampiezza; questo intervento consente di ottenere
 contemporaneamente due effetti qualitativamente diversi che devono essere valutati a pieno: si introducono
 modifiche alla distribuzione in pianta delle rigidezze e delle masse, e si fraziona lo schema resistente alle
 azioni orizzontali;

d) nella distribuzione delle rigidezze dei setti interni e dei collegamenti verticali quali scale ed ascensori. Per quanto riguarda la ridistribuzione in verticale delle rigidezze è necessario evitare brusche variazioni tali da concentrare il danno su una singola porzione dell'edificio e più in generale tali da ridurre la duttilità complessiva disponibile della costruzione.

Questi provvedimenti sono tali da rendere "regolare" l'edificio, ovvero avvicinare il più possibile per ciascun piano il centro di massa al centro della rigidezza.

Con la dizione "regolarità strutturale" si introduce un concetto essenzialmente intuitivo che chiama in gioco la sensibilità del progettista nei riguardi del comportamento deformativo della struttura.

Un edificio può definirsi regolare quando:

- la pianta è sufficientemente compatta;
- l'insieme degli elementi resistenti che ne costituiscono il sistema strutturale non presenta forti discontinuità lungo l'altezza;
- le masse strutturali sono distribuite con sufficiente uniformità sia in pianta che lungo l'altezza.

L'applicazione di tale definizione, che già comporta qualche problema realizzativo negli edifici di nuova costruzione, sarà ovviamente una condizione ancora più difficile da raggiungere per gli edifici esistenti.

Un edificio a pianta compatta, simmetrica rispetto ad una coppia di assi ortogonali e senza discontinuità di rigidezza nella verticale è "regolare".

La regolarità in pianta di un edificio sussiste quando l'azione sismica induce prevalentemente traslazionali essendo trascurabili i moti torcenti.

La regolarizzazione in pianta della distribuzione degli elementi resistenti deve tendere sostanzialmente a limitare gli effetti di azioni torcenti che possono provocare anche reazioni disuniformi su alcune masse giacenti sul medesimo piano.

La regolarizzazione in altezza di elementi resistenti deve tendere ad eliminare o ridurre le variazioni di rigidezza tra un elemento e l'altro

12.2.10. PROVVEDIMENTI TECNICI DI ADEGUAMENTO INTESI AD AUMENTARE LA RESISTENZA STRUTTURALE (C.9.3.2)

"I provvedimenti tecnici di adeguamento sismico intesi ad aumentare la resistenza delle strutture consistono sia nell'aumentare la resistenza di alcuni o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale esistente, sia nell'inserimento di nuovi elementi o sistemi strutturali collaboranti con quelli esistenti.

I provvedimenti tecnici di miglioramento antisismico sono indicati al successivo punto C.9.8. Possono usarsi anche tecniche d'intervento non ivi esplicitamente menzionate, purché risultino, sulla base di adeguate documentazioni, di eguale efficacia".

Nel caso dell'aumento della resistenza strutturale, diversamente dal precedente provvedimento tecnico, si distinguono gli interventi di adeguamento da quelli di miglioramento.

Per gli interventi di adeguamento, i provvedimenti tecnici possono consistere:

- * nell'aumentare la distanza di alcuni o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale esistente;
- * nell'inserimento di nuovi elementi o sistemi strutturali collaboranti con quelli esistenti.

Per gli interventi di miglioramento si rimanda a tutti quelli descritti al successivo punto C.9.8 (interventi tecnici di miglioramento) con la possibilità di utilizzare anche altre tipologie, opportunamente dimostrate e che risultino di pari efficacia.

12.2.11. PROVVEDIMENTI TECNICI IN FONDAZIONE NEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO (C.9.3.3)

Le prescrizioni sono rivolte solo agli interventi di adeguamento sismico e non a quelli di miglioramento, confermando per questi un contesto limitato, tale da non comportare variazioni delle pressioni di contatto edificio-terreno.

Il criterio generale per gli interventi in fondazione pare quello di rispettare, dopo l'adeguamento sismico, le prescrizioni fissate con lo stesso decreto per le fondazioni degli edifici di nuova costruzione.

Il D.M. 11.3.1988 costituisce il riferimento normativo per le fasi di analisi, indagini, verifica e progettazione.

Per le verifiche, in particolare, si specifica che deve essere applicata una riduzione del 20% ai coefficienti di sicurezza prescritti nel D.M. dell'88, al fine di tener conto, in qualche modo, che la metodologia seguita per affrontare le verifiche relative al terreno è del tutto analoga a quella che si utilizzerebbe nel caso di edifici nuovi e quindi assolutamente indipendente dai materiali impiegati nella costruzione.

Nel caso di edifici realizzati su un pendio, o in prossimità di pendii naturali o artificiali, la sicurezza della struttura dipende direttamente dal grado di sicurezza del pendio nei riguardi dei meccanismi di collasso che potrebbero svilupparsi con lo scorrimento di rilevanti porzioni di terreno; i criteri per l'accertamento del grado di stabilità del pendio naturale sono quelli indicati al punto G del D.M. dell'88, nel quale sono affrontati gli accertamenti di carattere generale (G.2.1), le indagini specifiche (G.2.2), i calcoli di stabilità (G.2.3) e gli interventi (G.2.4).

Devono essere valutati anche gli aspetti legati ad una possibile liquefazione dei terreni, anche se di tale fenomeno e dei criteri di verifica risulta poco indicativo il citato D.M. dell'88.

Se emergono situazioni di instabilità per questi ultimi due casi, la normativa sismica chiede di provvedere ad interventi di stabilizzazione dell'area, prima di procedere all'intervento sull'edificio.

La valutazione del sistema di fondazione quale interfaccia tra strutture e terreno, è posto con grande rilievo nel momento progettuale, e ciò ancor più evidente nell'esaminare, con quante cautele si consente di derogare da possibili interventi.

La decisione è affidata al giudizio ed alla responsabilità del progettista dell'intervento (più che ai dati e certificati anche oggettivi forniti da altri professionisti).

La possibilità di non eseguire interventi in fondazione è vincolata al verificarsi delle seguenti condizioni:

"a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia accertato che dissesti della stessa natura non siano prodotti neppure in precedenza;
b) gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
c) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
d) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo β = 2".

Risulta pertanto difficile, e forse inopportuno, non eseguire un intervento in fondazione; il progettista dovrà dimostrare perché, nella situazione in esame ed in assenza di interventi in fondazione, ha comunque ritenuto soddisfacente quel livello di sicurezza.

In edifici storici, che abbiano subìto nella loro vita un evento sismico e che presentino ancora oggi sostanzialmente integro l'assetto strutturale, può risultare più apprezzabile dal progettista un accertamento così complesso, anche se l'esperienza e la capacità professionale incidono in modo sostanziale nel giudizio.

Le progettazioni finiscono così, il più delle volte, con soluzioni eccessivamente cautelative, che prevedono comunque interventi. Di norma si ricorre ad un intervento di incatenamento perimetrale, mediante la realizzazione di cordoli su entrambi i lati della muratura di fondazione, collegati fra loro attraverso scassi della fondazione, oppure si ricorre a cortine di micropali con l'intento di riportare i carichi in profondità.

12.2.12. GIUNTI TECNICI TRA EDIFICI CONTIGUI PER INTERVENTI DI ADEGUAMENTO (C.9.3.4)

"C.9.3.4 Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento.

Nel caso di giunti non dimensionali in conformità al punto C.4 si deve provvedere, in generale, al loro adeguamento.

In alternativa si può intervenire:

- o inserendo elementi di protezione al martellamento;
- oppure eliminando il giunto mediante il collegamento delle strutture da esso separate. In tale caso si deve tenere conto di tale nuovo accoppiamento nella verifica dell'edificio.

Qualora l'adeguamento delle dimensioni del giunto risulti tecnicamente molto complesso o particolarmente oneroso, è consentito di non effettuare l'adeguamento nei seguenti casi:

- a) il calcolo delle deformazioni relative fra i due corpi di fabbrica, svolto secondo i criteri indicati al punto C.6.3 ma dividendo gli spostamenti sismici η_d per un fattore, pari a 6 nel caso degli edifici in muratura, e pari a 3 per gli altri tipi di strutture, assicuri la mancanza di effetti di martellamento;
- b) edifici contigui, entrambi in muratura ordinaria ed aventi altezze che rientrino nei limiti di cui al punto C.2".

Gli edifici contigui, ovvero i corpi di fabbrica indipendenti che costituiscono un dato complesso edilizio, dovrebbero in condizioni ordinarie essere separati da giunti, affinché ciascuno possa vibrare con il suo periodo, senza che in opposizione di fase gli edifici si urtino tra loro. La questione assume importanza, oltre che per i centri storici, anche per gli edifici più recenti che caratterizzano le zone esterne a tali centri e le periferie. Lo sviluppo edilizio, spesso disorganico, ha fatto sì che risultino costruiti in adiacenza o in aderenza fra loro edifici con diverse tipologie strutturali - muratura e cemento armato -, con irregolari distribuzioni planovolumetriche nelle zone di contatto.

La situazione assume rilievo e consistenza per le questioni che possono determinarsi in caso di evento sismico, in quanto gran parte dello sviluppo edilizio tra gli anni '60 – '80 è avvenuto in territori non classificati sismici, e dunque senza l'osservanza di specifiche regole e criteri di progettazione.

Peraltro si è potuto osservare (10) che, anche in zona sismica, il rispetto in fase esecutiva della distanza tra edifici, non è stato sempre osservato. In molti casi la mancata realizzazione dei giunti è totale, avendo costruito il secondo edificio in aderenza al primo, in altri casi si può parlare di "falsi giunti", in quanto, nonostante siano stati previsti nel progetto, questi sono stati poi almeno parzialmente eliminati a causa di una scorretta esecuzione (ferri passanti tra i solai, solidarietà di getti, interposizione di materiale non idoneo a consentire gli spostamenti relativi, etc).

I giunti imperfetti portano, in fase dinamica, ad un comportamento delle strutture non conforme alle previsioni progettuali-teoriche (laddove era stata espressamente prevista una distanza dall'edificio esistente), con conseguenze estremamente nocive qualora possano generarsi azioni torsionali che la disposizione dei giunti in sede di progetto tendeva giustamente ad eliminare.

Ammesso quindi che i giunti siano operanti bisogna ancora accertarsi, attraverso una corretta valutazione dell'entità prevedibile degli spostamenti relativi (tenendo anche conto, nel caso dei terremoti più violenti del comportamento non lineare delle strutture), che gli spostamenti stessi siano liberamente consentiti.

Le soluzioni che la norma prevede sono assai diverse tra loro per le diverse situazioni che devono essere affrontate operando in un contesto edilizio così complesso.

Le indicazioni sono quindi di tipo prestazionale, senza espressamente prevedere prescrizioni tecniche specifiche. Si privilegia comunque la soluzione che ripristina il giunto e la distanza richiesta per le nuove costruzioni, attraverso interventi quali la costruzione, parallelamente al giunto, di un muro in adiacenza nel caso di edificio in muratura o di un telaio nel caso di edificio in c.a., sul quale andrà collegato il solaio. Si dovrà inoltre realizzare un cordolo di fondazione, ben collegato alla fondazione esistente quale appoggio de nuovo muro o telaio.

In alternativa, la norma consente l'inserimento di elementi di protezione al martellamento mediante l'introduzione di vincoli elastici, che forniscono un accoppiamento morbido tra le strutture contigue o, meglio ancora, di vincoli elasto-viscosi, oppure ad attrito, che consentono una certa dissipazione di energia.

Condizione essenziale per la fattibilità dell'intervento è uno spazio sufficiente che consenta l'inserimento degli elementi di protezione nella misura stabilita dal progetto di intervento.

Infine si può addirittura prevedere il collegamento tra i due edifici, purché siano soddisfatte tutte le verifiche previste.

12.2.13. AGGETTI VERTICALI (C.9.3.5)

Gli elementi verticali, quali comignoli, torrini, parapetti, etc., sono caratterizzati da uno schema di comportamento a mensola verticale e quindi gli interventi dovranno tendere a garantire un adeguato grado di incastro con la struttura principale, ed un'adeguata resistenza flessionale, attraverso ancoraggi con iniezioni armate, barre e piastre di ancoraggio, placcaggi in c.a..

12.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

L'emanazione del DM 19.1.96 a una distanza di dieci anni dal precedente DM 24.1.86, non ha purtroppo introdotto quelle necessarie ed attese integrazioni e modifiche, ai criteri ed alle prescrizioni per gli interventi sugli edifici esistenti di cui al Punto C.9.0.

Di grande rilievo l'unica modifica introdotta al Punto C.9.0 (fatta salva l'altra che riguarda la soppressione della lett.e, al punto C.9.1.1), che va nella direzione auspicata di una maggiore attenzione nel prescrivere tipologie di interventi con tecniche e materiali diversi da quelli originari, senza tenere conto delle specificità strutturali e dei lineamenti architettonici ed artistici dell'edificio.

L'attenzione è ancora rivolta agli edifici monumentali, per i quali probabilmente non sono state sufficienti le garanzie previste dall'art.16 della L.64/74 Circolari emanate dal Ministero dei Beni Culturali.

Con il D.M. 16.01.96 si individua nell'intervento di miglioramento sismico quello più consono per gli edifici monumentali, al fine di poter introdurre livelli di maggior sicurezza difficilmente quantificabili vista l'inaffidabilità delle conoscenze.

E' già pronto un altro Decreto specifico, predisposto dal Ministero per i Beni Culturali ed attualmente in consultazione, nel quale si sviluppano i criteri guida per la salvaguardia del patrimonio monumentale in zone sismiche e si pongono precise limitazioni concettuali ed operative agli interventi. Anche se gli interventi devono rispondere alla logica del miglioramento sismico, si prevede anche il ricorso, in situazioni circoscritte, a limitati interventi di adeguamento.

Dalla lettura delle Circolari e della bozza del nuovo decreto sono riscontrabili logiche e criteri di analisi e di verifica per operare la scelta della soluzione progettuale, sono espresse cautele e raccomandazioni per l'utilizzo di tecniche d'intervento e di materiali che sono pertinenti all'applicazione anche negli edifici dei centri storici, ma che al momento non trovano il necessario supporto normativo.

Relativamente agli edifici in muratura, la normativa sismica dovrebbe privilegiare infatti la possibilità di utilizzare le tecniche e le tecnologie impiegate nel passato; non deve invece, a causa di rigidezza formali e trasferimenti impropri, costituire ostacolo all'applicazione dei concetti di manutenzione. Le tipologie di intervento, spesso rese rigidamente prescrittive, non consentono adattamenti alla notevole varietà di tipologie e materiali che caratterizzano il patrimonio edilizio storico in muratura.

Altro aspetto, che non trova ancora soluzione, è il riferimento della norma al concetto di edificio, al quale si riferisce per individuare la soglia di sicurezza, le verifiche formali, numeriche e così via, nell'ambito delle quali si definiscono le carenze e le soluzioni progettuali.

Tale approccio è certamente logico sotto il profili tecnico-scientifico ma è capace di cogliere e rappresentare solo una modesta parte degli interventi sugli edifici esistenti. Sono infatti limitate quelle situazioni ove l'intero edificio appartiene ad un singolo proprietario. E' più facile invece, anche nei centri di piccole dimensioni, individuare edifici suddivisi in più unità immobiliari, ciascuna con un suo proprietario. Ne consegue che gli interventi che i privati effettuano sono spesso disorganici e facilmente si limitano alla singola unità immobiliare, che può trovarsi ad uno dei piani dell'edificio ed in una certa disposizione in pianta del medesimo.

In questi casi, anche la norma del miglioramento come "esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali", rischia di perdere significato.

Relativamente agli edifici in muratura, la normativa sismica dovrebbe privilegiare una sorte di anagrafe dei medesimi quando si tratta di edifici "condominiali", affinché i vari progettisti che nel tempo saranno chiamati da proprietari diversi possano valutare gli interventi già eseguiti ed avere chiara la situazione generale di tutto l'edificio; la questione è valida sia per gli interventi di miglioramento che per quelli di adeguamento. Infatti è piuttosto comune che nell'arco della sua storia l'edificio sia interessato da interventi anche abbastanza diversi tra di loro, dipendentemente dalle esigenze dei nuovi proprietari e per le variazioni del sistema di vita.

Tali modifiche, ancorché limitate e di modesto rilievo se prese come singole, possono, nel loro insieme, comportare modifiche significative al comportamento globale dell'edificio.

A tale proposito si fa rilevare con quanta e quale incertezza il progettista e i tecnici degli uffici preposti al controllo dei progetti possano valutare quali sono quegli interventi che, eseguiti soltanto su un'entità immobiliare, sono tali da comportare solo una modifica da quelli che invece producono una *sostanziale* modifica del comportamento, operando in un contesto (l'edificio storico in muratura di pietrame o mattoni) in cui sono già di per sé rilevanti le incertezze scientifiche e tecniche, per la valutazione delle quali la stessa normativa fornisce spesso evidenti semplificazioni in difetto o in eccesso.

Il problema, tutt'altro che facile, delle aggregazioni di edifici, è trattato al punto C.9.10 non in termini di possibili interazioni tra strutture, ma con la raccomandazione che gli interventi previsti non arrechino danni agli altri edifici.

Anche gli interventi sugli edifici esistenti risentiranno della modifica introdotta al punto C.3 relativamente ai nuovi criteri di calcolo dell'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale. Questi sono più restrittivi di quelli contenuti nei decreti precedenti e la permanente difficoltà di interpretazione dei termini (sede stradale, ciglio, area di uso pubblico aperta a...) e la loro adattabilità al contesto edilizio, comporterà una riduzione delle possibilità di effettuare interventi di recupero edilizio.

Ciò si verifica soprattutto nei tessuti storici caratterizzati da strade strette ove tale normativa rischia di bloccare una riqualificazione edilizia volta a riappropriarsi e rivitalizzare tali centri e dunque a non abbandonarli ad un degrado tale da aumentare il rischio sismico attuale.

Più in generale sarebbe opportuno che gli interventi sui centri storici siano valutati in sede di formazione degli strumenti urbanistici, fornendo attenzione anche al rischio sismico. Al fine di evitare forme di abusivismo o di abbandono del patrimonio edilizio, laddove necessario, sarebbe forse opportuno concedere una deroga all'osservanza delle norme tecniche per quanto previsto all'art. 12 della L.64/74.

12.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Di seguito si riporta una parte delle D.2. Istruzioni Tecniche per la redazione del progetto, emanate nel 1990 per gli interventi di adeguamento preventivo degli edifici pubblici in Garfagnana e Lunigiana e tutt'ora applicate per gli interventi di riparazione dei danni e di miglioramento sismico, a seguito dell'evento sismico che il 10.10.95 ha colpito la Lunigiana. La numerazione dei capitoli e sottocapitoli è stata mantenuta secondo l'originaria sequenza, con l'accorgimento di evidenziarla in corsivo per distinguerla dal presente capitolo.

12.4.1. ELABORATI E STATO DEL PROGETTO DI ADEGUAMENTO

1.0 – Elaborati del progetto di adeguamento

In relazione allo stato di fatto dell'edificio, se si rende necessaria l'esecuzione di un complesso di opere per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche di cui alla vigente normativa, la documentazione da presentare sarà la seguente:

il progetto di un intervento di ADEGUAMENTO è composto dai seguenti elaborati:

- A) Elaborati Generali
 - a) Relazione tecnica Generale;
- B) Elaborati dello Stato di fatto
 - b) Documentazione Fotografica;
 - c) Tavole Grafiche di Rilievo;
 - d) Relazione di Calcolo;
- C) Elaborati dello Stato di Progetto
 - e) Tavole Grafiche del Progetto;
 - f) Relazione di Calcolo;
 - g) Elaborati Economici

Ai sensi del citato 4° comma del punto C.9.2.1, qualora in relazione allo stato di fatto dell'edificio e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, risulti che non occorrano provvedimenti di adeguamento, la documentazione da presentare sarà quella indicata in **A**) e in **B**).

1.0.1. – Contenuti del progetto di adeguamento di costruzioni o di interventi su edifici esistenti, progettati tenendo conto delle azioni sismiche.

Nei casi in cui gli edifici siano stati progettati in accordo con la L.64/74 e con i Decreti Ministeriali attuativi del 03.03.75, del 19.06.84 (con il quale è stato introdotto l'indice di Importanza) e del 24.01.86 (con il quale è stata prevista la possibilità di realizzare costruzioni in muratura sostituendo le verifiche strutturali a prestazioni dimensionali di cui al punto C.5 e si introducono i concetti di adeguamento e miglioramento sismico al punto C.9), dopo aver proceduto alla acquisizione del progetto, si deve verificare la rispondenza tra il costruito e quanto in progetto.

Per verificare tale rispondenza si eseguono le seguenti operazioni:

Elaborati grafici

- a) verifica, per tutti i piani dell'edificio, delle caratteristiche dimensionali dell'edificio, degli elementi strutturali e di quelli NON strutturali;
- b) verifica delle destinazioni d'uso dei locali;

Elaborati di calcolo

- c) verifica delle caratteristiche dei materiali impiegati;
- d) verifica che i coefficienti di calcolo assunti nel progetto originario siano conformi alla legge vigente, ponendo particolare attenzione al coefficiente di protezione sismica I; nel caso contrario si procede ad una nuova verifica:
- e) verifica che il modello strutturale assunto nel progetto sia congruente con quanto realizzato; in caso contrario, sulla base di un nuovo rilievo geometrico, si procede ad una nuova modellazione e verifica;
- f) verifica che la modellazione adottata sia compatibile con lo schema strutturale e che i risultati siano affidabili; in caso contrario si procede ad utilizzare un diverso modello di calcolo con il quale si eseguiranno le verifiche;
- g) verifica che i dimensionamenti strutturali siano stati correttamente eseguiti; in caso contrario si produrranno le calcolazioni corrette.

1.1. – Relazione tecnica generale

La relazione tecnica generale dovrà fornire, in maniera proporzionale all'entità dell'intervento, le spiegazioni utili alla corretta interpretazione della documentazione relativa allo stato di fatto (condizioni attuali di sicurezza dell'edificio), all'esplicitazione del grado di sicurezza raggiunto con gli interventi previsti in progetto mediante l'illustrazione dei criteri di scelta progettuale e la motivazione delle proposte progettuali in relazione ai benefici strutturali attesi ed ai costi da sostenere.

L'articolazione dovrà almeno contenere quanto descritto nei successivi paragrafi.

1.1.1 Descrizione della tipologia strutturale e storico-costruttiva dell'edificio.

Con i necessari riferimenti agli elaborati grafici dello stato di fatto, saranno descritti:

- a) i rapporti dell'Unità immobiliare interessata dall'intervento con l'edificio o, nel caso, con l'aggregato strutturale di cui fa parte;
- b) l'identificazione dello schema strutturale originario e delle sue eventuali modificazioni storiche, con particolare riguardo a quelle realizzate in tempi recenti;
- c) l'identificazione dei principali elementi costruttivi e la descrizione dei materiali;
- d) l'evoluzione storica dell'edificio anche in relazione all'uso, e le trasformazioni d'uso dei calcoli o delle porzioni del fabbricato;
- e) l'individuazione di vincoli architettonici e/o urbanistici che condizionano le modalità di intervento ed esecuzione;
- f) gli estremi della Licenza o Concessione edilizia, dell'autorizzazione del Genio Civile, i certificati della Direzione dei Lavori e Collaudo, per gli edifici di recente realizzazione o per i casi previsti al precedente punto b).

nel caso di edifici contigui e privi di giunti conformi, la descrizione deve essere estesa ad un adeguato intorno e tale da fornire le informazioni necessarie alle operazioni progettuali.

1.1.2 Descrizione dello stato di fatto statico-strutturale

Lo stato di fatto può essere accertato con analisi a diversi livelli di approfondimento, cui corrispondono diversi livelli di costo. Le operazioni per acquisire la conoscenza dello stato di fatto, a livello di approfondimento scelto, si articolano secondo lo schema qui di seguito riportato.

La descrizione risulterà da una relazione del rilievo dello stato di fatto, e dalla documentazione fotografica prodotta.

In particolare la relazione evidenzierà i seguenti punti.

a) Indagini sugli elementi strutturali dell'edificio e sui materiali. La scelta del tipo delle prove da eseguire sarà guidata da una giustificata analisi di carattere economico. Qualora non emergano motivi specifici di perplessità nelle caratteristiche strutturali, è sufficiente un'indagine visiva accurata, avallata anche da saggi e

prove in sito, scelte tra quelle di minore costo e laboriosità, oltre ad un'adeguata documentazione fotografica.

- b) Valutazione degli elementi non strutturali, siano essi resistenti o non resistenti.
- c) Analisi ed interpretazione del quadro fessurativo, con particolare attenzione alle lesioni che indichino dissesti strutturali o assestamenti e cedimenti delle fondazioni.
- d) esame diretto dell'edificio, riportando le osservazioni relative alla verifica e controllo delle seguenti categorie di base, determinanti il comportamento sismico degli edifici in muratura:
 - 1 funzionamento scatolare del complesso
 - 2 resistenza delle pareti;
 - 3 efficienza dei diaframmi relativamente al trasferimento delle azioni sismiche;
 - 4 stabilità del complesso edificio-terreno;
 - 5 comportamenti "locali" (non riguardanti il comportamento sismico vero e proprio, quali il comportamento degli elementi non strutturali, la stabilità dei solai ai carichi verticali).

In particolare, per ciascuna delle categorie di comportamento come sopra individuate, sarà da indicare:

- 1 lo stato di fatto dell'edificio per quanto concerne la valutazione della categoria di comportamento in esame:
- 2 le eventuali carenze riscontrate per un comportamento soddisfacente dell'edificio;
- 3 la verifica strutturale.

| Gli elementi per le decisioni sul livello di Approfondimento più opportuno sono i seguenti: | Operazioni per la conoscenza dello stato di fatto |
|--|--|
| (a) La destinazione dell'edificio; (b) La complessità dell'edificio; (c) L'evidenza di degrado e patologie strutturali; (d) L'evidenza di patologie geotecniche; La tipologia d'intervento (e) (Adeguamento/Miglioramento) | (a) Esame diretto dell'edificio; (b) Rilievo geometrico; (c) Identificazione degli elementi strutturali; (d) Identificazione dei materiali; (e) Identificazione dei collegamenti; (f) Identificazione di degrado e dissesti; (g) Identificazione di giunti e discontinuità strutturali; Rilievo critico; (h) Indagine storica; (i) Individuazione di schemi strutturali attuali e (1) pregressi; Indagini sulle fondazioni e sui terreni; (m) Indagini su elementi strutturali e materiali; (n) Verifica strutturale nella situazione attuale e (o) sintesi; Esame della documentazione esistente. |

1.1.3 – Descrizione tecnica dell'intervento progettuale

sulla base di quanto evidenziato ai punti precedenti, e per ciascuna delle categorie di base del comportamento sismico, si descriveranno gli interventi progettuali indicando le motivazioni tecniche e i risultati che esso si ripromette per la riduzione del grado di vulnerabilità.

Si farà sempre riferimento alla documentazione fotografica prodotta, e, quando necessario, si potrà far riferimento alla relazione di calcolo.

Andranno richiamati i provvedimenti assunti ai sensi del secondo comma del punto C.9.3 del D.M. 9.1.86, per consolidare e, se del caso, eliminare elementi non strutturali il cui eventuale crollo può causare vittime e danni.

1.2 – Elaborati dello stato di fatto

Lo scopo che si persegue è quello di identificare nel più corretto e completo dei modi l'edificio, con particolare riferimento a qegli elementi, strutturali e non, che sono in relazione con la categoria di comportamento sismico così come individuate al punto 1.1.2 d), e valutare lo stato attuale del complesso e di ogni sua parte nei confronti delle azioni di progetto.

1.2.1 – Documentazione fotografica

Sarà fornita documentazione fotografica, costituita da fotografie a colori di formato non inferiore a cm 10 x 15, che dovrà rappresentare lo stato di fatto dell'edificio, e in particolare illustrerà nel dettaglio le situazioni che il progettista riterrà significative; permetterà inoltre il risconto della rispondenza tra la fase esecutiva e le indicazioni progettuali; sarà quindi completa e dettagliata e comprenderà tutte le fasi salienti degli interventi sulle strutture, con particolare attenzione ai dettagli esecutivi.

La documentazione sarà prodotta in originale e due fotocopie di buona qualità.

Le fotografie saranno numerate e per ciascuna di esse dovrà risultare in modo univoco l'individuazione dell'oggetto cui si riferiscono, la sua ubicazione, ricorrendo eventualmente all'ausilio di planimetrie od estratti planimetrici; il punto di presa di ciascuna foto ed il suo numero saranno sempre riportati sulle piante strutturali.

1.2.2 – Elaborati grafici di rilievo

Gli elaborati grafici saranno costruiti sul rilievo in situ dell'organismo strutturale. Saranno prodotti i seguenti elaborati grafici:

- **◆** ARCHITETTONICI
- - STRUTTURALI
- - IMPIANTISTICI

Gli elaborati dovranno evidenziare:

- il rilievo delle caratteristiche geometriche dell'edificio, riportando le misure e le quote;
- le tipologie costruttive degli elementi non strutturali;
- il tipo e qualità dei materiali impiegati, con riferimento alle indagini e prove di cui al precedente punto 1.1.2;
- il tipo dei collegamenti tra gli elementi strutturali, e tra questi e quelli non strutturali;
- le indicazioni e il tipo dei principali dissesti e lesioni, con particolare attenzione alle strutture fondali;
- le annotazioni sugli elementi di finitura da conservare, specie se richiedono particolari cautele operative;
- le principali trasformazioni subite dall'edificio nel tempo (rilievo critico).

Si farà sempre riferimento nella descrizione alla simbologia riportata nella legenda.

Il rilievo sarà, in linea massima, rappresentato in scala 1:50; i particolari saranno invece in scala 1:10 o 1:20.

Nel caso fosse disponibile il progetto originale, si veda quanto previsto al precedente punto 1.0.1 ed al successivo punto 1.2.3.1.

- ♦ A Gli Elaborati ARCHITETTONICI comprendono le seguenti tavole:
- a) Piante: di tutti i piani;
- b) Sezioni: almeno due;
- c) Prospetti.

Le destinazioni d'uso dei locali, le misure e le quote del rilievo geometrico sono riportate negli elaborati architettonici.

- B Gli Elaborati STRUTTURALI, basati sul rilievo geometrico riportato negli Elaborati Architettonici, sono di fatto gli Elaborati fondamentali sui quali si fondano i ragionamenti e le valutazioni; sono costituiti dalle seguenti tavole:
- a) Piante

Saranno riportate l'indicazione dei vari tipi di lesioni, degradi, tipologie murarie ed eventuali interventi di consolidamento o elementi di rinforzo presenti ai vari piani, compresa la copertura e le fondazioni. La pianta di ogni piano deve illustrare e documentare l'orditura dei solai e le posizioni delle principali travature. La pianta della copertura deve illustrare e documentare la natura e l'orientamento della grossa e piccola orditura e del manto di copertura.

Su ogni pianta, per ciascun locale, dovranno essere indicati:

- la numerazione progressiva di ciascun vano con riferimento a quanto indicato nella legenda allegata;
- la quota di pavimento, anche qualora non si diversifichi da quella dei vani contigui comunicanti, sarà riferita al piano di marciapiede assunto come riferimento;
- tutti quegli elementi strutturali connessi con le categorie di comportamento sismico ed in particolare per gli edifici in muratura: cordoli, catene e ogni altro elemento di rinforzo; eventuali precedenti interventi di consolidamento; ammorsamenti tra le pareti in corrispondenza delle intersezioni; tipologia a qualità delle murature, tipologia dei diaframmi orizzontali in riferimento all'efficienza nella ripartizione delle azioni sismiche di piano tra gli elementi sismoresistenti.

Negli elaborati di rilievo dovranno essere chiaramente rappresentati tutti gli elementi significativi strutturali, arricchendo la descrizione, ove occorra, con brevi note esplicative.

E' raccomandato l'uso di una grafia tale da non compromettere, anche nel caso di eventuali velature, la leggibilità.

b) Sezioni

Saranno in numero di almeno due, una o più delle quali longitudinale alla scala (o una per ciascuna scala, se ve ne sono più d'una); saranno comunque prodotte tutte quelle significative e necessarie ad un corretto esame del progetto.

c) Particolari architettonici e costruttivi – scala 1:10 o 1:20

Con chiaro riferimento alla rappresentazione planimetrica strutturale di cui sopra, ed alla legenda, saranno rappresentati in particolare i collegamenti di tutti gli orizzontamenti (compresa la copertura) con le murature sottostanti, le scale, gli ammorsamenti murari etc., e comunque tutti i dettagli costruttivi ritenuti significativi per il comportamento strutturale dell'insieme e di ogni sua singola parte.

• C – Gli Elaborati degli IMPIANTI TECNICI comprendono:

Planimetrie e sezioni degli impianti tecnologici, comprendenti i principali schemi di distribuzione, i più importanti passaggi orizzontali e verticali nelle murature portanti o di controvento, e nei solai (canne fumaria, tubazioni del riscaldamento, scarichi e adduzioni idriche, condotte elettriche, etc.) e nelle cassettature esterne.

1.2.2.1 – Elaborati grafici di edifici o interventi edilizi progettati tenendo conto delle azioni sismiche

Qualora l'edificio sia stato progettato tenendo conto delle azioni sismiche, e le verifiche di cui ai capi a) e b) del citato punto 3.1.1 diano esito positivo, non è necessario effettuare il rilievo dello stato di fatto, e potranno essere prodotte copie "rosse" (sempreché leggibili in ogni loro parte) degli elaborati del progetto originario e delle eventuali varianti. Qualora invece si rilevino modeste difformità che siano localizzate in poche zone dell'edificio, si dovrà procedere al rilievo delle situazioni difformi; la graficizzazione di tale rilievo, da effettuarsi nelle stesse scale degli elaborati di riferimento, integrerà la documentazione prodotta in copia rossa, in cui saranno segnalate le zone difformemente eseguite, che saranno prodotte come tavole del rilievo eseguito.

Il progettista deciderà, in presenza di varianti o difformità al progetto, l'opportunità di procedere comunque alla presentazione degli elaborati grafici secondo quanto previsto al precedente punto 1.2.2.

1.2.3 – Relazioni di calcolo

Nel caso che i calcoli di verifica siano svolti mediante elaborazione elettronica, la relazione dovrà fornire gli elementi necessari per una agevole e corretta interpretazione dei tabulati meccanografici (nel caso di edifici in

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

muratura, la numerazione ed il posizionamento dei maschi murari, etc.) con una rappresentazione grafica degli schemi adottati.

Dovrà essere indicato il software impiegato e relativa versione, specificando le caratteristiche d'uso.

Dovranno essere forniti su dischetto magnetico i files dati di input e quelli di output.

La stampa dei dati di input e di output dovrà essere chiaramente leggibile, specificando simbologia, unità di misura, convenzioni relative ai segni delle grandezze vettoriali (caratteristiche di sollecitazione, azioni esterne, spostamenti); saranno indicati chiaramente gli algoritmi di calcolo utilizzati e fornita la rappresentazione grafica completa della discretizzazione delle strutture.

Occorrerà inoltre eseguire controlli dei risultati ottenuti mediante verifiche con procedimenti semplici anche se approssimati.

A) Strutture in elevazione

Il fascicolo dei calcoli conterrà:

- a) illustrazione della modellazione adottata per l'organismo strutturale, risultante dalle indagini, dai saggi e dai rilievi eseguiti, corredata da rappresentazioni grafiche delle schematizzazioni assunte;
- b) analisi dei carichi e sviluppo dei calcoli per la determinazione delle azioni di progetto definite da normativa; esplicitazione dei coefficienti di legge prescritti per le verifiche sismiche;
- c) descrizione dei metodi di calcolo adottati e degli algoritmi utilizzati, con considerazioni sul rispetto delle ipotesi alla base di tali metodi;
- d) verifiche delle strutture in elevazione per le combinazioni di carico più gravose.

Per gli edifici inseriti in complessi edilizi, valgono sempre le prescrizioni dettate ai precedenti punti, concernenti giunti e contatti tra edifici contigui.

Nel caso di verifica di edifici in muratura con il metodo denominato POR, o con altri metodi:

- a) una pianta con indicazione delle dimensioni dei singoli setti e delle relative coordinate cartesiane rispetto al sistema di riferimento assunto;
- b) una adeguata giustificazione delle resistenze caratteristiche adottate per le murature;
- c) l'esplicitazione in output dei coefficienti di sicurezza e dei valori di resistenza, sia in campo elastico sia al limite ultimo, considerando trascurabile la rigidezza delle pareti per deformazione ortogonale al loro piano;
- d) la verifica dei maschi per azioni ortogonali al loro piano e quella dei maschi snelli per pressoflessione retta.

B) Fondazioni

La caratterizzazione del terreno di fondazione dovrà essere basata sui dati delle valutazioni contenute nella relazione geologico-tecnica; dovranno essere adeguatamente motivate le schematizzazioni del complesso fondale in relazione alla struttura d'elevazione. Dovranno essere forniti:

- a) l'illustrazione e la documentazione dello stato di fatto, con descrizione della tipologia delle fondazioni esistenti, corredata da indicazioni dimensionali, dello stato di conservazione e di eventuali dissesti del fabbricato collegabili alla situazione delle fondazioni;
- b) una planimetria in scala ridotta delle strutture di fondazione, con la numerazione utilizzata nella verifica dei singoli elementi;
- c) la valutazione dell'interazione terreno-struttura;
- d) la valutazione delle eventuali interferenze con altre opere e strutture adiacenti;
- e) la descrizione dei metodi di calcolo adottati e degli algoritmi utilizzati, con considerazioni sul rispetto delle ipotesi alla base di tali metodi;
- f) la descrizione delle condizioni di carico analizzate;
- g) la descrizione della schematizzazione del terreno di fondazione;
- h) la valutazione delle pressioni di contatto terreno-fondazione, per tutte le condizioni di carico definite dalla normativa vigente, confrontate con la pressione ammissibile del terreno, secondo le modalità previste di legge, tenendo opportunamente conto dell'incremento di sollecitazione dovuto alle azioni sismiche;

- i) la valutazione dei cedimenti assoluti e differenziali del terreno di fondazione, secondo le modalità di cui al punto precedente;
- l) la verifica di tutte le sezioni più significative della struttura di fondazione per le più gravose condizioni di carico, esplicitando le tensioni nei materiali presenti;
- m) la verifica al ribaltamento globale della costruzione per effetto delle azioni sismiche, valutate assumendo â=2.

1.2.3.1 – Relazioni di calcolo di edifici o interventi edilizi progettati tenendo conto delle azioni sismiche

Qualora l'edificio sia stato progettato tenendo conto delle azioni sismiche, se le verifiche di cui ai capi c), d), e), f) e g) del punto 1.0.1 sulla relazione di calcolo originale danno esito positivo si potranno omettere le nuove calcolazioni, fornendo una copia completa della relazione di calcolo originale.

1.3 – Elaborati dello stato di progetto

Le indicazioni di progetto saranno rappresentate con una serie di disegni e relazioni analoga a quella rappresentativa dello stato di fatto.

Per le opere di fornitura ed impiantistiche dovranno essere descritte, in forma completa e dettagliata, le caratteristiche e la qualità dei materiali.

1.3.1 Elaborati grafici di progetto

Gli elaborati progettuali dovranno di norma corrispondere a quelli dello stato di fatto, e consentire una chiara comprensione ed individuazione delle opere previste in progetto.

Nel caso gli interventi di adeguamento siano modesti e limitati, gli elaborati grafici saranno prodotti in misura strettamente necessaria alla individuazione degli stessi e dei particolari costruttivi.

Saranno prodotti i seguenti elaborati grafici:

- ◆ ARCHITETTONICI;
- - STRUTTURALI;
- ▲ SOVRAPPOSTI;
- - IMPIANTISTICI.

Gli elaborati saranno rappresentati, in linea di massima, alla stessa scala di quelli dello stato di fatto.

♦ A – Gli elaborati ARCHITETTONICI, comprendono i seguenti elaborati:

a) Piante

Saranno prodotte le tavole delle fondazioni e di ciascun piano dell'edificio, compresa la copertura, indicando le destinazioni d'uso e le dimensioni di ciascun vano.

Nel caso gli interventi siano modesti e limitati a porzioni di edificio, né siano previste variazioni di destinazioni d'uso, queste potranno essere omesse, rinviando agli elaborati strutturali.

b) Sezioni

Saranno fornite le sezioni elaborate nello stato di fatto, aggiungendo eventualmente quelle ritenute significative per una corretta interpretazione degli interventi proposti.

Nel caso gli interventi siano modesti e limitati a porzioni di edificio, né siano previste variazioni di destinazioni d'uso, queste potranno essere omesse, rinviando agli elaborati strutturali.

c) Prospetti

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

Nel caso siano previste opere che alterino l'aspetto esterno del fabbricato, saranno forniti i nuovi elaborati grafici che illustrano le nuove proposte.

- B Gli elaborati STRUTTURALI, a carattere esecutivo, distingueranno:
- le strutture preesistenti;
- le strutture di nuova costruzione, quelle demolite o sostitutive;
- gli interventi di consolidamento.

Comprenderanno le seguenti tavole:

a) Piante

Saranno graficizzati le fondazioni e ciascun piano dell'edificio, compresa la copertura, con indicazione degli adeguamenti proposti; nella pianta della copertura saranno indicate tutte le eventuali torrette da camino, fori, lucernari, abbaini, attici, altane, ed elementi decorativi in genere.

b) Sezioni

Saranno fornite almeno quelle corrispondenti al rilievo dello stato di fatto, con aggiunta di quelle ritenute necessarie ad una adeguata identificazione degli elementi di progetto.

c) Scale ed Ascensori

Qualora siano previsti interventi di sostituzione o di rinforzo delle strutture attuali, saranno forniti gli elaborati idonei ad individuare in modo chiaro e univoco gli interventi progettuali.

d) Particolari costruttivi in scala 1:10 o 1:20

Tutti quelli necessari alla illustrazione e comprensione dell'intervento progettuale di adeguamento e alla loro esecuzione.

In ogni tavola vanno indicate le caratteristiche relative ai materiali, le prescrizioni esecutive, i particolari costruttivi e di dettaglio necessari alla corretta esecuzione dell'intervento.

▲ C – Gli elaborati SOVRAPPOSTI, saranno relativi al progetto strutturale ed evidenzieranno, mediante le colorazioni giallo e rosso, le opere di demolizione e quelle di nuova realizzazione:

a) Piante

Comprenderanno le fondazioni e ciascuno piano dell'edificio, compresa la copertura.

b) Sezioni

Saranno fornite le tavole corrispondenti a quelle prodotte per lo stato di progetto.

 D – Gli elaborati degli IMPIANTI TECNICI evidenzieranno gli interventi di rifacimento parziale o totale dei principali schemi di distribuzione, indicando le precauzioni da prendere nella messa in opera e per la salvaguardia dell'integrità delle strutture edilizie.

Nel caso di precedenti lavori relativi agli impianti che abbiano compromesso l'integrità delle strutture murarie od oltre, andrà sempre ripristinata la funzionalità strutturale delle stesse.

1.3.2 – Relazioni di calcolo

Le relazioni di calcolo dovranno essere impostate sulla base di quelle elaborate per lo stato di fatto. Nel caso che i calcoli di verifica siano svolti mediante elaborazione elettronica, la relazione dovrà fornire gli elementi necessari per una agevole e corretta interpretazione dei tabulati meccanografici (nel caso di edifici in muratura la numerazione dei maschi murari ed il loro posizionamento, etc.) con una rappresentazione grafica degli schemi adottati.

Dovrà essere indicato il software impiegato e la relativa versione, specificandone le caratteristiche d'uso. Dovranno essere forniti su dischetto magnetico il files di input e quelli di output. La stampa dei dati in input e di output dovrà essere chiaramente leggibile, specificandone la simbologia, unità di misura, convenzioni relative ai segni delle grandezze vettoriali (caratteristiche di sollecitazione, azioni esterne, spostamenti); saranno indicati chiaramente gli algoritmi di calcolo utilizzati e fornita la rappresentazione grafica completa della discretizzazione strutturale. Occorrerà inoltre eseguire controlli dei risultati ottenuti mediante verifiche con procedimenti semplici anche se approssimati.

A) Strutture in elevazione

Il fascicolo dei calcoli conterrà:

- a) illustrazione completa della modellazione dell'organismo strutturale risultante a seguito degli interventi progettati precisando le ipotesi assunte; tale illustrazione sarà corredata da rappresentazioni grafiche delle schematizzazioni adottate;
- b) analisi dei carichi e sviluppo dei calcoli necessari per la determinazione delle azioni di progetto, giustificando i coefficienti sismici adottati:
- c) descrizione dei metodi di calcolo adottati e degli algoritmi utilizzati, con considerazioni sul rispetto delle ipotesi alla base di tali metodi;
- d) verifiche delle più significative sezioni delle strutture in elevazione per le combinazioni di carico più gravose;
- f) verifiche di compatibilità delle deformazioni tra strutture nuove e strutture esistenti. Per gli edifici inseriti in complessi edilizi valgono le prescrizioni concernenti i giunti ed i contatti tra edifici contigui.

Nel caso di calcolo di verifica di edifici in **muratura** con il metodo denominato POR, o con altri metodi, occorrerà:

- a) una pianta con indicazione delle dimensioni dei singoli setti e delle relative coordinate cartesiane rispetto al sistema di riferimento assunto;
- b) un'adeguata giustificazione delle resistenze caratteristiche adottate per le murature;
- c) l'esplicitazione in output dei coefficienti di sicurezza e dei valori di resistenza, sia in campo elastico che al limite ultimo, considerando trascurabile la rigidezza delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano;
- d) la verifica dei maschi per azioni ortogonali al loro piano e quella dei maschi snelli per pressoflessione retta.

B) Fondazioni

Saranno motivate le scelte progettuali d'intervento in relazione all'analisi dello stato di fatto e illustrati i risultati che si intendono perseguire. Dovranno essere adeguatamente motivate le schematizzazioni del complesso fondale sia in relazione alla struttura d'elevazione, che alla collaborazione dei nuovi interventi con la struttura preesistente. Saranno inoltre dettagliatamente illustrati sia gli interventi previsti, in riferimento alle modalità esecutive e costruttive, che i materiali impiegati in relazione a quelli preesistenti. La relazione dovrà inoltre contenere:

- a) una planimetria a scala ridotta delle strutture di fondazione con la numerazione utilizzata per la verifica dei singoli elementi, evidenziando le eventuali nuove strutture;
- b) la valutazione dell'interazione terreno-struttura;
- c) la descrizione dei metodi di calcolo adottati e degli algoritmi, con considerazioni sul rispetto delle ipotesi alla base di tali metodi;
- d) la descrizione delle condizioni di carico analizzate;
- e) la descrizione della schematizzazione del terreno;
- f) la valutazione delle pressioni di contatto terreno-fondazione, per tutte le condizioni di carico definite dalla normativa vigente, secondo l'effettivo schema statico, confrontate con la pressione ammissibile del terreno, secondo le modalità previste di legge, tenendo opportunamente conto dell'incremento di sollecitazione dovuto alle azioni sismiche;
- g) la valutazione dei cedimenti assolti e differenziali del terreno di fondazione, secondo le modalità di cui al punto precedente;
- h) la verifica di tutte le sezioni più significative della struttura di fondazione per le più gravose condizioni di carico, esplicitando le tensioni nei materiali presenti;
- i) le verifiche al ribaltamento globale della costruzione per effetto delle azioni sismiche, valutate assumendo β =2;

la valutazione degli effetti sulle strutture adiacenti dovute agli interventi in fondazione. La relazione non dovrà
essere redatta secondo quanto precedentemente detto e sarà sostituita da una breve sintesi a cura del
progettista, nel caso non si prevedano interventi sulla struttura in elevazione e siano accertate le condizioni di
sicurezza mediante le verifiche effettuate nello stato di fatto.

Se il progettista intende far riferimento a quanto contenuto al 5° comma del punto C.9.3.3 del D.M. 24.01.86, sarà comunque necessario produrre le relative verifiche di cui alle lett. b) e c).

12.4.2. RELAZIONE GEOTECNICA

2.0. – I contenuti della relazione geotecnica

La relazione geotecnica dovrà contenere tutte le informazioni necessarie circa la costituzione del sottosuolo, sia areale che al di sotto dell'edificio, intesa come definizione della successione stratigrafica, della struttura e delle proprietà fisico –meccaniche, fino alla profondità tecnicamente significativa per il caso in esame, nonché l'entità e la distribuzione delle pressioni dell'acqua nel terreno.

Facendo preciso riferimento alla natura geologica, geomorfologica e litologico-tecnica dell'area su cui insiste l'edificio, e alla conoscenze ad essa relative, dovrà essere motivato e illustrato il programma e le finalità delle eventuali indagini geognostiche svolte.

Nel caso NON venissero effettuate indagini geognostiche, dovrà essere specificato:

- 1) il motivo;
- 2) le fonti dalle quali si è pervenuti alla caratterizzazione stratigrafica e fisico meccanica del sottosuolo;
- 3) attendibilità delle fonti di informazione;
- 4) rappresentatività, per l'area oggetto di studio, dei dati ottenuti dalle fonti di informazione.

Lo svolgimento di eventuali indagini farà riferimento a quanto contenuto nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dell'Associazione Geotecnica Italiana.

La relazione geotecnica conterrà:

a) la motivazione del numero, della profondità e della ubicazione dei sondaggi eseguiti e/o delle prove in sito, in relazione alla finalità dell'indagine, alla litologia dei materiali e alla probabile stratigrafia del sottosuolo.

Le informazioni standard ai **sondaggi** saranno di due tipi:

- a) logistiche:
- località;
- denominazione del cantiere;
- committenza;
- geologo di cantiere;
- ditta esecutrice e nome del sondatore;
- data di inizio e fine perforazione;
- località ed edificio di deposito delle cassette catalogatrici, persona o ente al quale sono state consegnate e date in consegna;
- fotografie relative alle cassette catalogatrici.

b) tecniche:

- quota della testa foro;
- diametro dei rivestimenti e tipo di carotiere utilizzato;
- profondità raggiunta dai rivestimenti;
- modalità di perforazione ed accorgimenti tecnici impiegati;
- profondità di prelievo di campioni e loro qualità;
- tipi di campionatori;
- operazioni speciali eseguite (cementazione, installazione di strumenti);
- profilo litostratigrafico quotato;

- recupero percentuale e RQD, dove significativo;
- variazione della velocità di avanzamento;
- descrizione degli strati con indicazioni su colore, consistenza e plasticità per i terreni coesivi;
- stato di addensamento per i terreni granulari, struttura del terreno (uniforme, stratificato, laminato, fessurato, fratturato, etc.);
- tipologia della discontinuità;
- test effettuati sulla carota;
- profondità della falda acquifera incontrata e quota di stabilizzazione dell'acqua in foro;

Tali informazioni saranno riportate nel **log** del sondaggio con eventuali note e commenti anche relativi alle fasi di perforazione.

L'ubicazione del sondaggio dovrà essere riportata con precisione sugli elaborati grafici, resa <u>evidente e</u> <u>riconoscibile</u> in situ e documentata da fotografie.

Il materiale estratto dal sondaggio sarà riposto in <u>cassette catalogatrici</u> di misure opportune (ad es. 100 x 50) e di altezza adeguata rispettando la sequenza stratigrafica rinvenuta. I separatori interni indicheranno le quote di inizio e fine di ogni manovra ed il prelievo dei campioni.

Le cassette dovranno essere protette dalle intemperie e dovranno avere caratteristiche tali da evitare perdite di materiale e mescolamenti, anche in caso di rovesciamento della cassetta.

Le cassette catalogatrici saranno contrassegnate da una etichetta o scritta inamovibile e indelebile riportante:

- località;
- denominazione del cantiere;
- numero di sondaggio, profondità totale raggiunta e profondità progressiva (da/a);
- committenza;
- geologo di cantiere;
- ditta esecutrice e nome del sondatore;
- data di inizio e fine perforazione.

Il materiale riposto nelle cassette catalogatrici sarà debitamente fotografato a colori (angolazione di 90°, includendo uno scalimetro colorato) in maniera da ben evidenziare eventuali variazioni stratigrafiche.

La documentazione fotografica farà quindi parte integrante dell'indagine e <u>sarà allegata al log del sondaggio</u>.

Le informazioni standard relative alle prove in situ saranno:

Prove penetrometriche e dinamiche

La relazione illustrativa dell'indagine dovrà contenere, oltre alla descrizione dell'attrezzatura utilizzata, i diagrammi illustranti i dati forniti dall'indagine (resistenza alla punta, laterale etc.) in relazione alla natura del terreno e alla profondità.

Nel caso di prova S.P.T. (Standard Penetration Test) dovrà essere fornito:

- numero e posizione del sondaggio;
- quota del rivestimento:
- quota raggiunta con la perforazione e la pulizia;
- quota di fondo foro all'inizio della prova;
- valore N per ognuno dei tre tratti di 15 cm;
- lunghezza e descrizione del campione recuperato.

Sismica e rifrazione

La relazione illustrativa relativa all'indagine dovrà contenere le seguenti informazioni ed elaborazioni:

- descrizione dettagliata della strumentazione utilizzata;
- ubicazione planimetrica effettiva degli stendimenti;

- dromocrone per ogni stendimento;
- sezioni sismostratigrafiche per ogni stendimento;
- sezioni interpretative per ogni stendimento;
- eventuali note e commenti.

Eventuali altre prove in situ effettuate dovranno rispettare lo stesso tipo di dettaglio descritto per le prove precedenti.

- b) la motivazione sia della eventuale attrezzatura posta in foro e tipologia, che della frequenza temporale ed in profondità delle misurazioni effettuate;
- c) la carta di ubicazione dei sondaggi in scala 1:1000 (evidenziando quali di essi sono attrezzati ed in che modo) e delle eventuali prove in sito;
- d) la motivazione del numero e dei campioni prelevati;
- e) i risultati delle prove di laboratorio effettuate sul campione (certificato di laboratorio abilitato) e delle prove in sito:
- f) n° 2 sezioni litostratigrafiche in scala 1:200 ortogonali tra loro e passanti per l'edificio, riportanti le informazioni litostratigrafiche, strutturali e idrauliche. Quando effettuati terranno conto delle informazioni ricavate dai sondaggi, dalle prove e/o dagli scavi eseguiti;
- g) i parametri geotecnici dei terreni e la loro discussione ai fini delle elaborazioni numeriche (verifiche di stabilità, portanza, etc.).

2.1. Stabilità del versante

Le verifiche di stabilità del versante sono previste dal D.M. 24.01.86 nel caso di edifici situati su o in prossimità di pendii naturali o artificiali.

Lo studio della stabilità dei pendii naturali è altresì regolato dalla sezione G del D.M. 11.03.88.

La relazione relativa alle verifiche di stabilità del versante conterrà in maniera sintetica ma dettagliata tutti i dati relativi al versante ottenuti dalle indagini geologiche, geomorfologiche, litologico-tecnica e geotecnica e in particolare:

- a) geometria del versante;
- b) struttura geologica del versante;
- c) fenomeni morfogenetici in atto sul versante;
- d) proprietà fisiche e meccaniche (tipo, frequenza e giacitura di eventuali discontinuità, permeabilità, etc.) dei litotipi presenti nel versante e loro possibili variazioni;
- e) ubicazione della falda acquifera e sua possibile oscillazione in relazione al regime di alimentazione e alla piovosità;
- f) caratteri geometrici e cinematici di eventuale frana in atto con interessamento dell'edificio.

Le informazioni di cui sopra costituiranno il dato essenziale per procedere alla modellazione del versante e alle scelte più opportune del metodo di calcolo che dovrà approssimare al meglio la situazione evidenziata dalle indagini.

Le verifiche di stabilità saranno effettuate in numero tale da rappresentare sempre e comunque la complessità e/o variabilità delle condizioni litologico-strutturali presenti nel versante.

Nel caso venissero effettuate verifiche di stabilità secondo più sezioni, il risultato di ogni sezione dovrà essere opportunamente confrontato con quelli ottenuti dalle altre sezioni e dovranno essere svolte valutazioni sulle diversità riscontrate e motivata la scelta della sezione critica ai fini delle valutazioni di cui al punto 2.4.1.

Parte integrante della relazione sulla stabilità dei pendii sarà costituita dalle sezioni litostratigrafiche di cui al punto f) del paragrafo 2.3.8 opportunamente integrate, in questo caso, dall'individuazione grafica delle possibili superfici di scivolamento.

Nel caso che la verifica di stabilità sia eseguita mediante elaboratore elettronico, la relazione dovrà fornire gli elementi necessari per un'agevole e corretta interpretazione dei tabulati meccanografici; la stampa dei dati di input e di output dovrà essere chiaramente leggibile, specificando simbologia, unità di misura e convenzioni relative alle grandezze vettoriali presenti.

La relazione sulle verifiche di stabilità del versante conterrà inoltre:

- a) descrizione del metodo di calcolo utilizzato e i motivi che hanno portato alla sua scelta ed utilizzazione per il versante in esame;
- b) analisi dei carichi e sviluppo dei calcoli per la determinazione delle azioni definite da normativa;
- c) verifica del modello adottato con particolare riferimento allo schema di rottura ed ai valori dei parametri introdotti nel calcolo:
- d) valutazione dell'affidabilità del procedimento impiegato, derivante dal confronto tra il risultato ottenuto dai calcoli e la situazione reale.

2.2 Elaborati dello stato di progetto

Gli elaborati di progetto sono in genere riferiti a quelli relativi allo stato di fatto e si articolano:

- a) interventi sull'area;
- b) interventi sull'Aggregato Strutturale.

2.2.1 Interventi sull'area

Sarà dettagliatamente illustrata e motivata la soluzione progettuale adottata sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi dello stato di fatto e nell'ottica dell'ottimizzazione delle risorse economiche.

a) Relazione di calcolo

Facendo specifico riferimento alle indagini di tipo geologico e geognostico ed ai dati relativi nello stato di fatto, la relazione conterrà i calcoli di dimensionamento e verifica delle eventuali opere strutturali di sostegno e consolidamento del versante, nonché la valutazione degli effetti prodotti dalle opere sulla zona di intervento e su quelle adiacenti. Saranno forniti i dettagli tecnici delle opere speciali e illustrate le fasi di realizzazione, con le accortezze da tenersi in ciascuna di queste.

1 – Verifiche di stabilità del versante a seguito delle azioni di progetto

Saranno condotte analogamente a quelle dello stato di fatto, e saranno di norma fornite le verifiche per le sezioni analizzate nella situazione attuale. Saranno inoltre valutati gli effetti sugli edifici e sulle infrastrutture presenti nell'area interessata dagli interventi previsti in progetto in conseguenza degli stessi.

2 - Verifiche delle strutture di consolidamento

Saranno adeguatamente illustrate le ipotesi e le assunzioni adottate nel dimensionamento strutturale delle opere di sostegno o consolidamento, che saranno verificate per le più gravose combinazioni di carico previste dalla normativa vigente.

In particolare saranno prodotti:

- a) l'illustrazione, corredata da rappresentazioni grafiche, della modellazione strutturale e degli schemi statici assunti per le opere previste in oggetto;
- b) lo sviluppo dei calcoli per la determinazione delle azioni di progetto, giustificando i parametri assunti;
- c) le verifiche di portanza dei terreni e il calcolo delle pressioni di contatto terreno-opere di fondazione;
- b) una dettagliata illustrazione delle attenzioni e delle precauzioni a favore di sicurezza che si dovranno usare in fase di esecuzione per la corretta realizzazione delle opere previste in progetto, al fine di raggiungere gli scopi e i benefici previsti.

Le verifiche debbono essere condotte, oltre che conformemente alla normativa antisismica, anche secondo quanto previsto dal D.M. 10.02.92 per il cemento armato e per l'acciaio.

b) Elaborati grafici delle opere di sostegno e di consolidamento.

Gli elaborati tecnici (piante e sezioni) saranno in scala 1:100 e in numero sufficiente per descrivere nel modo più corretto l'intervento proposto e le eventuali interferenze con gli edifici presenti nell'area; i particolari saranno in scala 1:20, e tali da descrivere compiutamente l'intervento in ogni sua singola parte.

12.5. CONCLUSIONI

L'occasione della revisione della normativa conclusasi con l'emanazione del D.M. 16.01.1996 non è stata colta per riorganizzare l'insieme delle conoscenze e delle osservazioni oggi disponibili. Tra gli elementi positivi si segnala invece la soluzione data agli interventi sul patrimonio edilizio monumentale individuando per questi il miglioramento sismico. Deve sempre più affermarsi il concetto che l'intervento antisismico sulle costruzioni esistenti non deve necessariamente comportare radicali modifiche dello schema statico, della rigidezza e resistenza della fabbrica originaria che si è venuta a configurare attraverso il processo storico di costruzione e trasformazione, a meno di evidenti situazioni patologiche di degrado.

E' inoltre sempre più evidente che le due normative, quella sismica e quella sul recupero edilizio, non essendo sovrapposte per le diverse finalità che ispirano (la incolumità pubblica e il governo del territorio) rimandano a procedure e controlli diversi fra loro, attuati e disciplinati da enti diversi tali da costituire non solo un ulteriore appesantimento burocratico ma anche una probabile perdita di efficacia. Si deve porre ed affrontare la questione di trasferire e coniugare all'interno dei regolamenti edilizi comunali e delle norme tecniche di piano, gli interventi di adeguamento e di miglioramento sismico e le tecniche di intervento prescritte con dette normative, affinché sia assicurata un'abitazione non solo confortevole ma anche realmente sicura.

12.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) Conferenza dei Presidenti delle Regioni. "Ordine del Giorno sulle zone sismiche". Roma, 1981,
- (2) R.Alessi, (coordinatore) "Costruzioni di conglomerato cementizio armato in zona sismica: orientamenti sull'adeguamento" Regione Basilicata e Regione Emilia Romagna, Facoltà di Ingegneria di Bologna, 1983.
- (3) C.Gavarini, "L'intervento sul patrimonio monumentale esposto al rischio sismico", Costruire in laterizio, n.16 pag.267-271, PEG Editrice. Milano, 1990.
- (4) A.Masi, "Edifici esistenti: accertamento ed adeguamento antisismico" Cap. 6, Analisi della tecnica costruttiva e dei materiali, F.Braga (coordinatore) Ordine degli Ingegneri di Potenza, 1992.
- (5) F.Braga, "Edifici esistenti: accertamento ed adeguamenti antisismici" Cap. 1 La sicurezza delle strutture esistenti nei confronti del sisma, F.Braga (coordinatore) Ordine degli Ingegneri di Potenza, 1992.
- (6) M.Ferrini (coordinatore) et al. "D.1 Istruzioni generali......", Giunta Regionale Toscana, Firenze, 1990 e 1995
- (7) M.Ferrini (coordinatore) et al. "D.2.1. Istruzioni tecniche per la redazione degli elaborati di indagine, documentazione e progetto-interventi di adeguamento sismico preventivo degli edifici pubblici strategici in Garfagnana e Lunigiana", Giunta regionale Toscana, Firenze, 1990 e 1995.
- (8) M.Ferrini (coordinatore) et al., "D.3. Elenco vosi opere.......", Giunta Regionale Toscana, Firenze, 1990 e 1995.
- (9) Atto di programmazione negoziata tra la Regione Toscana ed il Dip.to della Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri per l'avvio di *"interventi di riduzione del rischio sismico in Lunigiana, Garfagnana e Media Valle del Serchio"*. Roma, Marzo 1997.
- (10) M.Ferrini, "Interventi di Prevenzione per l'adeguamento ed il miglioramento sismico di edifici pubblici in Garfagnana e Lunigiana" Giunta Regionale Toscana, Firenze, 1997, in corso di pubblicazione.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

CAP. 13 - ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

(C.9.5, C.9.8, C.9.9, C.9.10, All. 3 alla Circ.LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97) (Mauro Mezzina, Calogero Dentamaro)

SOMMARIO

- 13.1. Generalità 13.3
- 13.2. Esame delle prescrizioni di norma 13.5
 - 13.2.1. Interventi di adeguamento (C.9.5.) 13.5
 - 13.2.2. Interventi di miglioramento 13.18
 - 13.2.3. Provvedimenti tecnici di intervento

(punto C.9.8. e Appendice 3 della Circolare Ministeriale) 13.21

- 13.3. Commenti e miglioramenti possibili 13.37
- 13.4. Esempio di applicazione Verifica di un edificio storico sottoposto ad adeguamento sismico 13.40
 - 13.4.1. Verifiche locali 13.45
 - 13.4.2. Verifiche globali 13.49
- 13.5. Conclusioni 13.57
- 13.6. Bibliografia 13.59

CAP. 13 - ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

(C.9.5, C.9.8, C.9.9, C.9.10, All. 3 alla Circ.LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97) (Mauro Mezzina, Calogero Dentamaro)

13.1. GENERALITA'

La più corretta ed efficace applicazione delle norme riguardanti l'adeguamento e miglioramento degli edifici in muratura ordinaria passa attraverso una meticolosa conoscenza dell'opera oggetto dell'intervento. Dando per scontato che ci si riferisce a tutte le costruzioni in muratura, monumenti ed edifici storici compresi, la "conoscenza dell'opera" va intesa in senso lato e non limitata soltanto allo studio delle condizioni e delle caratteristiche dei vari elementi che vanno a formare la costruzione stessa. Infatti l'intervento tecnico deve mirare in ogni caso a "salvare" il manufatto lasciando ad esso la "propria dignità", operando nel rispetto della sua storia, del suo valore e significato architettonico e della sua funzione all'interno del contesto urbanistico; lasciando inalterati, oltre che i "rapporti di confidenza" con il terreno su cui sorge, le caratteristiche costruttive dal punto di vista tipologico, con tutti i materiali che le definiscono.

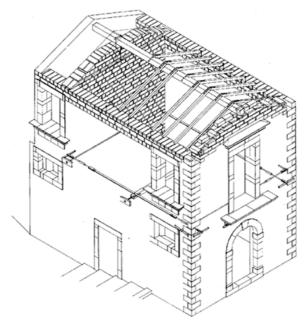


Fig. 13.1 - Provvedimenti tecnici per l'adeguamento sismico (7).

Al di là di quelli che possono essere gli indirizzi tecnici in ordine alla scelta del tipo di intervento da adottare, è convinzione ormai radicata in tutti che il più delle volte il danno arrecato ai manufatti dagli interventi di "messa a norma" è più pernicioso di quello prodotto dallo stesso evento sismico. Così come rimane opinione generale che il perseguire per una costruzione il raggiungimento della sicurezza sismica prescindendo dalla conoscenza di tutti i parametri storici che la caratterizzano, può condurre a fornire all'opera condizioni di disagio statico non più reversibile.

L'esigenza, così fortemente sentita ed espressa nelle considerazioni precedenti, di acquisire un "feed-back" di conoscenze sull'opera oggetto dell'intervento, si pone altresì alla base di considerazioni rivolte ad aspetti del problema tutt'altro che trascurabili e che riguardano l'effettiva fattibilità di un programma destinato al recupero ed al miglioramento di un patrimonio, quello degli edifici in muratura esistenti sul territorio nazionale, assai cospicuo e di notevole interesse.

La prima considerazione riguarda l'aspetto politico-economico di tutta la problematica. In un Paese, come quello italiano, sempre in "apnea" per le esigue risorse economiche disponibili, sia pubbliche che private, risulta estremamente punitivo produrre un intervento tecnico che non abbia la connotazione di un'efficacia assoluta e per tanto meno costoso: è finanche banale infatti l'equazione intervento errato uguale risorse sprecate.

L'altra considerazione riveste l'aspetto meramente tecnico del problema. Lo studio delle caratteristiche sismologiche della zona, la ricerca accurata sulla tipologia edilizia adottata, associata alla conoscenza delle successive trasformazioni che l'hanno accompagnata nel tempo, l'indagine sulle modalità costruttive seguite, completata dalla individuazione dei vari materiali impiegati ed il loro stato di conservazione, sono motivi essenziali per poter impostare la definizione di un modello statico nell'applicazione dei nuovi insegnamenti dell'ingegneria strutturale, al fine di verificare la effettiva crescita del livello di sicurezza della costruzione a seguito dell 'intervento migliorativo. E questo, al di là dell'opportunità di orientarsi verso una determinata tecnica di intervento, piuttosto che verso un'altra, va fatto ancor prima di decidere, ad esempio, se modellare un intervento passivo (risarcitura) ovvero uno attivo (catena).

L'approccio al problema delineato con tali considerazioni, conduce all'adozione di un intervento da qualcuno descritto come "intelligente", nel senso che da esso può derivare alla costruzione, anche quella di interesse storico e/o artistico, un effettivo miglioramento sia statico che conservativo, sia estetico che "conveniente", risolvendo ogni tipo di esigenza: di sicurezza, nel caso generale, e di tutela del bene, nel caso di manufatto con impronta culturale. D'altra parte qualcuno rimanda giustamente l'applicabilità di tali interventi alla disponibilità di tecnici assolutamente affidabili, invocando un'alta professionalità per la loro realizzazione. Rimane certa, in ogni caso, una cosa e cioè che l'intervento sulle murature esistenti, perfezionato al fine di ridurne il rischio sismico, esige la disponibilità di una "preparazione culturale" a tutti i livelli, fatta di pianificazione seria e competente, di competenze professionali, di provata sensibilità verso il particolare tipo di problema.

Le norme riguardanti gli interventi sugli edifici esistenti sono contenute nella parte C.9 del D.M. 16/1/96 ([1]). In particolare, gli interventi di adeguamento e di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria e che costituiscono l'oggetto del presente capitolo, si ritrovano nei punti C.9.5 e C.9.8 dello stesso Decreto. Inoltre la Circolare del 10/04/97 (16), che riporta le istruzioni per l'applicazione delle stesse norme, nell'Allegato 3 fornisce le indicazioni sulle possibili tecniche di intervento per gli stessi edifici in muratura.

Oltre alle norme contenute nel D.M. 16/01/96, gli orientamenti sugli aspetti procedurali e metodologici degli interventi di adeguamento e di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria sono forniti dagli strumenti normativi già richiamati nel Cap. 1 di questo Commentario.

Alle norme precedenti possono essere aggiunte le raccomandazioni riportate di seguito (4, 8), che sono di indubbio interesse per rilevare gli elementi fondamentali relativi agli interventi sugli edifici in muratura di interesse storico-artistico.

Raccomandazioni relative agli interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche. - Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, giugno 1986 / Atti del 1 Seminario di Studi; a protezione del patrimonio culturale, La questione sismica, Istituzioni e ricerca universitaria, Venezia, aprile 1987.

Direttive per la redazione ed esecuzione di progetti di restauro comprendenti interventi di "miglioramento" antisismico e "manutenzione", nei complessi architettonici di valore storico-artistico in zona sismica. - Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, luglio 1989.

È infine da segnalare che tutto il quadro normativo relativo agli edifici murari in zona sismica va armonizzato con quanto prescritto dal D.M. 20/11/87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" (5), dato che tale decreto è esplicitamente richiamato al punto C.5.1 (Regole generali) delle norme sismiche, "ove non in contrasto con esse".

13.2. ESAME DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Per gli edifici esistenti viene rimosso "l'obbligo del rispetto" delle norme relative alle nuove costruzioni (C.9.0). L'esigenza di stabilire per le "vecchie" costruzioni, in particolare per quelle di muratura, norme "ad hoc", deriva dalla consapevolezza di dover analizzare un aspetto assai specifico del problema, la cui particolarità è definita da una serie di elementi quali ad esempio la caratteristica dei materiali impiegati, il loro effettivo stato di conservazione, i particolari sistemi strutturali e costruttivi adottati, la storia dei carichi, eventi sismici compresi, che ha accompagnato la costruzione nella sua vita.

13.2.1. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO (PUNTO C.9.5)

L'esame delle prescrizioni contenute in tale punto dev'essere preceduto da quanto previsto dalle norme in riferimento alle definizioni, al progetto esecutivo, ai provvedimenti tecnici di intervento, al collaudo.

Già dalla definizione dell'intervento di adeguamento (Fig. 13.1), inteso come "l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche definite ai punti C.9.5.3," (C.9.1.1) appare evidente il proposito della norma di "guidare" l'adozione di un intervento: ne stabilisce il punto di partenza, le azioni sismiche, definite nel nostro caso dal punto C.9.5.3, ed indica tutti i casi (C.9.1.1.a, b, c, d) in cui l'opera dev'essere "adeguata" agli eventi sismici; si fornisce in altri termini la indicazione del livello di sicurezza da affidare all 'edificio oggetto di trasformazione sia dal punto di vista distributivo che da quello strutturale.

La realizzazione di un intervento deve avere come base un progetto esecutivo corredato da una relazione tecnica con gli eventuali calcoli per la verifica sismica. Non è escluso che tale verifica possa non essere del tipo semplificato, volta cioè all'accertamento dell'esistenza dei requisiti costruttivi previsti nei punti C.5.1 e C.5.2, così come non si esclude che la verifica sismica accerti che l'edificio possegga già il grado di sicurezza voluto dalla norma, fatto importante che esclude la necessità di intervenire con provvedimenti di adeguamento. A tali conclusioni, essenziali dal punto di vista operativo, si giunge eseguendo una serie di operazioni progettuali indicate al punto C.9.2.3, nonché studiando l'organismo edilizio al fine di stabilire i criteri per la scelta del tipo di intervento (C.9.2.4). Rimane comunque fondamentale, come strategia progettuale antisismica, l'individuazione delle possibilità di produrre sull'edificio modifiche a tutti i livelli perché, da una parte, siano ridotti gli effetti sismici e, dall 'altra, risulti aumentata la resistenza strutturale. Nel punto C.9.3 le norme forniscono l'indicazione di tali possibilità, chiamate "provvedimenti tecnici di intervento".

Infine, per quanto riguarda il collaudo, è opportuno che la sua esecuzione avvenga *sempre* in corso d'opera, e non *preferibilmente* come la Norma prescrive, in considerazione dell'estrema delicatezza e dell'incertezza proposte in generale dall'intervento su murature esistenti.

Schema strutturale (punto C.9.5.1)

La definizione del modello strutturale dell'edificio costituisce la parte cruciale di tutta la progettazione sismica: prevedere un certo tipo di comportamento senza preoccuparsi che la realizzazione dell'opera sia improntata alle caratteristiche riportate nella modellazione, può rivelarsi, infatti, estremamente pericoloso; e se per le costruzioni nuove tale corrispondenza può ottenersi abbastanza agevolmente, per gli edifici esistenti la formulazione del modello diventa estremamente difficoltosa, specie se si tiene conto del numero esiguo degli schemi strutturali proponibili per le costruzioni in muratura.

La Norma infatti impone che "Il progetto degli interventi di adeguamento deve basarsi su uno schema strutturale resistente all'azione sismica che deve ragionevolmente rispettare la situazione effettiva della costruzione, tenuto conto del suo comportamento globale; deve comunque essere assicurato un comportamento di tipo scatolare del complesso della struttura.".

"Debbono inoltre prevedersi incatenamenti perimetrali in corrispondenza di ogni orizzontamento, compresi quelli a livello di piano terra, di sottotetto e di imposta del tetto stesso."

"Infine, per tutte le strutture spingenti deve provvedersi all'assorbimento delle relative spinte." (C.9.5.1) Al fine di assicurare il comportamento di tipo scatolare al quale la norma fa riferimento, è necessario che gli orizzontamenti abbiano un'adeguata rigidezza nel loro piano e un buon collegamento con i maschi murari. È opportuno altresì che in tal caso i setti murari non siano eccessivamente distanziati e che abbiano una snellezza ridotta.

"Si deve accertare l'efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e delle pareti tra di loro. Qualora nello schema si faccia affidamento sulla ripartizione delle forze orizzontali agenti ad un dato livello tra i diversi setti murari, va accertata l'efficacia dei solai a costituire un diaframma orizzontale rigido."

"Per ciascuna parete si considerano in genere separatamente le azioni ad essa complanari e quelle normali."

"Le azioni complanari alle pareti vanno valutate tenendo conto della ridistribuzione operata dai solai solo se questi presentano rigidezza nel loro piano e buon collegamento con i muri."

"Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti, queste si considerano vincolate ai solai ed alle pareti solo se è accertata l'efficacia dei collegamenti." (C.9.5.1)

In buona sostanza si è consapevoli del fatto che, specie per edifici esistenti, la costruzione, costituita da pochi elementi strutturali semplici (muri, solai o volte, tetti...), è tenuta insieme da connessioni il cui funzionamento è spesso incerto: è proprio il mancato funzionamento di tali connessioni che nella maggior parte dei casi provoca la crisi dell'edificio e la sua rovina (Fig. 13.2).

È quindi opportuno definire le caratteristiche del modello di calcolo che più coglie le modalità di comportamento della compagine strutturale in funzione della mutua articolazione dei vari elementi costituenti la fabbrica (6).

Semplificando e schematizzando, si può asserire che tale comportamento è associato a due diverse modalità di danno. Il primo modo di danno prevede la crisi dei maschi per carichi agenti in direzione ortogonale al loro piano medio. Se tale rischio è superato, il carico viene trasferito sugli elementi paralleli all'azione sismica, elementi che, esplicando l'azione controventante richiesta, garantiscono l'equilibrio globale della fabbrica mediante sforzi contenuti nel loro piano; si innesca così il secondo modo di danno, associato a lesioni che tagliano diagonalmente la singola parete.

In termini più espliciti, il modello che è generalmente proposto in funzione di questo duplice comportamento, prevede la determinazione separata delle sollecitazioni sulla generica parete per carichi normali al piano e contenuti nel piano. In particolare, è da notare che la risposta del generico maschio a forze normali al suo piano medio, non risente del comportamento d'assieme della scatola muraria, a causa della trascurabile entità della rigidezza traslazionale della parete stessa per deformazione fuori del piano rispetto a quella nel piano. In tal caso, quindi, l'analisi dell'elemento è svolta in sede "locale", configurando le connessioni con la rimanente parte della fabbrica a guisa di "cerniere cilindriche".

L'equilibrio dell'edificio nel suo complesso è assicurato, poi, dall'azione controventante esplicata dai maschi attraverso il loro comportamento reattivo nel piano. La determinazione delle sollecitazioni conseguenti a tale funzionamento è da effettuare, quindi, in funzione dell'articolazione globale dell'edificio, nonché delle modalità di ripartizione dei carichi sismici legata alla natura ed efficacia delle chiusure di piano.

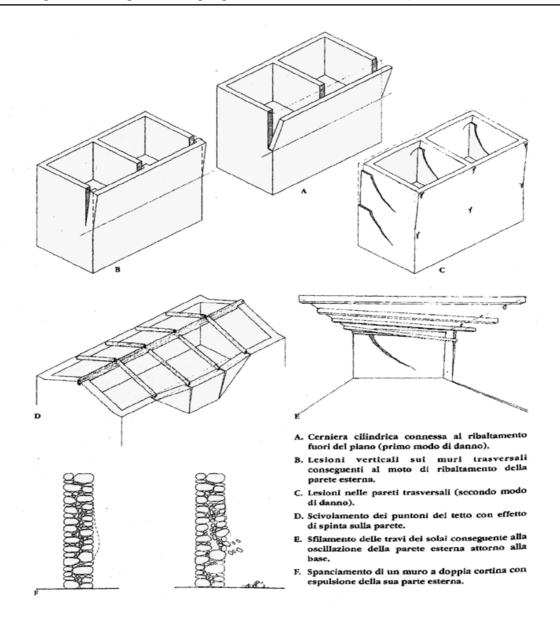


Fig. 13.2 - Modi di danno prevedibili (7).

Accettando tale schematizzazione è possibile distinguere due fasi diverse nel calcolo di verifica, a ciascuna delle quali sono associati opportuni schemi statici atti a cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento. Si ottengono in tal modo gli schemi strutturali che occorre adoperare per valutare le sollecitazioni:

- a) sulla singola parete ed in direzione normale ad essa (schema strutturale "locale");
- b) sull'intera compagine strutturale nella sua globalità, al fine di ricavare le sollecitazioni nel piano della generica parete (schema strutturale "globale").
- a) Schema strutturale "locale"

In questo primo caso la valutazione dello stato di sollecitazione può essere effettuata determinando la risposta della singola parete, vincolata ai diversi impalcati se essi sono in grado di fornire tale vincolo, ed alle pareti ortogonali di bordo: lo schema che ne deriva è quindi quello di piastra inflessa vincolata ai bordi.

Se i vincoli laterali sono inefficaci perché inesistenti o se le pareti ortogonali di bordo sono troppo distanti l'una dall'altra, il comportamento bidirezionale della parete si annulla e la stessa può essere studiata attraverso un

modello monodimensionale a trave. L'esistenza dei vincoli ai diversi impalcati determina in tal caso lo schema strutturale di trave continua.

Infine, laddove si ritiene non realistica l'ipotesi di continuità della parete tra una tesa e la successiva, si può effettuare l'analisi anche isolando la generica tesa e ipotizzandola vincolata con semplice appoggio ai solai di bordo. Tale ultimo schema, detto "dell'articolazione" ed esplicitamente richiamato dal D.M. 20/11/87, è completato dalle sollecitazioni derivanti alla parete dalle eccentricità di applicazione degli scarichi degli elementi posti superiormente, nonché da ulteriori eccentricità "accidentali". È lo schema più comunemente adoperato per l'analisi locale, in quanto il valore delle sollecitazioni è determinato in maniera isostatica e prescinde quindi dalle non-linearità presenti nel comportamento della parete, non-linearità che influenzerebbero le sollecitazioni ricavate su schemi di calcolo iperstatici.

Sempre nell'ambito dello schema dell'articolazione, un'alternativa al calcolo appena illustrato, particolarmente adatta all'analisi di edifici storici (7), schematizza la risposta della parete ipotizzandola divisa all'atto del collasso in due blocchi rigidi sovrapposti, separati da una lesione orizzontale (Fig. 13.29). La posizione della lesione, non nota a priori, è determinata dalla condizione che il moltiplicatore di collasso sia minimo.

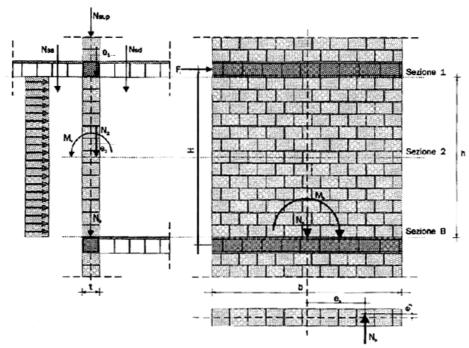


Fig. 13.3 - Azioni orizzontali e verticali nelle verifiche della parete (12).

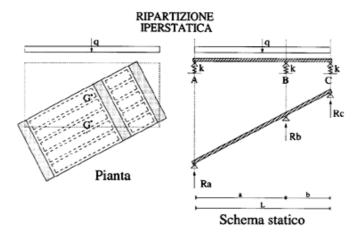
È infine da segnalare che, nel caso in cui i vincoli di piano non esistano o siano ritenuti inefficaci, la parete è schematizzata come un muro "a gravità" soggetto ad azioni verticali stabilizzanti e orizzontali sismiche (o altro) ribaltanti.

b) Schema strutturale "globale"

La determinazione dello stato di sollecitazione della parete nel suo piano risente invece del comportamento globale della fabbrica muraria. L'approccio da seguire per quest'analisi deve modellare sia il funzionamento degli orizzontamenti, che ripartiscono il carico sismico tra le pareti dell'edificio, sia di ciascuna parete, che deve fornire all'organismo strutturale la funzione controventante.

Per quanto riguarda la capacità di ripartizione dei solai di piano (o delle volte) essa è funzione della rigidezza estensionale di tali elementi. Solitamente, se i solai sono realizzati in latero-cemento, ovvero in acciaio e cappa in calcestruzzo, la loro rigidezza nel piano è sufficientemente elevata, tanto da consentire la modellazione dell'impalcato a "piano rigido". Se invece gli orizzontamenti sono realizzati in legno è solitamente più realistica

una modellazione di tipo "isostatico", con ripartizione torsionale nulla, a meno che travi, travicelli e tavolato non siano mutuamente solidarizzati in modo tale da impedire la deformazione del solaio nel suo piano. In funzione di queste opposte modalità di trasferimento dei carichi orizzontali sulle pareti controventanti è possibile determinare la risposta dell'edificio (Fig. 13.4).



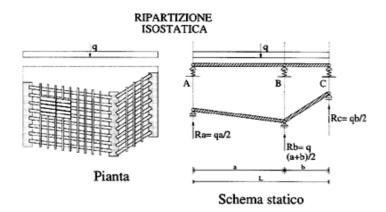


Fig. 13.4 - Ripartizione iperstatica (a piano rigido) e ripartizione isostatica.

È solo il caso di notare che se la ripartizione è iperstatica la reazione assorbita da ciascuna parete dipende dalle rigidezze degli elementi controventanti, oltre che dalla disposizione planimetrica degli stessi (equilibrio + congruenza + legge costitutiva evolutiva), mentre se lo schema è isostatico le reazioni sono funzione soltanto della posizione e non variano al variare della rigidezza della parete (equilibrio). Ciò implica che al progredire della fessurazione dei maschi in fase post-elastica, i coefficienti di ripartizione dell'azione sismica variano nel caso iperstatico, mentre rimangono immutati nel caso isostatico.

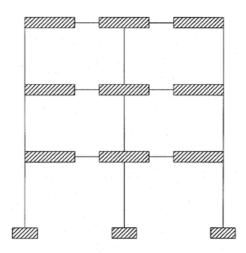


Fig. 13.5 - Modello di parete forata a telaio con nodi rigidi di dimensione finita.

Circa la parete muraria, il suo schema statico deve rappresentarne il comportamento nel piano sia da un punto di vista puramente geometrico, che reattivo. Diverse sono le modellazioni proponibili per la sua analisi.

Per edifici di vecchia costruzione, specie nel caso in cui la compagine muraria è costituita da pietrame aggregato in maniera scarsamente efficace, appare realistico fare riferimento ad un'analisi a rottura in funzione di modalità di collasso per attivazione di cinematismo determinato da apertura di lesioni, solitamente individuate sulla base dello stato fessurativo presente sui diversi maschi o su di essi prevedibile. Ciò in alternativa ad analisi in campo elastico con schemi geometrici piani o spaziali, a scheletro o per elementi finiti, la cui utilizzazione può fornire solo indicazioni sul funzionamento della fabbrica per bassi livelli di sollecitazione.

È però da sottolineare che (9), anche a causa della difficoltà insita nella "esatta" applicazione di procedimenti di calcolo che adoperano leggi costitutive di tipo non-lineare, un'analisi elastica può fornire un utile aiuto nella valutazione della risposta strutturale, in maniera sicuramente rispettosa dell'equilibrio e certamente a vantaggio della sicurezza. Tale circostanza rende indubbiamente validi modelli di calcolo a risposta lineare, da utilizzare eventualmente in connessione con approcci più sofisticati, per un controllo di massima dei risultati ricavati.

A tal proposito si segnala che particolarmente delicato è il caso delle pareti forate da porte o da finestre. La esatta modellazione della loro risposta pone problemi sia in sede di ripartizione spaziale dell'azione sismica (per ripartizione iperstatica), sia in sede di determinazione delle sollecitazioni sul singolo elemento. Anche per tale problema, l'utilizzazione di modelli semplificati, ad esempio a telaio con nodi rigidi di dimensione finita, consente di valutare le sollecitazioni in maniera generalmente assai vicina a modelli più sofisticati ad elementi finiti.

In ogni caso, la scelta del modello e della legge costitutiva del materiale è da tarare sempre sul particolare problema in esame: per problemi particolarmente complessi l'utilizzo di più approcci in parallelo, con più verifiche incrociate, è sempre garanzia di affidabilità dei risultati.

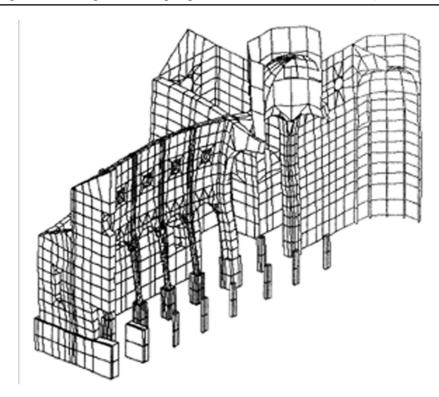


Fig. 13.6 - Esempio di modellazione spaziale con elementi finiti piastra e "brick" (14).

Analisi dei materiali (punto C.9.5.2)

La conoscenza delle caratteristiche della muratura, in quanto materiale costituente edifici in zona sismica, soggetti quindi a forze orizzontali, è acquisita con indagini relative soprattutto alla resistenza alle azioni taglianti. L'operazione si rivela quasi sempre di estrema complessità, in quanto alla caratteristica di eterogeneità del sistema murario, si affiancano difficoltà derivanti principalmente dal prelievo di campioni e dalla effettuazione di prove non distruttive "in situ". Pur tuttavia si deve riconoscere la essenzialità di una precisa individuazione delle proprietà meccaniche del "sistema murario", in quanto da essa discende la valutazione della risposta dell'edificio.

A tal proposito il *Consiglio Superiore del Lavori Pubblici - Prima Sezion*e, nell'adunanza del 27/2/1992, rispondendo ad un quesito posto dalla Regione Siciliana - Genio Civile di Ragusa, fornisce utili chiarimenti in merito: "*La resistenza della muratura sarà calcolata in relazione alla tipologia, alla qualità ed allo stato di conservazione del sistema murario*" (C.9.5.2).

Infatti nel voto di risposta si asserisce che:

"...La formulazione normativa è fondata sulla consapevolezza che ogni muro è costituito da un assemblaggio di pietre di diverso spessore, secondo una tessitura che obbedisce, o dovrebbe obbedire, a precise regole note ai costruttori di un tempo e documentate in tutti i trattati storici di costruzioni.

Esistono comunque diverse tipologie murarie: in pietra grezza, in pietra squadrata, con ricorsi di mattoni, e via di seguito, e per ognuna di queste le abitudini locali ed i materiali disponibili producono sottospecie che solo l'osservazione diretta ed estesa ad un insieme di opere omogenee permette di individuare e definire. Se il muro è ben costruito, con pietre non troppo piccole e ben ingranate, senza rilevanti vuoti tra l'una e l'altra, si può considerare di buona qualità. Comunque la qualità della malta assume un ruolo tanto più importante quanto meno ingranamento esiste tra le pietre o quanto più esse sono piccole.

La norma affida quindi al progettista il compito di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura con riferimento all'osservazione della realtà di fatto..."

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

Le semplici regole appena enunciate consentono di affermare che la qualità delle murature dipende anzitutto dalla geometria e dalla disposizione delle pietre che le costituiscono: pietre di dimensioni tali da garantire la monoliticità della compagine muraria costituiscono un segno del buon funzionamento dell'opera. Viceversa, nel caso in cui "l'inerte" è di dimensioni piccole, il collegamento è affidato alla malta che per sua stessa natura, specie negli edifici più antichi, spesso non è in grado di espletare la sua funzione.

Ciò accade specialmente quando il muro è sollecitato da carichi non verticali, quali tipicamente le azioni sismiche, che chiamano in causa meccanismi usualmente non coinvolti: è proprio in tal caso che il muro denuncia tutta la sua intrinseca debolezza.

In Fig. 13.7 è riportato, a titolo puramente esemplificativo, un abaco di murature "storiche" in elementi naturali, tratto da (7); in tale abaco la qualità del materiale è valutata in funzione dell'articolazione dell'ingranamento e delle dimensioni degli inerti.

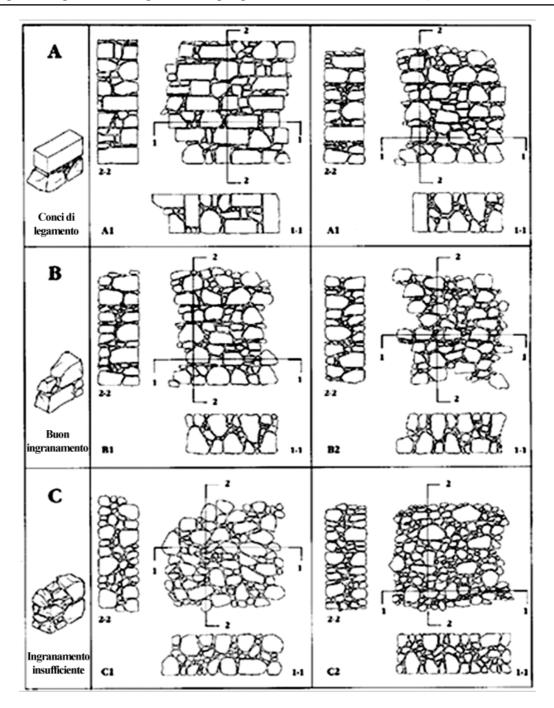


Fig. 13.7 - Murature in pietrame (7).

Verifica sismica (punto C.9.5.3)

Sulla base delle modellazioni proposte a livello "locale" e "globale", è possibile effettuare le verifiche della compagine muraria nei suoi vari elementi e connessioni.

A tal proposito è anzitutto necessario sottolineare quanto asserito dalla Circolare Ministeriale circa la verifica agli stati limite ultimi di resistenza, applicati al caso in esame:

"Come già evidenziato nel precedente paragrafo C.5.2, per i "vecchi" edifici in muratura non deve applicarsi il coefficiente γ_E di cui al punto B.8 delle norme, in quanto l'azione sismica risulta compiutamente definita dal

paragrafo C.9.5.3". Pertanto, in tutte le verifiche successive le sollecitazioni saranno ottenute sommando quelle derivanti dai carichi sismici, così come definiti al punto C.9.5.3, con tutte le altre ottenute con riferimento alla combinazione espressa in forma convenzionale al punto B.8.2.

1. - Verifica "locale"

In questo caso "L'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a β C volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a β C volte il carico trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali. Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci.

L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente" (C.9.5.3).

In tale verifica, condotta sempre nella logica degli stati limite, oltre ai carichi sismici applicati in corrispondenza delle quote delle masse in gioco, occorre sommare anche tutte le altre azioni opportunamente amplificate secondo quanto prescritto al punto B.8.2. A tal fine è opportuno far notare che nelle diverse combinazioni di carico i coefficienti γ vanno posti al valore massimo o al valore minimo a seconda che il loro effetto sia a svantaggio o a vantaggio della sicurezza.

Operando secondo la logica su esposta le verifiche locali devono seguire lo schema di calcolo riportato di seguito:

- 1 verifica al ribaltamento di un 'intera parete o di una sua parte, se in presenza di vincoli di piano inefficaci;
- 2 verifica per rottura orizzontale della generica tesa tra due orizzontamenti vincolanti successivi.

La prima circostanza è da prendere in considerazione quando, in assenza di vincolo di piano o con vincolo insufficiente, un 'intera parete o una sua parte perdono l'equilibrio. In questo caso la modellazione di calcolo che sembra più opportuno seguire è quella che considera le varie tese di muratura, soggette ai carichi verticali stabilizzanti e alle forze d'inerzia ribaltanti, come blocchi rigidi sovrapposti, vincolati trasversalmente alle eventuali connessioni esistenti.

La verifica segue lo schema riportato di seguito:

1.1. - Verifica al ribaltamento

- a) valutazione dei carichi verticali agenti sulla parete, conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16/01/96, applicati con le eccentricità convenzionali normative (punto 2.2.1. del D.M. 20/11/87). Se i carichi accidentali sono stabilizzanti, il loro moltiplicatore deve assumere il valore minimo; b) determinazione dei carichi orizzontali ribaltanti al loro valore nominale (C β = 1): è da notare che, qualora sulla parete insista anche il carico orizzontale trasmesso dai solai non efficacemente collegati a muri trasversali, il sovraccarico accidentale sugli stessi non va moltiplicato per alcun coefficiente riduttivo s;
- c) valutazione del moltiplicatore di collasso che determina il ribaltamento della parete o di una sua parte, come rapporto tra il momento stabilizzante e il momento ribaltante nominale (C $\beta = 1$):

$$\lambda = M_S / M_R;$$

- d) la verifica è soddisfatta se $\lambda \ge C$ β : in questo caso non è necessario effettuare alcuna ulteriore verifica sulla parete; occorre comunque adeguare l'edificio realizzando i vincoli di piano inesistenti o inefficaci per ottenere la scatolarità della fabbrica muraria;
- e) se λ < $C\beta$ la parete ribalta sotto i carichi normativi, per cui i vincoli di piano vanno opportunamente dimensionati per impedire tale ribaltamento; inoltre la parete va verificata nella nuova situazione ottenuta dopo la realizzazione dei vincoli di piano.

1.2. - Verifica per rottura orizzontale della generica tesa

Il secondo tipo di verifica locale tende ad accertare che in presenza di vincoli di piano attivi, la risultante delle pressioni all'interno del solido murario non esibisca mai un'eccentricità tale da condurre al superamento della tensione massima di compressione al lembo schiacciato. Essa è quindi associata all'apertura di lesioni orizzontali che insorgono tra due piani successivi per "spanciamento" del maschio murario.

Facendo riferimento agli schemi statici già suggeriti, è possibile istituire due diverse modalità di verifica:

- 1.2.1 verifica per trasformazione in cinematismo (7);
- 1.2.2 verifica "convenzionale" secondo il D.M. 20/11/87.

1.2.1. - Verifica per trasformazione in cinematismo

- a) divisione della tesa in esame in due blocchi rigidi sovrapposti attraverso l'attivazione di una lesione orizzontale, la cui posizione è assunta come incognita del problema:
- b) valutazione dei carichi verticali agenti sui due blocchi, con le rispettive eccentricità (v. punto 1.1.a);
- c) determinazione dei carichi orizzontali al loro valore nominale ($C \beta = 1$);
- d) determinazione del moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali λ : poiché il suo valore dipende dalla posizione della lesione orizzontale, esso è determinato parametricamente in funzione di questa incognita;
- e) il valore effettivo di λ si ottiene imponendo che esso assuma il valore minimo al variare della posizione della lesione;
- f) se $\lambda \ge C$ β la verifica è soddisfatta e la parete è sicura sotto i carichi di progetto, a patto che i vincoli forniscano l'azione richiesta dallo schema;
- g) se λ < C β la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che riporti il livello di sicurezza dell'elemento a quello richiesto dalla norma.

1.2.2. - Verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

- a) valutazione dei carichi verticali agenti sulla parete, con le eccentricità convenzionali normative (v. punto 1.1.a);
- b) determinazione dei carichi orizzontali sismici affetti dal moltiplicatore C;
- c) analisi delle sollecitazioni secondo lo schema prescelto e determinazione delle eccentricità risultanti: e_1 nella sezione di sommità ed e_2 nella sezione di mezzeria; dei coefficienti di eccentricità m_1 ed m_2 (m_1 $m_2 \le 2$,); della snellezza della parete ρ h / t; dei coefficienti di riduzione Φ_1 e Φ_2 ;
- d) valutazione dello sforzo verticale limite $f_d \Phi A$ (A = area della sezione trasversale del muro);
- e) se lo sforzo verticale di calcolo N_d è minore o uguale di f_d Φ A, la verifica è soddisfatta;
- f) se $N_d > f_d \Phi$ A la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che riporti il livello di sicurezza dell'elemento a quello richiesto dalla norma.

Rimandando al paragrafo applicativo per i dettagli algoritmici delle diverse procedure di verifica, è solo opportuno notare che è consigliabile, specie per edifici esistenti, effettuare entrambe le verifiche in parallelo.

Occorre inoltre notare che le diverse verifiche vanno effettuate per tutte le combinazioni di carico possibili.

2. - Verifica globale

Scongiurato "localmente", per tutti gli elementi, il pericolo di rottura per azioni fuori del piano, è possibile passare a valutare il comportamento d'insieme dell'edificio, attraverso un procedimento di verifica globale della scatola muraria, effettuato sempre allo stato limite ultimo.

Il primo passo di questa seconda fase consiste nel valutare l'efficacia di apparecchi locali (catene, tiranti, cordoli...) o di interi orizzontamenti nel chiamare in causa le pareti di controvento, che, con azioni contenute nel piano, hanno il compito di resistere alla forza sismica.

Questa verifica può essere superflua nel caso di orizzontamenti a resistenza estensionale molto elevata, quali ad esempio i solai in latero-cemento o le solette in c.a. Essa è invece di un certo interesse quando il collegamento mutuo avviene mediante catene e tiranti. Questi elementi, quali veri e propri "controventi di piano", vanno verificati per gli sforzi che insorgono nel trasferimento dei carichi orizzontali ai maschi controventanti. Una volta verificata la capacità dei collegamenti di piano ad espletare la loro funzione, è necessario passare ad esaminare il comportamento limite delle pareti verticali per accertarne l'idoneità ad assorbire le azioni orizzontali contenute nel piano.

In questo caso il superamento della resistenza limite introduce un ulteriore tipo di danno, consistente nell'attivazione di modalità di collasso che variano a seconda dei parametri geometrici e meccanici in gioco. Tipiche modalità di crisi in tale situazione sono:

- rottura per taglio-scorrimento, caratterizzata da dislocazione orizzontale della parete in corrispondenza dei giunti di malta, attivata per un basso livello del carico verticale;
- rottura per fessurazione diagonale, associata ad un valore elevato della tensione principale di trazione, che, raggiungendo la resistenza della muratura, innesca la rottura nella direzione delle isostatiche di compressione;
- rottura per flessione (ribaltamento), caratterizzata dal raggiungimento della tensione di plasticizzazione nelle fibre più compresse della sezione di base della parete.

Il collasso, che si attiva solitamente per intensità sismiche elevate, è quasi sempre non rovinoso: le lesioni possono raggiungere larghezze dell'ordine di centimetri senza che si producano pericolose perdite di equilibrio. In tal senso esso può definirsi un meccanismo "duttile", che consente alla struttura muraria, se ben costruita e connessa, di sopportare accelerazioni sensibilmente più alte di quelle che innescano la prima fessura. L'analisi in questo caso può essere condotta in funzione di leggi di comportamento "elasto-plastico con controllo della duttilità" (C.9.5.3), utilizzando pertanto metodi di analisi compatibili con tale ipotesi. A tale proposito è bene sottolineare che il calcolo in questa fase è solitamente collegato alla esclusiva applicazione del metodo P.O.R., algoritmo associato all'ipotesi di "comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità." Conviene ribadire che tale procedimento può essere applicato con una certa efficacia a modelli strutturali di tipo scatolare e con un numero di piani estremamente ridotto (con tutte le precauzioni già sottolineate nel Cap. 5 di questo Commentario), laddove perde validità allorché non sono accertate le ipotesi che a quel modello si riferiscono.

Le azioni sismiche da applicare sulla struttura in questa fase, conformemente a quanto imposto dalla norma, assumono l'espressione definita al punto C.6 (si veda anche il Cap. 9 di questo Commentario):

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i, \text{ con } K_{hi} = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot \gamma i \cdot I \text{ } e \text{ } W_i = G_i + s \cdot Q_i \text{ } .$$

"La verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al precedente punto C.6, ed assumendo, per il coefficiente di struttura, il valore $\beta = \beta_1 \beta_2$, ove si attribuiscono i seguenti valori:

 β_1 = 2, coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

 $\beta_2 = 2$, coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Per la verifica sismica si può adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità." (C.9.5.3)

L'opportunità di scindere il coefficiente di struttura β è collegata alla prescrizione normativa che impone di effettuare la verifica sismica allo stato limite ultimo. Il coefficiente β_1 è posto pari a 2 per tener conto della effettiva duttilità della struttura muraria. Il secondo coefficiente è ancora 2 per tener conto del valore da attribuire alla resistenza del materiale in funzione del tipo di verifica.

Mentre infatti, per gli edifici di nuova costruzione esso vale 1, in quanto la resistenza di calcolo è già ridotta rispetto a quella di rottura attraverso il coefficiente $\gamma_M = 3$, nel caso di edifici esistenti, per i quali la norma non impone alcuna riduzione alla resistenza valutata in sito, si è ritenuto opportuno amplificare i carichi imponendo appunto $\beta_2 = 2$. È il caso di evidenziare che, operando in tale maniera, il livello di sicurezza richiesto nel caso di

edifici esistenti è inferiore del 50% a quello richiesto per edifici di nuova costruzione, dato che il prodotto $\beta \gamma$ nei due casi sta nel rapporto 4/6.

È ovvio che in nessun caso la norma può imporre contemporaneamente $\beta = 4$ e $\gamma_M = 3$.

Circa le modalità di verifica, in analogia a quanto già evidenziato per le azioni fuori del piano, è possibile effettuare il calcolo utilizzando diverse modalità:

- 1 verifica "convenzionale" secondo il D.M. 20/11/87;
- 2 verifica basata su analisi elasto-plastica passo-passo, con ripartizione isostatica o iperstatica;
- 3 verifica con metodi di analisi limite per trasformazione in cinematismo.

Il primo tipo di calcolo è associato a quanto disposto dal D.M. 20/11/87 ai punti 2.4.2.3.1 - "Verifica a pressoflessione" e 2.4.2.3.2 - "Verifica a taglio". Rimandando al Par. 13.4 di questo capitolo per un esempio numerico, è opportuno chiarire che la valutazione del livello di sicurezza della fabbrica attraverso tale metodologia, la cui chiarezza e semplicità applicativa sono indubbie, è legata soprattutto al valore della tensione di calcolo f_d, la cui determinazione può essere affetta da notevoli incertezze.

Il secondo approccio è associato all'analisi a rottura della fabbrica attraverso modalità di calcolo che si basano su leggi costitutive di tipo elasto-plastico applicate al comportamento di interi elementi (leggi taglio-traslazione), o di particolari sezioni, o ancora di singoli punti (analisi per elementi finiti).

La terza modalità di verifica valuta la crisi per apertura di fessure diagonali nelle pareti e conseguente perdita di equilibrio dei maschi, secondo cinematismi solitamente scelti a priori sulla base di valutazioni sperimentali o fondate sull'osservazione diretta dell'edificio. Poiché i risultati connessi a tale modello di calcolo non sono legati ad una determinazione precisa della capacità di resistenza del materiale muratura, il modello è particolarmente adatto per edifici antichi, per i quali la individuazione sperimentale della tensione di rottura è difficoltosa e comunque soggetta a forti aleatorietà.

I diversi approcci descritti seguono gli schemi logici riportati di seguito. È ovvio che le verifiche sulla fabbrica vanno ripetute per tutte le possibili combinazioni di carico imposte dalla norma.

2.1. - Verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

Questa modalità di verifica globale tende a valutare convenzionalmente la rottura di ciascun maschio (per pressoflessione e taglio nel piano) utilizzando l'approccio suggerito dal D.M. 20/11/87.

Essa è solitamente legata a modellazioni elastiche della risposta dell'edificio, in funzione delle quali si possono effettuare le operazioni di ripartizione spaziale e di determinazione delle sollecitazioni. È possibile, comunque, combinare tale approccio con l'analisi a rottura, e valutare il comportamento della fabbrica in funzione delle sollecitazioni limite ultime definite nel D.M. in questione.

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6 (C β al valore normativo);
- c) determinazione della risposta elastica dell'edificio con ripartizione spaziale delle azioni orizzontali tra le varie pareti;
- d) per ogni elemento:
 - d1) in funzione delle caratteristiche della sollecitazione (nel piano) N_d , M_b , V_d , calcolo della eccentricità longitudinale $e_b = M_b / N_d$, del coefficiente di eccentricità $m_b = 6$ e_b / b (b = lunghezza della parete), del coefficiente di riduzione Φ_b (calcolato per snellezza nulla), del coefficiente di riduzione Φ 2 per l'eccentricità trasversale;
 - d2) verifica sull'eccentricità e_b=0 33 b;
 - d3) verifica a pressoflessione longitudinale:

$$N_d \leq f_d \Phi_2 \Phi_b A$$
;

con f_d resistenza di calcolo determinata sulla base delle caratteristiche della muratura;

d4) verifica a taglio:

$$V_d \le f_{vd} \beta A$$

 $V_d \leq f_{vd} \; \beta \; \text{A} \; ;$ con f_{vd} resistenza tangenziale di calcolo e coefficiente di parzializzazione della sezione, secondo la simbologia del D.M. 20/11/87 ($\beta = 1$ se $m_b \le 1$, $\beta = 3/2 - 3$ e_{bm}/b se $1 < m_b \le 1.3$) da non confondere con il coefficiente di struttura del D.M..16/1/96;

- e) se le verifiche sono soddisfatte per tutti gli elementi, l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- f) in caso contrario occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che elevi il valore delle sollecitazioni limite ultime.

2.2. - Verifica mediante analisi elasto-plastica passo-passo

Sono possibili formulazioni alternative che conservino lo spirito del calcolo.

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6, affetti da un moltiplicatore λ che si ipotizza crescente sino alla rottura;
- c) determinazione delle rigidezze traslazionali per ciascun elemento controventante;
- d) ripartizione spaziale delle forze orizzontali amplificate del valore corrente λ_{passo} ;
- e) determinazione del valore corrente del moltiplicatore dei carichi orizzontali λ_{passo} , che porta a fessurazione il primo (successivo) maschio;
- f) verifica del raggiungimento del carico limite per trasformazione dell'edificio in cinematismo (controllo della duttilità disponibile);
- g) se il carico limite non è stato raggiunto, occorre aggiornare le rigidezze traslazionali delle pareti nella (nuova) fase fessurata e ritornare al punto d) (la ripartizione spaziale si aggiorna nel caso iperstatico);
- h) se il carico limite è stato raggiunto, il moltiplicatore λ_{passo} è il moltiplicatore di collasso dell'edificio:

$$\lambda = \max \lambda_{passo};$$

- i) se $\lambda > 1$ la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- 1) se λ <1 la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che elevi il valore del carico di collasso sino a quello richiesto.

Dallo schema logico 2.2. discende (con alcune modifiche procedurali semplificative) l'algoritmo P.O.R.; la semplicità di tale procedimento (e anche la sua maggiore approssimazione) deriva, tra l'altro, dalla circostanza che la risposta dell'edificio è determinata separando il comportamento di un piano da quello della rimanente parte della fabbrica. In tal modo sono trascurati gli effetti di ribaltamento globale della fabbrica sotto le azioni orizzontali.

2.3. - Verifica per trasformazione in cinematismo

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6, affetti da un moltiplicatore λ ;
- c) determinazione del moltiplicatore di collasso dell'edificio λ_c con riferimento al meccanismo ipotizzato;
- d) se $\lambda_c \ge 1$ la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- e) se $\lambda_c < 1$ la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento di miglioramento.

13.2.2. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Per gli edifici in muratura ordinaria ricadenti in zona sismica (compresi gli edifici di interesse storico, artistico, monumentale) sui quali si "intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali", vanno previsti interventi tecnici di miglioramento, definiti come "l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale" (C.9.1.2). Se, in altri termini, l'iniziativa si identifica con un intervento locale, qualunque sia la specificità dell'edificio, si deve procedere al

"semplice" miglioramento, dove il "semplice" vuole introdurre un termine di paragone con l'intervento di adeguamento, sicuramente più impegnativo. Il risultato che si persegue e che ne deriva è il conseguimento di un maggior grado di sicurezza.

Il fatto che tale tipologia sia particolarmente indicata per edifici a rilevante valenza culturale lo si legge chiaramente dalla norma. Infatti il terzo comma del punto C.9.1.2 indica che "tale tipologia d'intervento si applica, in particolare, al caso degli edifici di carattere monumentale, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, in quanto compatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale." (C.9.1.2). Qualora, per una determinata iniziativa riguardante il bene culturale, l'esigenza di adeguare il livello di sicurezza vada ad intaccare la peculiarità artistica, portandosi in contrapposizione ad essa, allora l'intervento di miglioramento viene visto come il più opportuno, oltre che il più consono. L'intervento di miglioramento, che produce in ogni caso un maggior grado di sicurezza, è permesso in ossequio alla conservazione di tutti i valori del bene, pur nell'ammissione che il grado di sicurezza d'uso rimane ben al di sotto di quelli ritenuti efficaci.

Si ritiene utile, a riguardo, rileggere quanto riportato nella Circolare Ministeriale contenente le Istruzioni per l'applicazione delle Norme.

"L'intervento di restauro statico su edifici di carattere monumentale ricadenti in zona sismica, specie se tali edifici sono correntemente utilizzati, pone problemi peculiari al professionista incaricato.

Accade infatti che tali edifici evidenzino un dimensionamento, un uso degli elementi strutturali, una organizzazione planimetrica ed altimetrica, del tutto diversi da quelli tipici della moderna ingegneria antisismica, specie per quanto concerne i livelli minimi di sicurezza che occorre garantire e che in tali edifici risultano usualmente sensibilmente inferiori a quelli minimi attualmente ammessi.

Modificare tali livelli di sicurezza adeguandoli a quelli attuali, come richiesto dalle esigenze di sicurezza connesse all'uso cui tali edifici sono attualmente destinati, richiede peraltro interventi di adeguamento estremamente pesanti e dunque tali da snaturare completamente l'edificio monumentale privandolo di conseguenza di alcune caratteristiche intrinseche che ne fanno un bene monumentale. Tale contrasto tra esigenze di sicurezza d'uso e di conservazione dell'impianto originario, rende sovente problematica l'individuazione del tipo di intervento più appropriato.

Per armonizzare le varie esigenze è stato introdotto, accanto al concetto di adeguamento, il concetto di miglioramento. Posto che le esigenze della conservazione sono in certi casi da anteporre a quelle di sicurezza, ne consegue che non è necessario "adeguare" i livelli di sicurezza dell'edificio monumentale a quelli minimi fissati dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione, bensì è sufficiente che i livelli di sicurezza vengano semplicemente "migliorati" rispetto a quelli antecedenti all'intervento.

Tale miglioramento dovrà essere conseguito senza che si producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio (vedi C.9.1.2) ed utilizzando tecniche di intervento le meno intrusive possibile." Il progetto esecutivo di un intervento di miglioramento, per quel che riguarda le operazioni progettuali (C.9.2.3), i criteri di scelta progettuale (C.9.2.4), nonché l'adozione dei provvedimenti tecnici di intervento (C.9.3), deve seguire lo stesso iter visto per gli interventi di adeguamento.

È ovvio che la documentazione prescritta deve riferirsi solo alle opere interessate e può anche non riguardare l'intera fabbrica. In particolare, occorre dimostrare che gli interventi proposti, oltre che migliorare il livello di sicurezza dell'organismo oggetto dell'intervento, non producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio.

La specificità del problema relativo agli interventi sugli edifici esistenti, specie quelli a valenza culturale, come si è detto, è stato da sempre oggetto di un acceso dibattito (10). A tal fine e per sottolineare le peculiarità del problema, è utile richiamare quanto riportato nei documenti (4, 8), che, anche se particolarmente diretti alla salvaguardia del patrimonio monumentale esposto al rischio sismico, forniscono utili indicazioni metodologiche ed operative.

Infatti la necessità di prevedere a livello normativo due distinte tipologie di intervento (adeguamento e miglioramento) discende dalla consapevolezza che in passato sono stati numerosi gli interventi falliti a causa di visioni parziali (se non addirittura interessate) del problema. Il fallimento di tali interventi è stato provocato dalla messa in atto di adeguamenti antisismici effettuati in nome di una pubblica incolumità, spesso senza che tale incolumità fosse poi realmente garantita, a intervento realizzato. Essi sono stati piuttosto la celebrazione di "riti verificatori" (10), privi di ogni contenuto concettuale dietro al loro significato formale. Basti a tal fine pensare a tutte le cosiddette verifiche dell'intera compagine muraria condotte sulla base di modellazioni numeriche tarate su altre tipologie strutturali ed estese in maniera assolutamente acritica alla totalità degli edifici in muratura (si veda ad esempio il metodo P.O.R.)..Purtroppo un'attenta analisi del problema in tutta la sua complessità richiederebbe valutazioni collegiali e preventive, che, spesso, la realtà in cui si è costretti ad operare, di fatto impedisce.

L'intervento su di un edificio esistente, specie se a carattere storico e a valenza culturale, dovrebbe infatti anzitutto essere l'occasione per un ripensamento riguardante il suo utilizzo, ripensamento dal quale, solo in ultima analisi dovrebbero scaturire ipotesi progettuali di intervento. Queste, quindi, dovrebbero essere diretta conseguenza di un approccio globale riguardante:

- l'analisi dello stato di fatto, con particolare attenzione alla storia dell'immobile;
- la valutazione del livello di sicurezza attuale, valutazione effettuata utilizzando verifiche non solo numeriche;
- la realizzazione di interventi migliorativi che privilegino i materiali e i magisteri originari;
- l'utilizzazione di tecniche innovative solo se le stesse risultano sorrette da verifiche circa la loro *compatibilità*, *durabilità*, *reversibilità* e, infine, *efficacia meccanica* (troppo spesso ipotizzata, ma mai realmente dimostrata).

Più in particolare, circa le modalità di intervento, è opportuno che, specie nel caso di edifici a carattere storico, si proceda tenendo conto di alcune considerazioni di base.

Per le *paret*i, laddove necessario, è opportuno procedere a interventi che utilizzino materiali con caratteristiche fisico-chimiche il più possibile omogenee a quelle dei materiali originari. Con tali materiali si procederà a riparazioni localizzate, risanamento di parti lesionate e ripristino rispetto a manomissioni esistenti. L'intervento con materiali diversi dalla muratura, in particolare l'inserimento di elementi in conglomerato cementizio, potrà essere ammesso solo con particolare cautela. Le iniezioni di miscele leganti possono essere previste per migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale, purché ne sia provata preventivamente l'efficacia.

Per quanto riguarda le perforazioni armate, sussistono legittimi dubbi sulla loro efficacia e durabilità.

Sui *pilastri e* sulle *colonne* sono da evitare interventi volti a conferire resistenza a flessione e taglio, in quanto modificano in maniera sostanziale, irreversibile e sicuramente dannosa, il comportamento complessivo della fabbrica.

È da rivalutare decisamente la pratica di inserire *catene* e *tiranti*, che hanno da sempre dimostrato la loro efficacia, a causa della chiarezza e pulizia del loro inserimento nella compagine strutturale.

Per quanto poi concerne le strutture spingenti, tipo *archi e volte*, c'è da dire che esse sono state da sempre oggetto di forte penalizzazione, a causa della natura del loro comportamento. In effetti, l'analisi dei danni provocati dagli ultimi eventi sismici ha posto in evidenza il loro buon comportamento sotto terremoto. "La questione non può ridursi a condannare come inadatta in zona sismica la struttura spingente, ma consiste nel porsi il problema di assicurare l'esistenza di vincoli atti a sopportare la spinta stessa" (3,4).

Infine i *solai* in legno possono essere conservati solo ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche; è da evitare, viceversa, l'inserimento di cordoli "in breccia" che comportano tagli continui sulle murature, mentre sono consigliabili incatenamenti e collegamenti puntuali.

13.2.3. PROVVEDIMENTI TECNICI DI INTERVENTO (PUNTO C.9.8 E APPENDICE 3 DELLA CIRCOLARE MINISTERIALE)

Sulla base delle valutazioni effettuate in sede di progetto, sia esso di adeguamento o di semplice miglioramento, è possibile, laddove necessario, prevedere interventi tecnici che elevino la sicurezza della fabbrica ai livelli ritenuti indispensabili.

I motivi guida posti alla base di tali interventi riconducono alla necessità di operare sugli elementi strutturali affinché all'edificio sia dato o restituito il carattere di "scatolarità" più volte richiamato in questa nota, o sia maggiorata la resistenza di alcune sue parti.

L'*Appendice 3* della Circolare Ministeriale, in particolare, evidenzia in maniera esplicita sia il tipo di intervento che le modalità con cui esso deve essere applicato sui diversi organismi perché questi realizzino con efficacia la loro funzione.

In tale ottica, le prescrizioni del D.M. 16/01/96 e le indicazioni contenute nell'Allegato 3, mirano all'ottenimento degli obiettivi su richiamati prevedendo miglioramenti:

- a) nelle pareti murarie (C.9.8.1);
- b) nei solai (C.9.8.2);.
- c) nelle scale (C.9.8.3);
- d) negli archi e nelle volte (C.9.8.4);
- e) nelle coperture (C.9.8.5).

I provvedimenti tecnici in esame conseguono il miglioramento attraverso:

- la modifica delle caratteristiche di resistenza (risarciture, iniezioni di miscele leganti);
- la modifica dello stato tensionale del materiale (cerchiature, tirantature);
- la modifica combinata delle caratteristiche di resistenza e dello stato tensionale.

L'efficacia degli interventi del primo tipo deriva dalla sostituzione dei materiali degradati della muratura: inerte e legante, nel caso di risarciture, ovvero della sola malta nel caso di iniezioni di miscele leganti. Il restauro statico che si avvale di queste modalità è anche chiamato *consolidamento passivo*.

Il restauro statico definito da interventi appartenenti alla seconda categoria va anche sotto il nome di *consolidamento attiv*o, poiché fa riferimento allo stato di coazione impresso al materiale o alla struttura dai tiranti o dalle catene. È da notare che, laddove possibile, cerchiature e tirantature vanno presollecitate perché possano intervenire subito e non quando il dissesto abbia prodotto ulteriori deformazioni.

È possibile combinare tecniche del primo tipo, come le iniezioni, con interventi del secondo tipo, cerchiature e catene, in modo da ottenere il miglioramento delle capacità di resistenza della muratura e, allo stesso tempo, delle caratteristiche di risposta degli elementi alle forze orizzontali.

Stessa efficacia riescono ad ottenere interventi tecnici che adottino:

- l'applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate;
- l'inserimento di pilastrini.

a) Pareti murarie (C.9.8.1)

La norma stabilisce che gli interventi sulle pareti murarie vanno effettuati solo nel caso in cui le stesse non presentino gravi sintomi di instabilità od estese lesioni. In caso contrario esse vanno demolite e ripristinate utilizzando possibilmente gli stessi materiali e magisteri della muratura preesistente. Devono anche essere eliminati indebolimenti locali dovuti alla presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere.

Se, infine, la parete presenta una irregolare distribuzione di aperture e se queste ultime non possono essere chiuse, si deve procedere ad una loro cerchiatura in c.a. o in acciaio, ammorsata in maniera efficace con perforazioni armate. In questo caso l'utilizzo di tale tecnica fornisce buoni risultati in quanto non incide in maniera significativa sul comportamento globale della fabbrica e migliora sensibilmente la risposta locale della parete.

In definitiva, gli interventi consigliati su questi elementi, con tutte le cautele già illustrate nei paragrafi precedenti, sono elencati di seguito.

a.1) Muratura in sostituzione (cuci - scuci)

L'intervento a "cuci - scuci" (1, 2, 3, 11) viene adottato su murature dissestate o degradate, allorché altre tecniche non possono essere applicate, vuoi per le condizioni del muro, vuoi per l'esiguità della zona interessata. Consiste nella parziale, successiva sostituzione della muratura lesionata o degradata, sostituzione operata a campioni secondo la seguente successione di operazioni (Fig.13.8):

- individuazione dei diversi interventi campione e loro distribuzione alternata [1-2-3-4-5];
- puntellatura della zona interessata dall'intervento e messa in carico dei puntelli;
- demolizione e successiva ricostruzione delle zone parziali con muratura nuova e malta di cemento magra [7], realizzazione di ammorsatura [3] con la muratura esistente [5] e con la predisposizione di ammorsature con i tratti adiacenti [4] da costruire;
- inserimento di cunei (di legno, di acciaio o di spezzoni di mattoni duri) di forzatura della muratura [6 Fig13.8], da sostituire con mattoni a ritiro avvenuto.

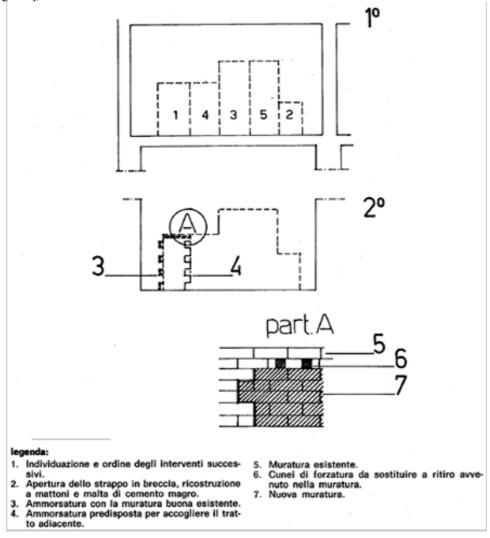


Fig. 13.8 - Esempio di cuci-scuci in muratura di mattoni o di pietrame (12).

La tecnica di "cuci-scuci", che pure costituisce il più antico intervento di miglioramento sulle murature, presenta non pochi problemi, sia a carico della zona interessata dalla demolizione, sia a carico della nuova muratura. Nella fase di demolizione infatti, per quanto rigidi possano essere gli elementi di puntellatura, riesce quasi impossibile annullare completamente la loro deformazione, il che comporta in ogni caso l'alterazione dello stato tensionale della muratura confinante con il campione demolito. Inoltre, per quanto piccola possa essere la larghezza di tale campione, la sua eliminazione comporterà in ogni caso una riduzione della sezione resistente del muro che, in quella zona, si vedrà interessato da sovrapressioni, con rischio di lesioni. Occorrerà quindi in tale fase operare con estrema cautela, controllando che i puntelli siano adeguati per resistenza e rigidezza e cercando di compensare la loro deformazione all'atto della messa in carico con l'inserimento di idonei dispositivi, come cunei e martinetti.

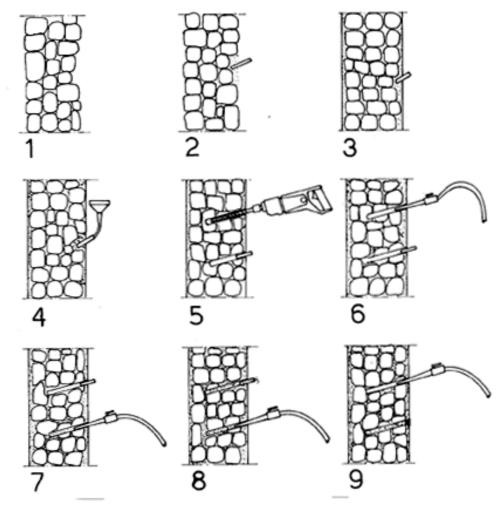
La ricostruzione della muratura non propone particolari difficoltà di carattere tecnologico. I problemi subentrano invece alla fine dell'operazione, alla entrata in carico del nuovo elemento, che subisce deformazioni, dovute sia alla ripresa degli stessi carichi, che al ritiro della malta (cementizia).

Realizzando strati di legante di piccolo spessore e operando in maniera graduale nell'inserimento degli elementi di contrasto, in modo da compensare anche le deformazioni dovute al ritiro, è possibile ottenere il trasferimento delle azioni sulla nuova muratura, riducendo al minimo l'alterazione dello stato tensionale sull'intero organismo.

a.2) Iniezioni di miscele leganti

Il ricorso a tale tecnica di consolidamento (1, 2, 3, 11) è imposto dalla necessità di reintegrare, all'interno della struttura muraria, il legante degradato e di riempire le discontinuità ed i vuoti ivi presenti. L'intervento si esegue iniettando la miscela legante a pressione variabile secondo le condizioni del muro, l'immissione del nuovo materiale comporta l'innalzamento della qualità dell'organismo bonificato oltre i livelli tenuti in origine.

Le miscele possono essere cementizie, semplici o additivate, oppure a base di resine; le prime sono più comunemente utilizzate.



legenda:

- 1. Stato iniziale della muratura.
- Posa in opera di ugelli per eventuali preiniezioni.
- Esecuzione degli intonaci.
- Esecuzione delle preiniezioni.
- 5. Esecuzione delle perforazioni.
- 6. Lavaggio del muro.
- 7. Esecuzione della prima inlezione.
- 8. Fuoriuscita della miscela dal foro più prossimo
- Sigillatura del primo foro ed esecuzione della seconda iniezione.

Fig. 13.9 - Fasi dell'intervento di consolidamento con iniezioni cementizie (3).

Le *miscele cementizie* variano la loro composizione in funzione del tipo di muratura e delle sue condizioni. Si realizzano con sospensioni di cemento in acqua, con un rapporto acqua-cemento sicuramente alto (da 0.6 a 1.2), aggiungendo eventualmente sabbie a granulometria molto fina. Le loro prestazioni possono essere migliorate con l'aggiunta di additivi.

Devono essere utilizzati additivi fluidificanti nel caso di murature con connessioni sottili, consentendo così, tra l'altro, bassi valori del rapporto acqua-cemento. Si adoperano, al contrario, additivi espansivi antiritiro in presenza di cavità all 'interno del manufatto. In ogni caso la miscela da iniettare deve essere caratterizzata da un'adeguata resistenza, da un tempo di presa opportuno e da un minimo ritiro.

L'intervento si realizza facendo ricorso a tecnologie abbastanza semplici e quindi consolidate e non propone grosse difficoltà di carattere esecutivo. Poiché però l'andamento delle infiltrazioni del legante nella massa muraria non può essere seguito e guidato, l'efficacia della sua applicazione risiede quasi tutta nell'accuratezza

dell'esecuzione delle sue diverse fasi, che, pur soggette a variazioni in dipendenza del tipo e delle condizioni della muratura, possono in generale così sintetizzarsi:

1. Preparazione della muratura

Tale fase inizia con il controllo dell'esistenza di parti non interessate dalle iniezioni (canne fumarie, tubazioni, ecc...) e con la loro esclusione, mediante riempimento con vermiculite o simili; analogo trattamento può essere riservato alle intercapedini murarie, nel caso in cui si voglia conservare la loro funzione di isolamento.

Se i muri da bonificare sono rivestiti con intonaco si procede, se necessario, al risarcimento di questo, o addirittura al suo rifacimento, perché la miscela di seguito iniettata non si disperda fuoriuscendo dalle lesioni presenti.

Nel caso, invece, di murature a faccia vista, si procede alla sigillatura preventiva con malta a pronta presa delle connessure tra i conci e delle eventuali fessure..Per murature particolarmente incoerenti e caotiche, al fine di poter dar luogo alle fasi successive di lavorazione, si esegue un pre-consolidamento fatto con pre-iniezioni e incamiciamento: sfruttando le discontinuità presenti sulle superfici della muratura, attraverso gli ugelli posti in opera con gesso [2], si cola boiacca [4], procedendo dal basso verso l'alto e per zone simmetriche di 2 o 3 metri quadrati.

2. Esecuzione dei fori di iniezione

Stabilito l'ordine con cui procedere alle iniezioni (Fig. 13.10), che devono interessare zone simmetriche a cominciare dalle più basse, si realizzano i fori con sonde a rotazione, e mai a percussione, adottando diametri, interassi, lunghezze e direzioni correlati al tipo, condizione e spessore della muratura da consolidare. In generale i fori, in numero di 2 o 3 a m², hanno diametri compresi tra i 20 e i 40 mm, interasse tra i 30 ed i 100 cm, e sono disposti su file parallele a formare un reticolo regolare (Fig. 13.11); su muri di spessore superiore ai 50-60 cm è opportuno

eseguire le perforazioni sulle due facce.

L'esecuzione dei fori viene seguita dall'introduzione in essi di ugelli e boccagli, lunghi almeno 10 cm e sigillati con malta di cemento.

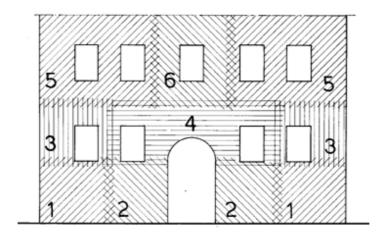


Fig. 13.10 - Schema della sequenza di iniezioni su muratura (3).

3. Lavaggio del muro

Attraverso gli ugelli viene immessa acqua all'interno della muratura [6], procedendo dall'alto verso il basso e controllando l'esistenza eventuale di vie di fuga, che vanno sigillate. L'acqua, introdotta a leggera pressione, elimina i detriti più minuti e porta a saturazione la muratura, ponendo le premesse per una buona maturazione della miscela iniettata, lasciandola fluida ed attenuandone il ritiro.

4. Iniezione

La miscela legante viene iniettata a pressione [7], a valori opportuni per scongiurare eccessive dilatazioni trasversali della muratura, ma in ogni caso in grado di permettere la diffusione della malta; in genere si adottano pressioni fino a 3 atmosfere, in un campo di variazione che può riferirsi anche ad uno stesso intervento.

Le iniezioni vengono effettuate su tratti simmetrici dai lati esterni verso il centro, procedendo dal basso verso l'alto e realizzando sovrapposizioni delle zone trattate (Fig. 13.11).

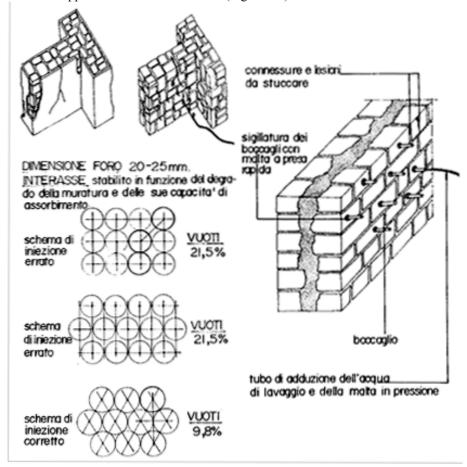


Fig. 13.11 - Schemi di iniezione (11).

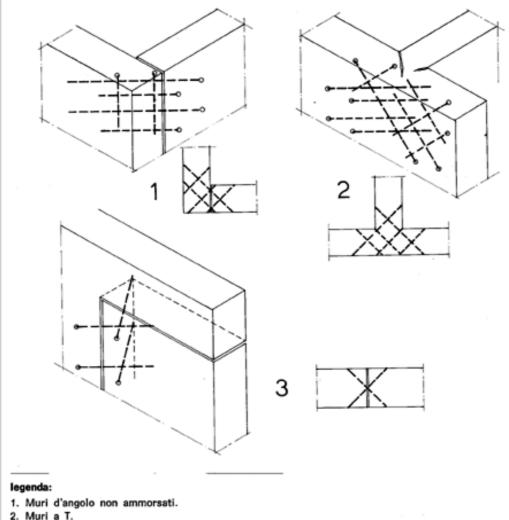
Allorché nel corso dell'iniezione si verifica la fuoriuscita non voluta di malta, si sigilla con polvere di cemento. Al contrario, il refluimento della miscela dal foro superiore più prossimo a quello in cui si opera [8], indica la saturazione della zona trattata e fornisce il segnale per la sigillatura del primo foro e il passaggio alla iniezione successiva [9].

L'intervento si conclude con la rimozione degli ugelli di iniezione, prima che si sia esaurita la fase di presa e con l'eliminazione di eventuali sbavature.

Le *miscele a base di resine* sono utilizzate nei casi di muratura a bassa permeabilità e con connessioni molto sottili. L'elemento base di tali miscele è il "legante", costituito dalla resina, associato all'indurente, che provvede a trasformarne la fase liquida in solida. Tale legante può essere impiegato da solo o miscelato con sabbia a granulometria molto fina, costituendo anche in questo caso un prodotto caratterizzato da buona lavorabilità e da tixotropia.

Il provvedimento tecnico che si basa sull'uso di tali miscele va comunque messo in atto solo nei casi in cui sia "dimostrata la convenienza economica", risultando tale tecnica sicuramente più costosa delle iniezioni a base

cementizia, che, anche per tale motivo, restano come detto le più impiegate. Le modalità di applicazione non si discostano di molto da quelle previste per le miscele a base cementizia, già esaminate.



- 3. Risarcimento di un'apertura o, analogamente, riparazione di una lesione isolata.

Fig. 13.12 - Schemi di iniezioni armate (3).

Le iniezioni armate costituiscono una tecnica direttamente associata alle iniezioni di miscele leganti, completando le fasi costruttive di queste con l'inserimento di barre di acciaio; esse, comunque, perseguono, nella maggioranza dei casi in cui vengono applicate, finalità diverse. L'efficacia maggiore di tali tecniche, infatti, risiede nella costituzione di ammorsature fra le murature portanti (Fig. 13.12).

La tecnica viene peraltro anche applicata convenientemente nelle risarciture di lesioni e in tutti i casi in cui la sostituzione della muratura e le iniezioni di miscele leganti non assicurano un alto livello di efficacia, riuscendo sempre e comunque a migliorare le capacità di resistenza del complesso murario.

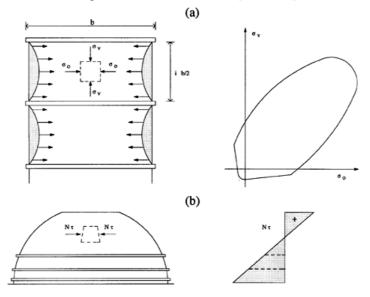
Conviene subito aggiungere che l'intervento viene alle volte applicato con finalità diverse da quelle descritte, con l'intento di ottenere da esse prestazioni simili a quelle fornite dal cemento armato. In effetti, non essendo disponibili al momento dati sperimentali definitivi che valutino le caratteristiche di risposta della muratura così trattata e, soprattutto, in assenza di regole normative al riguardo, conviene assegnare alle armature sia la funzione di incrementare la resistenza a compressione della muratura nel suo complesso, contrastandone la dilatazione

laterale alla stessa guisa delle staffe, che quella di fornire una resistenza anche bassa a sforzi di trazione per sollecitazioni di modesta entità, cosa che però va fatta con estrema cautela, L'intervento si articola nelle stesse fasi viste per le iniezioni di miscele leganti, e cioè la sigillatura della muratura, l'esecuzione delle perforazioni, il lavaggio, a cui fa seguito l'inserimento delle barre e la iniezione.

Le armature hanno lunghezza pari a 2-3 volte lo spessore delle murature e vanno localizzate nelle zone a maggiore sollecitazione e disposte secondo inclinazioni alternate, a costituire elementi di cucitura da un lato all'altro della lesione o della discontinuità. Le miscele iniettate sono dello stesso tipo di quelle viste in precedenza, con caratteristiche di aderenza ed antiritiro ancora migliori.

a.3) Cerchiature

Le cerchiature costituiscono la tecnica più antica di rafforzamento degli elementi in muratura, sui quali vengono impresse opportune coazioni che ne migliorano lo stato tensionale (1, 2, 3, 11).



Interventi di cerchiatura su pilastro (a) e cupola (b)

Fig. 13.13 - Interventi di cerchiatura su pilastro e cupola (2).

Esse vengono applicate a livello locale su elementi come pilastri e pareti soggetti a sforzi assiali; su di essi si esercita una azione orizzontale aggiuntiva, che migliora la resistenza a compressione assiale.

La Fig. 13.13 mostra in (a) il dominio di rottura, che evidenzia gli incrementi delle tensioni verticali ultime σ_v al crescere delle tensioni orizzontali σ_0 applicate dalla cerchiatura.

A livello globale le cerchiature sono applicate su cupole soggette a trazione nel comportamento a membrana. Nella Fig. 13.13b è indicato l'andamento dell'azione N_{τ} proposta dagli anelli metallici alla cupola, che modifica, migliorandolo, il suo stato tensionale finale.

È essenziale, perché la tecnica risulti efficace, stabilire un'opportuna distanza tra i diversi anelli cerchianti; nel caso di pareti e pilastri l'interasse tra le cerchiature suggerito nella stessa Fig. 13.13a assicura che l'arco di scarico che si viene a formare all'interno della muratura tra un anello e il suo contiguo, non risulti eccessivamente ribassato.

È infine da ribadire che rimane essenziale che le cerchiature siano presollecitate mediante opportuni dispositivi di tesatura.

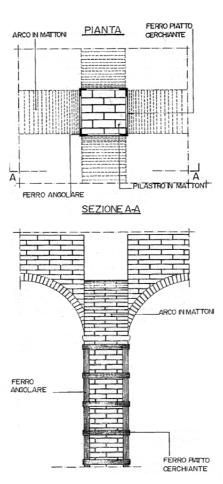


Fig. 13.14 - Cerchiatura di un pilastro murario (11).

a.4) Tirantature.

L'inserimento di tiranti (7, 1, 2, 3, 11) è previsto allo scopo di realizzare collegamenti efficaci tra le strutture murarie, perseguendo un comportamento monolitico del manufatto: la loro presenza si rende quindi indispensabile in mancanza di cordoli in cemento armato capaci di produrre l'effetto di cerchiatura del complesso edilizio; questo, inoltre, se i tiranti sono presollecitati, beneficia di un ulteriore miglioramento sia in termini di duttilità, che di risposta ultima alle azioni sismiche.

I collegamenti, che devono interessare tutta la dimensione della parete, possono essere sia orizzontali, più utilizzati, sia verticali, posti in opera all'interno o all'esterno delle murature.

I tiranti "interni" (tiranti trivellati) sono costituiti da trefoli di acciaio armonico inguainati, disposti entro fori trivellati. I tiranti "esterni" sono costituiti da barre in acciaio per armature, piatti o profilati in acciaio, paralleli sulle due facce della muratura ed ammorsati ad una piastra alla testa del muro per mezzo di un sistema a vite che consente di imprimere uno stato di presollecitazione.

ANCORAGGI ANGOLARI Con capochiave gettato in opera ANCORAGGIO D'ANGOLO REALIZZATO IN OPERA Secondo filare

Fig. 13.15 - Incatenamenti d'angolo (7).

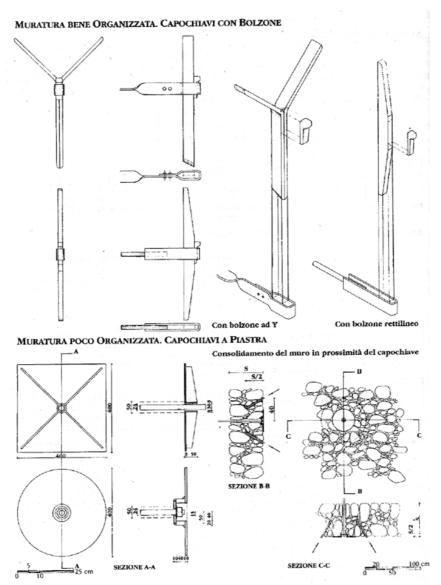


Fig. 13.16 - Ancoraggi esterni (7).

a.5) Applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate

Tale tecnica costituisce il più drastico provvedimento alla esigenza di una adeguata resistenza della muratura a trazione, flessione e taglio in presenza di forti azioni sismiche (1, 2, 3, 11). Essa viene generalmente utilizzata nei casi in cui non sia possibile ricorrere agli interventi di ricostruzione del muro, imposti dalle condizioni di estremo dissesto dello stesso.

Al punto 1 dell'Allegato 3 alla Circolare Ministeriale viene descritta la tecnologia di tali interventi, per i quali la Fig. 13.17 indica diversi esempi.

È il caso comunque di mettere in evidenza i risultati apportati da tali interventi a livello di funzionamento globale della fabbrica: la modifica infatti della rigidezza e resistenza ultima dell'elemento consolidato comporta una diversa ripartizione delle forze applicate, con la conseguente maggiorazione dei carichi agenti sulle pareti trattate (e non solo su quelle): la cosa, pur importante nel caso di carichi verticali, diventa di estrema delicatezza se si ha a che fare con forze orizzontali di elevata intensità, in quanto, tra l'altro, impone l'attento controllo anche dei collegamenti con gli orizzontamenti e con le fondazioni.

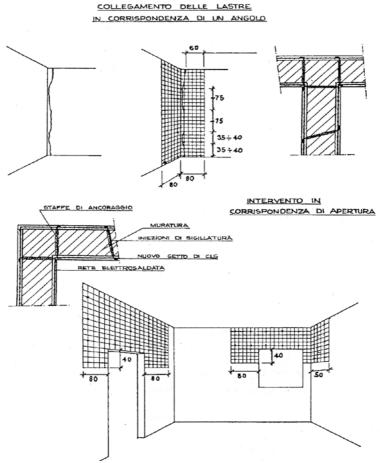


Fig. 13.17 - Risarcitura e rinforzo della muratura mediante reti elettrosaldate e betoncino (13).

Nella figura sopra indicata sono illustrati anche esempi riferiti ad interventi localizzati, come nel caso di semplice riparazione di lesioni isolate, per i quali la tecnica descritta, accompagnata da perforazioni armate, viene utilizzata con particolare efficacia.

a.6) Inserimento di cordoli e pilastrini

Le finalità perseguite da tale tecnica (13) sono le stesse delle lastre cementizie viste in precedenza: gli elementi resistenti inseriti nella muratura comportano il confinamento della stessa e la dotano di duttilità strutturale.

Anche in questo caso la modifica delle caratteristiche di rigidezza, oltre che di resistenza, degli elementi murari, comporta una variazione nella distribuzione delle forze orizzontali, i cui effetti vanno valutati con attenzione.

La tecnica è descritta nell'Allegato 3 al punto 5, dove sono riportate le modalità di esecuzione sia dei cordoli che dei pilastrini.

b) Solai (C.9.8.2)

Il restauro statico dei solai (1, 2, 3, 7, 11) è volto a risolvere i diversi problemi legati al loro malfunzionamento, problemi individuabili essenzialmente nella elevata deformabilità delle travi e nella scarsa affidabilità dei vincoli. Specie nel caso di vecchi solai, realizzati in legno, le travi principali risultano infatti eccessivamente snelle e inserite nei muri perimetrali per tratti molto ridotti.

Spesso, poi, l'insufficiente areazione nelle zone di incasso, fa marcire i tratti inseriti nel muro d'appoggio, azzerando le capacità di resistenza e provocando rilevanti problemi di sicurezza.

A seconda della natura e gravità dei problemi da affrontare, è possibile pensare a semplici interventi locali di miglioramento dei singoli elementi o di alcune loro parti, ovvero alla completa sostituzione e conseguente realizzazione di un nuovo solaio, solitamente in latero-cemento, opportunamente ammorsato alle strutture verticali in muratura. In quest'ultimo caso particolare cura deve essere posta nella realizzazione degli scassi per l'alloggiamento dei cordoli di chiusura, evitando il più possibile la realizzazione di aperture continue in breccia, che ridurrebbero in maniera considerevole la resistenza del muro d'appoggio.

Il punto 7 dell' Allegato 3 riporta con dettaglio i particolari tecnici dei principali interventi. Nelle Fig. 13.18 e Fig. 13.19 sono riportati alcuni particolari costruttivi relativi alla realizzazione di solai in sostituzione, con l'impiego sia di elementi in latero-cemento gettati in opera, sia in legno con soletta in cemento armato. In entrambi i casi, la realizzazione di ancoraggi a coda di rondine riesce a realizzare la continuità orizzontale tra i diversi elementi resistenti, garantendo il funzionamento scatolare del complesso.

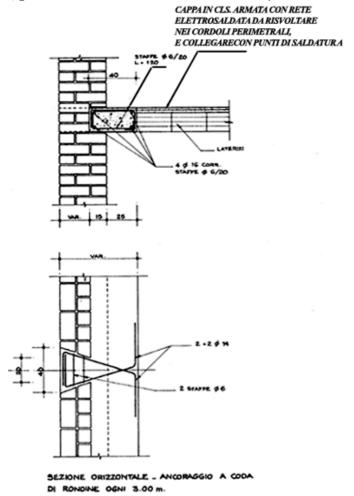


Fig. 13.18 - Sostituzione di un impalcato esistente con solaio in latero-cemento (13).

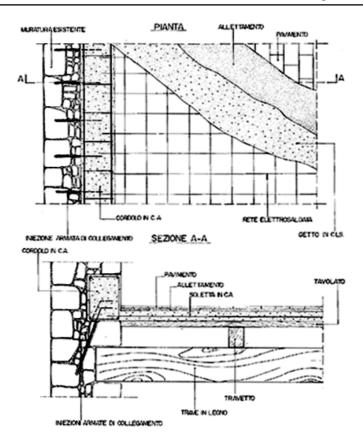


Fig. 13.19 - Irrigidimento di un solaio in legno con soletta indipendente e cordolo in c.a. (13).

c) Scale (C.9.8.3)

Le scale costituiscono un elemento sul quale è particolarmente difficile operare in sede di adeguamento sismico. Esclusi i casi in cui i gradini sono appoggiati su muri perimetrali portanti, casi per i quali l'intervento è da compiere sui muri laterali di appoggio, per tutte le altre tipologie (gradini in pietra a sbalzo, sottostruttura a sbalzo), la norma prescrive la loro sostituzione con elementi in cemento armato o in acciaio. Scale prive di lesioni possono essere conservate se ritenute efficienti sulla base di prove di carico.

Nel caso di scale a sbalzo staticamente non sicure, inserite in edifici di interesse storico o monumentale, sono ammessi rinforzi con strutture metalliche oppure cementizie, controllando che gli sforzi di trazione presenti nella struttura muraria dei rampanti siano ripresi da armature opportunamente inserite, ancorate alla muratura perimetrale e suggellate con malte antiritiro o epossidiche.

d) Archi e volte (C.9.8.4)

Uno dei punti più chiaramente sottolineati dalle Norme si rifà alla esclusione di tutte le strutture spingenti, ritenute, spesso a torto, inadatte ad una corretta edilizia in zone sismiche. Per tale motivo il Decreto impone per "gli archi e le volte, site negli orizzontamenti fuori terra, l'adozione di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte" (C.9.8.4). L'inserimento di tali elementi (Fig.13.20 e Fig.13.21) può essere evitato solo nel caso in cui le murature d'appoggio abbiano spessori sufficienti ad assorbire le spinte, senza che nelle stesse insorgano sforzi di trazione.

Le modalità di esecuzione di tali interventi (2, 3, 11) sono sostanzialmente quelle viste a proposito delle tirantature. È opportuno sottolineare ancora una volta che l'efficacia dell'operazione di eliminazione della spinta (o della sua riduzione) è essenzialmente funzione della pre-tensione fornita alle strutture di contenimento, che in tal modo possono entrare in funzione immediatamente, all'atto della messa in opera. È solo il caso di accennare ai problemi di caduta di tensione negli apparecchi di incatenamento: per mantenere costante nel tempo la loro efficacia è opportuna la loro periodica ritensionatura.

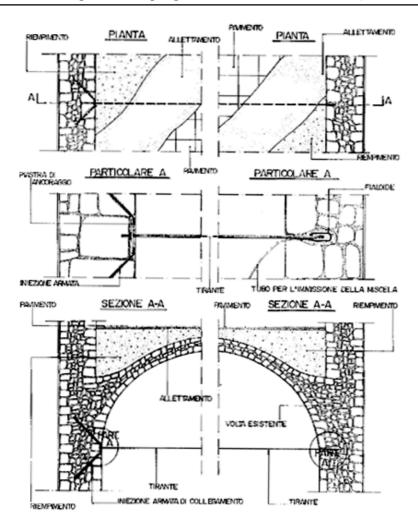


Fig. 13.20 - Eliminazione della spinta. Posa di tiranti metallici (11)

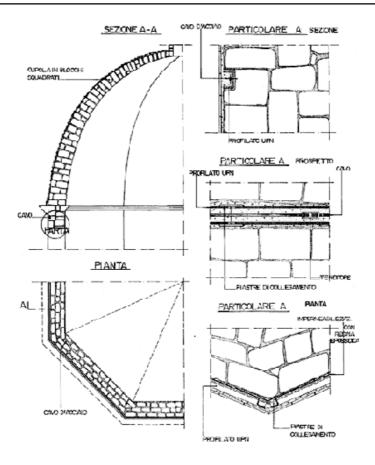


Fig. 13.21 - Contenimento della spinta. Cerchiatura mediante cavi attivi (11).

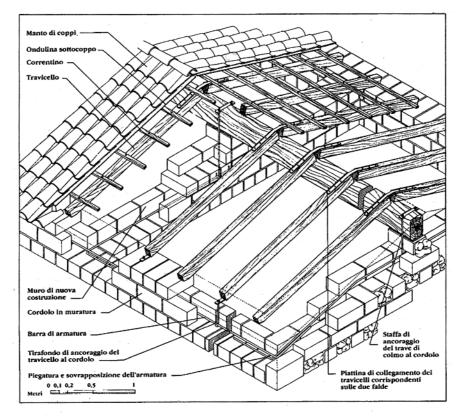
Il risanamento di archi e volte dalle eventuali lesioni è inoltre realizzato con le tecniche delle iniezioni di miscele leganti, associate alle perforazioni armate, pur nell'ambito di una prudente ed attenta utilizzazione di queste, come già si è avuto modo di osservare e precisare in precedenza.

In alcuni casi il rafforzamento di volte a luce non molto grande prevede la realizzazione di un guscio portante, costruito in aderenza, più opportunamente all'estradosso, utilizzando uno strato di malta antiritiro ad elevata resistenza (o di miscele di resine), armato con rete di acciaio elettrosaldata.

e) Coperture (*C*.9.8.5)

Valgono le stesse considerazioni svolte per i solai, da una parte, per quanto concerne l'ammorsatura nelle murature perimetrali e la rigidezza, e per gli archi e volte, dall'altra, per quel che riguarda l'eliminazione delle spinte sui muri portanti (3, 11).

Spesso, in quest'ultimo caso (7), se il tetto è realizzato in legno con trave, travicelli e correntini, l'eliminazione della spinta fornita dai correntini ai muri perimetrali, per effetto del vincolo traslazionale realizzato da questi ultimi, è ottenuta conferendo ai correntini una continuità longitudinale attraverso la sistemazione di una piattina in acciaio nella parte superiore.



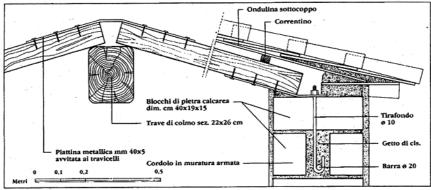


Fig. 13.22 - Dettagli costruttivi di intervento su un tetto in legno (7).

13.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

L'esame delle prescrizioni normative e delle istruzioni contenute nella Circolare Ministeriale e nella sua Appendice 3, induce ad alcune utili riflessioni sull'argomento.

È anzitutto fin troppo ovvio osservare che la materia, fondata su considerazioni di natura e difficoltà diverse, si presenta con un alto livello di complessità. Ciò è evidente considerando che nel testo del decreto indicazioni di carattere analitico si mescolano a prescrizioni di carattere più prevalentemente tecnico, in un insieme complicatissimo di raccomandazioni, prescrizioni, deduzioni e controdeduzioni. Ciò ovviamente deriva dalla natura stessa del problema che, per la materia trattata, forse si avvicina maggiormente ad un problema di carattere medico che ingegneristico.

Sulla base di tali considerazioni è fin troppo evidente che la lettura del dettato normativo comporta alcune osservazioni di carattere del tutto generale, osservazioni che dovrebbero indurre a riflessioni e deduzioni circa un futuro ripensamento della materia (17).

Anzitutto appare manifesto il carattere prevalentemente prescrittivo delle disposizioni, come se l'ottenimento di un risultato (l'elevazione del livello di sicurezza di un edificio) possa essere semplice conseguenza di una somma acritica e inconsapevole di indicazioni procedurali. Tale atteggiamento ha una diretta conseguenza nell'imposizione burocratica del soddisfacimento delle suddette prescrizioni, quale unico e ultimo fine di un controllo di sicurezza.

La seconda indicazione che discende dalla lettura della norma è la consapevolezza che la quasi totalità delle prescrizioni contenute nel decreto sono dirette esclusivamente alle "nuove" costruzioni e ai materiali e alle tecnologie "moderne".

A tal proposito basti osservare l'attenzione rivolta a tutti gli aspetti, comprendenti anche il dettaglio applicativo, relativi a metodologie di rinforzo strutturale basate su artifizi e materiali "nuovi", a discapito di procedimenti antichi e infinitamente più collaudati, che, a causa forse della difficoltà di attuazione, sono spesso liquidati con poche parole, quando non completamente assenti. Ciò con buona pace delle valutazioni sui danni irreversibili che, spesso, interventi a forte carattere "invasivo" hanno avuto su edifici esistenti.

Infine, sempre a proposito delle succitate prescrizioni sul rinforzo, suggerite a volte caldamente, nessuna esigenza ha sentito il normatore di dedicare altrettanta attenzione ad almeno altri due aspetti riguardanti la materia: la *durabilità* e la *manutenzione* del bene.

In effetti la lettura della norma, piena di prescrizioni eccessivamente dettagliate, fa pensare che la stessa sia stata costruita e articolata in tal modo pensando di sopperire ad una diffusa carenza di professionalità degli addetti. Di qui la necessità di alternare, in maniera a volte contraddittoria, principi generali inderogabili a regole pratiche e/o applicative, che potrebbero meglio entrare a far parte di documenti esplicativi (non cogenti), favorendo così una maggiore chiarezza interpretativa del dettato legislativo.

In particolare, l'eliminazione di dettagli inutilmente pedanti favorirebbe il nascere di nuovi criteri di vigilanza, basati su un intelligente generale controllo di qualità, piuttosto che su una pedissequa osservazione del soddisfacimento della singola regoletta normativa.

Si segnala, ad esempio, il caso del bene artistico e monumentale, per il quale è richiesto un esame a volte non rispettoso della Legge, come se un terremoto potesse soggiacere alla norma. Più giusto sarebbe in tal caso un esame dettagliato basato sulla storia sismica dell'immobile e sulle tecniche e i magisteri utilizzati nella sua costruzione. Tale, ad esempio è la filosofia posta alla base dell'*Eurocodice 8*: "Design provisions for earthquake resistance of structures", che nella parte 1-4: "Strengthening and repair of buildings" - Annesso F "Particular considerations for historical buildings and monuments", propone un approccio basato sulla interdisciplinarità dell'analisi, avente come fine ultimo, oltre alla salvaguardia delle vite umane coinvolte, anche la tutela del valore culturale dell'immobile. In tal caso la progettazione dell'intervento deve basarsi oltre che sugli aspetti ingegneristici, anche sugli aspetti storici ed artistici: essa è quindi legata maggiormente a "Codici di pratica" pertinenti allo specifico centro storico interessato, piuttosto che a regole di carattere generale.

Un altro aspetto che sembra non essere presente nel decreto riguarda le *valutazioni di vulnerabilit*à, le quali sono particolarmente legate a tutti gli aspetti relativi all'intervento sull'edilizia esistente. A tal proposito è di notevole interesse la lettura del succitato *Eurocodice 8 - Annesso D "Vulnerability methods*".

Decisioni sull'opportunità e sulla natura di interventi su immobili discendono da indicazioni correlate al rischio sismico. Questo, che è legato ai futuri danni attesi, è funzione di tre ordini di fattori: la vulnerabilità degli oggetti esposti (risposta di sistemi ad azioni esterne assegnate), la sismicità (pericolosità sismica) di una zona, l'esposizione dell'opera (correlata alle conseguenze in termini di offesa all'incolumità delle persone). In particolare, poi, la conoscenza della vulnerabilità è spesso il fattore decisivo tra i tre, dato che, ad esempio, in

molti centri abitati antichi d'Europa il rischio sismico risulta per lo più da una vulnerabilità molto elevata, piuttosto che da una alta pericolosità.

Per tale motivo una stima accurata della vulnerabilità (e quindi del rischio) può permettere di ottimizzare (ed in particolare di minimizzare) l'intervento strutturale.

A tal fine è utile sottolineare quanto lo stesso annesso indica sulla raccolta di informazioni utili allo scopo di progettare un intervento "intelligente":

- i) informazione sul comportamento degli edifici tipici dell'area durante precedenti terremoti;
- ii) informazione sui materiali da costruzione ed i magisteri del passato;
- iii) informazione sui provvedimenti di adeguamento antisismico usati con successo nel passato;
- iv) informazione sui principali problemi incontrati nel passato nel corso di emergenze sismiche;
- v) informazione utile per decidere se il provvedimento di demolizione/ricostruzione di singoli edifici possa essere più utile di una riparazione (con ricostruzione eventualmente operata in altri siti).

Le osservazioni precedenti consentono in definitiva di affermare che i miglioramenti normativi devono basarsi soprattutto sul superamento della inopportuna commistione di principi e prescrizioni estremamente dettagliate, che non devono far parte di documenti cogenti. Tale superamento deve trovare soluzione nella distinzione, già esistente in Italia, tra Legge quadro (nel caso sismico la legge 02/02/74 n 64), Norma tecnica (il D.M. 16/01/96) e Istruzioni (Circolare Ministeriale). È infine da non trascurare l'opportunità di tendere sin da ora ad un'armonizzazione dei testi nazionali con i Codici Europei, che, anche se nel caso sismico sono ancora in fase di revisione, devono costituire comunque un utile punto di riferimento, quanto meno procedurale e filosofico.

In tal senso, l'eliminazione dal testo, sia della Legge che del Decreto attuativo, di inutili quanto inopportune forzature normative, porterebbe a dettati molto brevi e snelli, la cui interpretazione e applicazione non dovrebbe incontrare difficoltà né da parte dei professionisti (purché competenti), né da parte degli organi di controllo, né infine da parte dei magistrati preposti alla soluzione di eventuali contenziosi o giudizi.

Operando in tale maniera, tutte le indicazioni di dettaglio, le interpretazioni della norma, i procedimenti applicativi, le prescrizioni costruttive, che non facciano parte dei principi di base, devono trovare posto nella Circolare contenente le Istruzioni.

In maniera più esplicita, i principali punti da chiarire nelle Istruzioni dovrebbero riguardare:

a) Connessioni con il D.M. 20/11/87

Come più volte richiamato in questo Commentario, l'esistenza di un Decreto Ministeriale specifico sugli edifici a struttura muraria, decreto che peraltro è estremamente dettagliato fin negli aspetti più squisitamente applicativi, pone dei problemi di interconnessione normativa. Ciò tanto più in quanto il suddetto Decreto è esplicitamente richiamato nella norma sismica, al punto C.5.1 – Regole generali.

È bene che i richiami tra i due decreti (e le Circolari esplicative) compaiano in maniera chiara ogni qual volta sia opportuno. È infatti assolutamente insufficiente un aggancio generico, che come tale pone dei problemi di interpretazione, laddove applicato in modo specifico sui diversi punti normativi.

Occorre in particolare definire sino a che punto l'analisi dell'edificio, gli schemi strutturali e le modalità di verifica degli elementi murari proposti nel D.M. 20/11/87 vadano estesi anche al calcolo sismico.

b) Analisi delle sollecitazioni

È opportuno definire senza equivoci tutte le possibilità di analisi che la norma ritiene ammissibili.

Sarebbe bene definire, in analogia a quanto esiste nel Decreto contenente le Norme tecniche per gli edifici in c.a., nella sezione relativa al metodo semiprobabilistico agli stati limite, le diverse metodologie che è possibile seguire per la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche.

In questa sezione sarebbe auspicabile anche definire le leggi costitutive da utilizzare nei diversi metodi di calcolo proposti ed anche, laddove possibile, gli approcci algoritmici ritenuti più consoni alla soluzione del problema.

c) Schema strutturale

Poiché la scelta dello schema è uno dei punti fondamentali nella modellazione di un organismo strutturale, e poiché nel caso particolare di edifici in muratura la definizione del modello non è operazione semplice né routinaria, la disponibilità di alcune osservazioni di merito sui più comuni schemi statici utilizzati renderebbe inequivoca l'applicazione dei metodi di calcolo.

In particolare sarebbe opportuno definire degli schemi statici semplificati, che, rispettosi dell'equilibrio strutturale e possibilmente a vantaggio di sicurezza, siano ritenuti più appropriati per la definizione del modello. Così schemi costituiti da elementi monodimensionali, uniti a valutazioni derivate dalla meccanica dei corpi rigidi, potrebbero essere proposti con tutte le cautele del caso.

d) Verifica strutturale

È il punto in cui più si fa sentire la mancanza di una precisa connessione con il Decreto 20/11/87, pur essendo il punto cruciale nelle operazioni di valutazione meccanica dell'organismo.

È opportuno che i richiami siano fatti in maniera inequivoca e in tutti i punti interessati.

La proposta, poi, di diverse alternative alle verifiche numeriche potrebbe permettere l'adattamento ai vari problemi connessi alle diverse tipologie di sistemi murari che è possibile incontrare.

e) Provvedimenti tecnici di intervento

Dalla lettura del Decreto e dell'Allegato 3 della Circolare esplicativa, non emerge una posizione chiara del legislatore a favore di una precisa filosofia di intervento, soprattutto nel caso di edilizia storica o monumentale.

Atteso che è da intendere (vedi Annesso F alla parte 1-4 dell'Eurocodice 8):

- *Monumento* una costruzione avente un importante valore "culturale", così alto che si ritiene necessario garantire la sua conservazione, generalmente con i suoi caratteri architettonici, tipologici e materiali;
- *Edificio storico* un edificio di un'area urbana la quale ha valore "culturale" nel suo complesso (Area urbana storica), mentre l'edificio non ha da solo il carattere di monumento, per cui la conservazione riguarda gli aspetti generali riferiti alle tipologie e tecniche costruttive tipiche dell'intera area; sarebbe opportuno imporre ai provvedimenti tecnici almeno su tali categorie i seguenti caratteri:
- *Efficaci*a: l'intervento deve essere efficace, e l'efficacia deve essere dimostrata con accertamenti o qualitativi o quantitativi;
- *Compatibilit*à: l'intervento deve essere compatibile con la costruzione originale ed i suoi materiali, dai punti di vista chimico, meccanico, tecnologico ed architettonico;
- *Durabilit*à: l'intervento deve essere condotto utilizzando materiali e tecniche con durabilità accertata, paragonabile a quella degli altri materiali presenti nell'edificio. Qualora la durabilità risulti minore, essa sarà accettabile soltanto se una sostituzione periodica è possibile e prevista;
- *Reversibilit*à: gli interventi dovrebbero essere per quanto possibile reversibili, così da poter essere rimossi nel futuro ove prevalessero altri orientamenti.

13.4. ESEMPIO DI APPLICAZIONE

VERIFICA DI UN EDIFICIO STORICO SOTTOPOSTO AD ADEGUAMENTO SISMICO

Come è stato evidenziato nei paragrafi precedenti l'approccio normativo prevede di valutare il livello di sicurezza dei singoli elementi sia per azioni ortogonali al loro piano medio che per azioni in esso contenute. Seguendo tale logica, il D.M. 16/01/96, in connessione con il D.M. 20/11/87, consente di effettuare tutte le necessarie verifiche in maniera assolutamente "convenzionale", legando la resistenza limite del generico maschio a valori decurtati della sua area resistente.

Nel caso di edifici storici, come nell'esempio riportato di seguito, si è ritenuto opportuno affiancare, o alle volte sostituire, tali verifiche con analisi svolte allo stato limite di cinematismo di singole parti strutturali, analisi

effettuate sulla base di evidenze comportamentali della scatola muraria desunte dall'osservazione del quadro lesivo presente nei vari maschi. È da sottolineare come tale ultimo tipo di verifica sia meno affetto da fattori di indeterminazione e incertezza sperimentale, in quanto legato in maniera assolutamente trascurabile alla legge costitutiva della muratura.

Si consideri un edificio a due piani situato in zona a bassa sismicità (S = 6), realizzato con murature in pietrame non consolidato, solai e tetto a falde lignei, per il quale si debba progettare un restauro antisismico. La situazione attuale dell'edificio è descritta dalle tavole di rilievo, riprese da (7), e riportate nelle Fig.13.23 (piante), Fig.13.24 (prospetti), Fig.13.25 (sezioni).

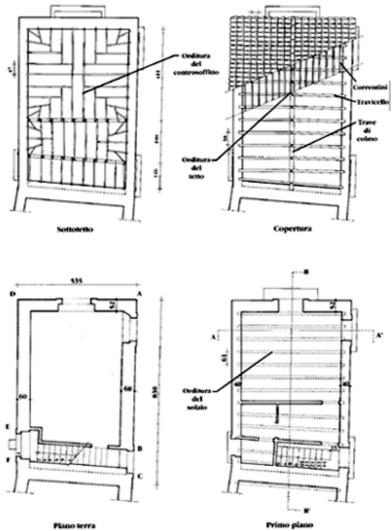


Fig. 13.23 - Rilievo: piante (7).

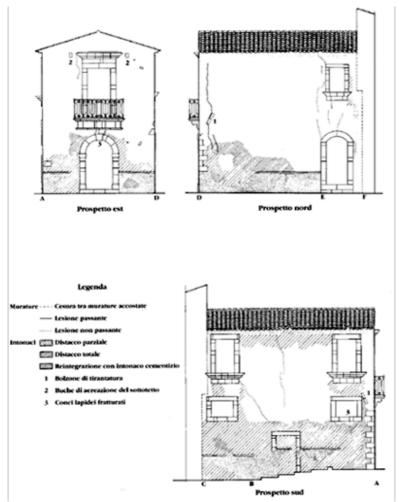


Fig. 13.24 - *Rilievo: prospetti (7).*

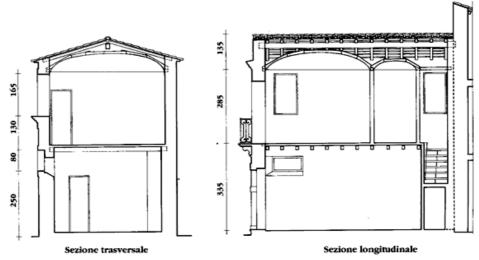


Fig. 13.25 - *Rilievo: sezioni (7).*

Caratteristiche generali dell'edificio

Poiché l'edificio si presenta piuttosto degradato (lesioni nei pannelli murari portanti e nelle zone degli incroci d'angolo, deterioramento degli orizzontamenti, della scala, delle cornici lapidee delle aperture e degli architravi

lignei), gli interventi da effettuare comprenderanno, oltre al rifacimento di tutte le parti strutturali che lo richiedano (solaio, copertura, sottotetto e scala), una serie di provvedimenti volti a favorire il più possibile il comportamento scatolare, conformemente a quanto esplicitamente indicato nelle norme.

A questo scopo sarà innanzitutto introdotta una nuova parete muraria trasversale (Fig. 13.26) che consentirà di ridurre la luce del trave di colmo e di collegare più efficacemente le pareti longitudinali. Inoltre la ricostruzione della scala potrà avvenire tessendo i gradini tra due muri portanti.

Si realizzerà poi un cordolo armato in corrispondenza di tutti i setti, a livello della copertura, che sarà riorganizzata in maniera tale da realizzare una buona collaborazione con il resto della struttura: i travicelli, ancorati nel cordolo, funzioneranno da incatenamenti, per contenere le pareti longitudinali, Il trave di colmo sarà ben collegato ai timpani mediante staffe, onde prevenire il martellamento e il punzonamento degli stessi durante il sisma (Fig. 13.22).

Il nuovo solaio sarà realizzato in modo da garantire un'efficace ripartizione delle azioni orizzontali nel suo piano e saranno predisposti, nelle murature perimetrali e nel nuovo muro, tiranti ancorati con capochiave. Anche uno dei travicelli del solaio sarà progettato per svolgere la funzione di catena tra le pareti laterali.

Tutto ciò, come si è già detto, ha lo scopo di invocare un funzionamento di tipo tridimensionale, facendo sì che i pannelli murari siano sempre in grado di far fronte alle azioni orizzontali dovute al sisma nella maniera più efficace, vale a dire tramite la rigidezza a taglio nel loro piano.

Per completare il quadro degli interventi di risanamento strutturale da compiere, occorre aggiungere che tutte le lesioni andranno ricucite mediante introduzione di nuovi elementi al posto di quelli danneggiati ,e altresì si provvederà alla sostituzione degli architravi lignei e delle cornici lapidee degradate.

Nella Fig. 13.26 è schematizzato il progetto di restauro appena illustrato.

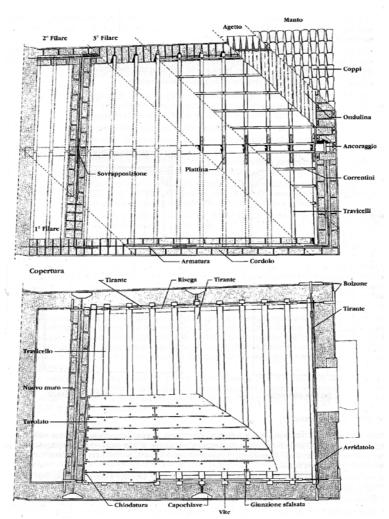


Fig. 13.26 - Esecutivi dell'intervento: solaio e copertura (7).

L'obiettivo principale dell'intervento di adeguamento, come è stato accennato, consiste nell'evitare il più possibile che le pareti siano sollecitate nella direzione ortogonale al loro piano medio, realizzando connessioni tra i setti nelle due direzioni. Scongiurato il collasso fuori del piano, si dovrà poi accertare la resistenza alle sollecitazioni agenti nel piano.

La verifica dell'idoneità dell'edificio ristrutturato procederà dunque secondo il seguente schema logico:

- 1. Verifiche statiche degli elementi strutturali in assenza di sisma (solaio, copertura, appoggio del trave di colmo sul timpano, resistenza delle sezioni di base dei muri, fondazioni, terreno).
- 2. Verifica delle pareti murarie: verifiche "locali", relative alle azioni fuori del piano che minacciano la stabilità dei singoli pannelli, e verifiche "globali" che chiamano in causa la resistenza nel piano dei vari pannelli. Si assume le tensione limite di calcolo f d pari a 1 MPa.
- 3. Verifiche delle connessioni: ancoraggio dei tiranti metallici (resistenza del muro all azione di strappo esercitata in corrispondenza del capochiave), ancoraggio dei travicelli della copertura nel cordolo di sommità (verifica dello scorrimento dovuto all'azione tagliante) e del trave di colmo nel timpano (onde evitare fenomeni di martellamento).

Le verifiche del punto 1, cioè le verifiche alle azioni verticali, devono essere eseguite come di consueto; si esaminano invece in dettaglio le verifiche delle pareti murarie al collasso.

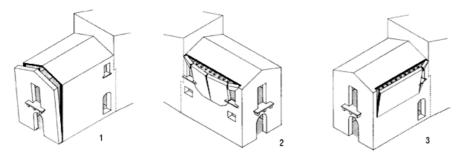


Fig. 13.27 - Meccanismi di danno (7).

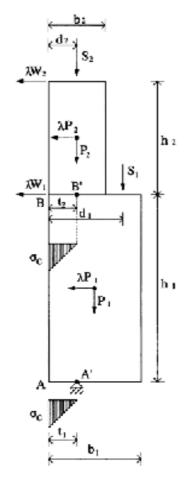


Fig. 13.28 - Verifica al ribaltamento.

13.4.1 VERIFICHE LOCALI

-Pareti laterali

La presenza di bucature incolonnate delimita dei maschi murari che, se privi di efficaci collegamenti con i muri trasversali, tenderanno a ribaltare secondo il meccanismo parziale schematizzato nella figura (formazione di cerniera all'altezza della risega). L'altro meccanismo possibile è quello di ribaltamento globale alla base del setto.

- Parete frontale

In tal caso la muratura presenta spessore costante, e si può quindi prevedere il meccanismo di ribaltamento dell'intero pannello (meccanismo 3 di Fig. 13.27).

Verifica al ribaltamento delle pareti laterali

Si prende in esame una striscia di parete larga un metro, nella sua configurazione originaria (assenza di elementi di incatenamento), e si ricerca il massimo valore della spinta sismica per il quale sussiste l'equilibrio alla rotazione della porzione superiore di parete rispetto alla cerniera B', e dell'intera parete rispetto alla cerniera A' (Fig. 13.28). Tali cerniere sono individuate dal punto in cui termina la sezione reagente, la cui ampiezza (distanza t in figura) si può determinare limitando la massima tensione al lembo più compresso al valore $\sigma_c = 1$ MPa .

- Caratteristiche geometriche della parete

$$b_1 = 0.60m; b_2 = 0.40m;$$

 $d_1 = 0.45m; d_2 = 0.35m;$
 $h_1 = 3.3m; h_2 = 3.3m;$

- Carichi verticali

Ai fini dell'equilibrio alla rotazione i carichi verticali sono stabilizzanti, pertanto nella combinazione di carico (punto B.8.2 del D.M. 16/1/96):

$$F = \gamma_g G_K + \gamma_q Q_K ;$$

si dovranno assumere i valori:

$$\gamma_g = 1; \quad \gamma_q = 0;$$

con

 G_K = valore caratteristico dei carichi permanenti;

 Q_K = valore caratteristico del sovraccarico accidentale.

Per la parete in esame si avrà:

- tetto (carico permanente = 0.87 KN, sovraccarico accidentale = 1 KN)

$$S_2 = 0.87 \text{ KN /m}^2 \cdot 1.62 \text{m} = 1.41 \text{ KN};$$

- solaio intermedio (carico permanente = 1.61 KN, sovraccarico accidentale =2 KN):

$$S_1 = 1.61 \text{ KN /m}^2 \cdot 2.33 \text{m} = 3.59 \text{ KN};$$

- peso proprio muri (peso di 1 mc di muro =20 KN):

$$P_2 = 20 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 3.3 = 26.4 \text{ KN};$$

 $P_1 = 20 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 3.3 = 39.6 \text{ KN}.$

Si ottengono dunque le seguenti distanze delle cerniere dal bordo esterno:

$$t_2 = \frac{2N_2}{\sigma_c 1000mm} = \frac{2(S_2 + P_2)}{\sigma_c 1000mm} = 55.6mm = 0.0556m;$$

$$t_1 = \frac{2N_1}{\sigma_c 1000mm} = \frac{2(S_1 + P_1 + S_2 + P_2)}{\sigma_c 1000mm} = 142mm = 0.142m.$$

- Carichi orizzontali

Poiché si stanno prendendo in considerazione le azioni sismiche ortogonali alla parete, secondo il punto C.9.5.3 del D.M. 20/11/87, esse saranno date da un carico distribuito pari β C volte il peso della parete (che viene riportato nel baricentro), e da forze concentrate in corrispondenza dello scarico dei due orizzontamenti pari a β CW_i, con W_i = G_i+Q_i, i = 1,2 (G_i=carico permanente totale, Q_i=sovraccarico accidentale).

Si ha dunque:

$$\lambda P_2 = \lambda \cdot 26.4 \text{ KN};$$

 $\lambda P_1 = \lambda \cdot 39.6 \text{ KN};$
 $\lambda W_2 = \lambda \cdot (0.87 + 1) \text{ KN } / \text{ m}^2 \cdot 1.62 \text{m} = \lambda \cdot 3.03 \text{ KN};$
 $\lambda W_1 = \lambda \cdot (1.61 + 2) \text{ KN } / \text{ m}^2 \cdot 2.23 \text{m} = \lambda \cdot 8.05 \text{ KN}.$

-Ribaltamento attorno alla cerniera A' momento stabilizzante (carichi verticali):

$$M_S = S_2(d_2 - t_1) + P_2\left(\frac{b_2}{2} - t_1\right) + S_1(d_1 - t_1) + P_1\left(\frac{b_1}{2} - t_1\right) = 9.187KN \cdot m;$$

momento ribaltante (azioni orizzontali)

$$M_R = \lambda_1 W_2 (h_1 + h_2) + \lambda_1 P_2 \left(\frac{h_2}{2} - h_1\right) + \lambda_1 W_1 h + \lambda_1 P_1 \frac{h_1}{2} = \lambda_1 242.59 \text{KN} \cdot \text{m}.$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$\lambda_1 \qquad \lambda_1 = 0.038.$$

- Ribaltamento attorno alla cerniera B' momento stabilizzante (carichi verticali):

$$M_S = S_2(d_2 - t_2) + P_2\left(\frac{b_2}{2} - t_2\right) = 3.8KN \cdot m;$$

momento ribaltante (azioni orizzontali)

$$M_R = \lambda_2 W_2 h_1 + \lambda_2 P_2 \frac{h_2}{2} = \lambda_2 \cdot 53.6 \text{KN} \cdot \text{m};$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$\lambda_1$$
 $\lambda_2 = 0.071$.

Il meccanismo più pericoloso è il ribaltamento dell'intera parete attorno alla cerniera A', che si verifica per il valore più basso del moltiplicatore di collasso. Tale valore è inoltre inferiore a quello che, conformemente alle prescrizioni normative, occorre assumere come dato di progetto, vale a dire $\lambda = \beta$ C = $4 \cdot 0.04 = 0.16$. Per tale motivo è necessario inserire dei tiranti posti alla sommità delle due porzioni di parete in corrispondenza degli orizzontamenti.

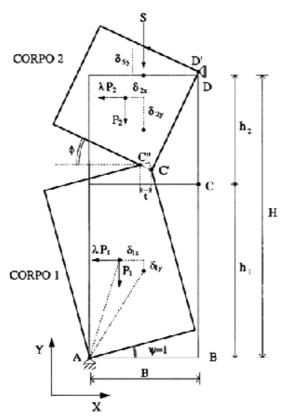


Fig. 13.29 - Meccanismo di rottura interna.

Rottura interna

La parete trattenuta dai tiranti è sicura nei confronti del ribaltamento, ma si potrebbe verificare il collasso per formazione di una cerniera nel tratto intermedio tra un tirante e l'altro; la muratura è infatti in grado di sopportare

la flessione solo in virtù dello sforzo assiale che mantiene la risultante delle azioni interna alla sezione. La situazione limite si raggiunge nel momento in cui la curva delle pressioni si viene a trovare ad una distanza di t/3 dal bordo esterno (raggiungimento del valore limite di compressione per la sezione parzializzata, con distribuzione elastica).

Per studiare questo meccanismo di rottura si fa riferimento ad uno schema di calcolo che tiene conto dell'effettiva parzializzazione della sezione, più aderente alla realtà di quello convenzionale che il D.M. 20/11/87 consente di adottare al punto 2.2.1.1. Questa verifica si può quindi considerare alternativa a quella esplicitamente riportata nel citato D.M.

Tale verifica a titolo esemplificativo si effettua in corrispondenza della seconda tesa della parete (13.29). (H = 3.3 m, B = 0.40 m, t = 0.0556 m, P = 24.4 KN, S = 1.41 KN)

L'altezza h_1 alla quale si forma la cerniera è determinata imponendo che il moltiplicatore λ dei carichi di collasso sia minimo. Come parametro adimensionale di calcolo è assunta l'incognita x:

$$h_1 = \frac{x-1}{x}H; \quad h_2 = \frac{H}{x}.$$

La condizione di equilibrio limite è espressa utilizzando il Principio dei Lavori Virtuali, imprimendo una rotazione virtuale = 1 attorno al punto A. Il corpo 2 ruoterà di conseguenza dell'angolo:

$$\Phi = \frac{h_1}{h_2} \Psi = \frac{h_1}{h_2} = x - 1.$$

Gli spostamenti dei baricentri e del punto di applicazione dello scarico del tetto, valutati nell'ambito della teoria del prim'ordine, sono:

$$\begin{split} &\delta_{1y} = \frac{b}{2} \Psi = \frac{b}{2} \,; \\ &\delta_{1x} = \frac{h_1}{2} \Psi = \frac{h_1}{2} = \frac{x-1}{x} \frac{H}{2} \,; \\ &\delta_{2y} = \delta_{1y} (C'') + \frac{B}{2} \Phi = (B-t) + \left(\frac{B}{2} - t \right) \! \left(x-1 \right) = (B-t) + \frac{B}{2} (x-1) = \frac{B}{2} (x+1) - tx \,; \\ &\delta_{2x} = \frac{h_2}{2} \Phi = \frac{h_1}{2} = \frac{x-1}{2x} H \,; \\ &\delta_{Sy} = \delta_{2y} = \frac{B}{2} (1+x) - tx \;. \end{split}$$

Le forze che compiono lavoro sono i carichi verticali:

$$P_1$$
 = peso proprio della porzione inferiore di parete = $\frac{Ph_1}{H} = P\frac{x-1}{x}$;

$$P_2$$
 = peso proprio della porzione superiore di parete = $\frac{Ph_2}{H} = \frac{P}{x}$;

S = scarico del tetto = 1.41KN;

e le azioni orizzontali:

$$F_1 = \lambda P_1 = \lambda P \frac{x-1}{x};$$

$$F_2 = \lambda P_2 = \lambda \frac{P}{x}.$$

 $\Gamma_2 - \lambda \Gamma_2 = \lambda \frac{1}{x}$. Il P.L.V. consente di scrivere:

$$-P_1 \cdot \delta_{1y} - P_2 \cdot \delta_{2y} - S \cdot \delta_{Sy} + F_1 \cdot \delta_{1x} + F_2 \cdot \delta_{2x} = 0;$$

ovvero:

$$-P\frac{x-1}{x}\frac{B}{2} - \left(S\frac{P}{x}\Bigg[\frac{B}{2}(1+x) - tx\Bigg] + \lambda P\!\!\left(\frac{x-1}{x}\right)^{\!2}\frac{H}{2} + \lambda\frac{P}{2x^2}(x-1) = 0\;;$$

da cui si ricava il valore di λ in funzione di x:

$$\lambda = \frac{B}{2} \frac{\left[2x + \frac{S}{P}(1+x)x - \frac{2tx}{B}\left(1 + \frac{S_x}{P}\right)\right]}{(x-1)}.$$

L'altezza della sezione di frattura cui corrisponde un λ minimo si ottiene imponendo che sia:

$$\frac{d}{dx}(\lambda) = 0;$$

che consente di ottenere:

$$x = 1 + \sqrt{2 \frac{P + S}{S} \left(1 - \frac{t}{B - 2t} \right)} = 7.86$$
 ed $h_2 = 0.42$ m.

Il corrispondente valore del moltiplicatore di collasso è:

$$\lambda = 0.29$$
.

Tale valore è superiore a quello di progetto, dato dalla normativa $\lambda = 0.16$), per cui la parete in esame è sicura rispetto a meccanismi di rottura interna.

13.4.2. VERIFICHE GLOBALI

Si analizza ora la capacità dei setti murari di resistere nel loro piano alle azioni dovute al sisma che investono l'edificio nel suo insieme e che, grazie al suo comportamento scatolare, si suddividono tra le varie pareti.

Per quanto riguarda la valutazione delle forze orizzontali sulla generica parete, si osserva che esse sono determinate dalla trazione dei tiranti che riportano l'azione sismica sui maschi controventanti.

È da sottolineare che il comportamento spaziale dell'edificio è funzione della capacità di ripartizione dei vari orizzontamenti. In questo caso la risposta spaziale è determinata in maniera isostatica suddividendo il carico di piano in funzione dell'area di influenza di ciascun maschio, a causa della trascurabile rigidezza estensionale delle chiusure orizzontali.

Si devono pertanto calcolare le trazioni dei tiranti sulla base delle reazioni di piano ottenute dagli equilibri alla rotazione nei cinematismi di ribaltamento, sulla falsariga di quanto fatto nel Par. 13.4.1 dedicato alle verifiche locali, con le azioni orizzontali dedotte dal punto C.6.1.1 del D.M. 16/1/96 (azioni complanari):

$$F_i = \gamma_i C \beta W_i$$
;

dove:

$$\gamma_i = h_i \frac{\displaystyle \sum_{j=1}^N W_j}{\displaystyle \sum_{i=1}^N W_j h_j} = \text{coefficiente di distribuzione};$$

(h_i =quota del generico piano rispetto allo spiccato delle fondazioni);

$$C = \frac{S-2}{100} = 0.04 = coefficiente di intensità sismica;$$

 $\beta = \beta_1 \cdot \beta_2 = 4 = \text{coefficiente di struttura}$;

$$W_i = G_i +_S O_i$$
.

 G_i = carico permanente, Q_i = sovraccarico accidentale, s= coefficiente di riduzione dei Sovraccarichi accidentali = 0.33).

Calcolo dei tiranti

Si fa riferimento alla situazione illustrata in Fig. 13.28.

- Caratteristiche geometriche della parete

$$\begin{array}{ll} b_1 = 0.60m; & b_2 = 0.40m; \\ d_1 = 0.45m; & d_2 = 0.35m; \\ h_1 = 3.3m; & h_2 = 3.3m; \end{array}$$

- Carichi verticali:
 - tetto:

$$S_2 = 1.41 \text{ KN}$$
; $W_2 = 3.03 \text{ KN}$;

- solaio:

$$S_1 = 3.59 \text{ KN}$$
;
 $W_1 = 8.05 \text{ KN}$;

peso proprio muri:

$$P_2 = 26.4 \text{ KN}$$
; $P_1 = 39.6 \text{ KN}$.

Le distanze delle cerniere dal bordo esterno valgono:

$$t_2 = 0.0556 \text{ m}$$
;
 $t_1 = 0.142 \text{ m}$.

Carichi orizzontali

$$\begin{split} \sum_{j=1}^{N} W_{j} &= W_{1} + W_{2} + P_{1} + P_{2} = 77.1 \text{ KN.} \\ \sum_{j=1}^{N} W_{j} h_{j} &= W_{1} h_{1} + W_{2} (h_{1} + h_{2}) + P_{1} \frac{h_{1}}{2} + P_{2} (h_{1} \frac{h_{2}}{2}) = 242.64 \text{ KN} \cdot \text{m} ; \\ \gamma_{G_{1}} &= 0.318 \cdot \frac{h_{1}}{2} = 0.525 ; \\ \gamma_{W_{1}} &= 0.318 \cdot h_{1} = 1.049 ; \\ \gamma_{G_{2}} &= 0.318 \cdot (h_{1} + \frac{h_{2}}{2}) = 1.574 ; \\ \gamma_{W_{2}} &= 0.318 \cdot (h_{1} + h_{2}) = 2.10 ; \\ \lambda F_{G_{1}} &= \lambda \gamma_{G_{1}} P_{1} = \lambda \cdot 20.79 \text{ KN} ; \\ \lambda F_{W_{1}} &= \lambda \gamma_{W_{1}} W_{1} = \lambda \cdot 8.44 \text{ KN} ; \\ \lambda F_{G_{2}} &= \lambda \gamma_{G_{2}} P_{2} = \lambda \cdot 41.55 \text{ KN} ; \\ \lambda F_{W_{2}} &= \lambda \gamma_{W_{2}} W_{2} = \lambda \cdot 6.363 \text{ KN} ; \end{split}$$

- *Ribaltamento attorno alla cerniera B' (Calcolo del tirante T2)* momento stabilizzante (carichi verticali e trazione tirante):

$$M_S = S_2 (d_2 - t_1) + P_2 \left(\frac{b_2}{2} - t_1 \right) + T_2 h_2 = 3.8 \ KN \cdot m + T_2 \ h_2 \ ;$$

momento ribaltante (azioni orizzontali):

$$M_R = \lambda F_{W_2} h_2 + \lambda F_{G_2} \frac{h_2}{2} = \lambda \cdot 89.55 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$T_2 = \frac{(89.55\lambda - 3.8)KN \cdot m}{h_2} = (27.14 \lambda - 1.15) KN;$$

Per $\lambda = C \beta = 0.16$ si ottiene $T_2 = 3.19$ KN, valore in base al quale occorre dimensionare il tirante 2.

- Ribaltamento attorno alla cerniera A' (Calcolo del tirante T₁) momento stabilizzante (carichi verticali e trazioni tiranti):

$$\begin{split} M_{S} &= S_{2} (d_{2} - t_{1}) + P_{2} \left(\frac{b_{2}}{2} - t_{1}\right) + S_{1} (d_{1} - t_{1}) + P_{1} \left(\frac{b_{1}}{2} - t_{1}\right) + T_{2} (h_{1} + h_{2}) + T_{1} h_{1} = \\ &= (179.12 \ \lambda + 7.59) \ KN \cdot m + T_{1} h_{1} \ ; \end{split}$$

momento ribaltante (azioni orizzontali):

$$M_R = \lambda \, F_{W_2} (h_1 + h_2) + \lambda \, F_{G_2} \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + \lambda \, F_{W_1} \cdot h_1 + \lambda \, F_{G_1} \, \frac{h_1}{2} = \lambda \cdot 309.81 \, \, KN \cdot m.$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$T_1 = \frac{(13.69\lambda - 7.59)\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{h}_1} = (39.60 \ \lambda - 2.3) \ \text{KN}.$$
 Per $\lambda = C \ \beta = 0.16$ si ottiene $T_1 = 4.03 \ \text{KN}$, valore di calcolo.

Verifica della parete frontale AD alle azioni nel piano (Rottura per formazione di cinematismo)

I meccanismi di collasso da esaminare ora sono quelli che avvengono nel piano del setto. Essi sono legati alla resistenza a trazione della muratura (formazione di lesioni e distacco di porzioni del pannello).

Alcune considerazioni dettate dall'esperienza permettono di assumere quale meccanismo di piano quello, illustrato in Fig. 13.30, che considera come modalità di rottura la fessurazione diagonale del generico pannello. Il rispetto dell'equilibrio alla traslazione di piano consente di valutare il moltiplicatore di collasso utilizzando le azioni sismiche ricavate in precedenza.

Nella parete di facciata si possono individuare quattro pannelli, a due a due posti in parallelo.

Quote dei baricentri dei pannelli:

$$h_{\,\text{G}_{a}}=1.30\;\text{m}$$
 ; $h_{\,\text{G}_{b}}=4.65\text{m}$; $h_{\,\text{G}_{c}}=3.03\;\text{m}$; $h_{\,\text{G}_{d}}=\!6.52\;\text{m}$; $h_{t}=7.65\;\text{m}$.

-Carichi verticali

Carico trasmesso dal tetto:

$$S = (0.87 \text{ KN/m}^2 \cdot 3.40 \text{ m} \cdot 2.675 \text{ m} + 0.41 \text{ KN/m} \cdot 3.40 \text{ m}) = 9.31 \text{ KN}, \qquad (\gamma_G = 1, \gamma_Q = 0).$$

Pesi propri dei pannelli:

$$\begin{split} P_a &= 20 \text{ KN /m}^3 \cdot 1.9 \text{ m} \cdot 2.6 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 51.38 \text{ KN }; \\ P_b &= 20 \text{ KN /m}^3 \cdot 2.1 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 52.42 \text{ KN }; \\ P_c &= 20 \text{ KN /m}^3 \cdot 0.85 \text{ m} \cdot 2.675 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 23.65 \text{ KN }; \\ P_d &= 20 \text{ KN /m}^3 \cdot (0.75 + 0.53) \text{ m} \cdot 2.675 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 35.48 \text{ KN}. \end{split}$$

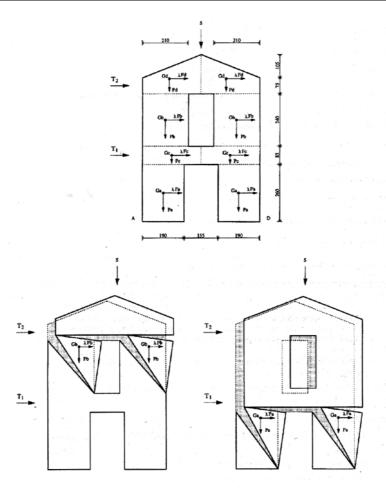


Fig. 13.30 - Cinematismi di piano.

- Carichi orizzontali

Le azioni dei tiranti calcolate precedentemente vengono raddoppiate per tener conto dell'eventualità del sincronismo di moto delle due pareti laterali (si fa presente che il valore ottenuto era relativo ad una striscia di parete larga 1 m, quindi esso va moltiplicato per l'interasse tra le due pareti trasversali, e cioè per 3.40 m):

$$\overline{T}_1 = 2 (39.60 \lambda - 2.3) \text{ KN / m} \cdot 3.40 \text{ m} = (340.14 \lambda - 15.64) \text{ KN};$$

 $\overline{T}_2 = 2 (27.14 \lambda - 1.15) \text{ KN / m} \cdot 3.40 \text{ m} = (184.55 \lambda - 7.82) \text{ KN};$
 $\overline{T}_1 + \overline{T}_2 = (453.83 \lambda - 23.46) \text{ KN}.$

-Verifica dei pannelli superiori

In generale la forza sismica trasmessa dai tiranti si ripartisce tra i vari pannelli in cui è suddivisa la parete; in questo caso la geometria della parete consente di affermare che l'azione orizzontale sarà ugualmente ripartita tra i due maschi murari.

La situazione per il singolo pannello é la seguente:

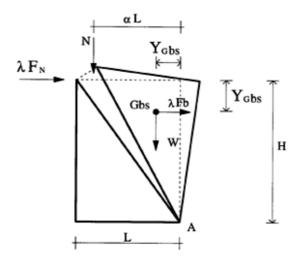


Fig. 13.31 - Cinematismo del singolo pannello.

Dimensioni del pannello:

L = 2.10 m;

H = 2.40 m;

b = 0.52 m;

peso specifico muratura = 20KN/m³.

Il coefficiente α nella Fig. 13.31 definisce la distanza del carico verticale sul pannello dal bordo compresso. Esso è uguale ad uno solo nel caso, puramente teorico, in cui il contatto avviene puntualmente sul vertice. In realtà si ha una zona di contatto di una certa ampiezza, per cui, a favore di sicurezza (il carico verticale fornisce un contributo stabilizzante) si assume α =0.75.

Carichi sovrastanti il pannello:

$$N = \frac{S}{2} + P_d = 40.14 \text{ KN}.$$

Peso della porzione di pannello soggetta al cinematismo:

$$W_S = \frac{1}{2} P_b = 26.21 \text{ KN}.$$

Carichi orizzontali:

$$\sum_{j=1}^{N} W_{j} = \frac{S}{2} + P_{a} + P_{b} + P_{c} + P_{d} = 167.59 \text{ KN};$$

$$\sum_{j=1}^{N} W_{j} h_{j} = \frac{S}{2} h_{t} + P_{a} h_{G_{a}} + P_{b} h_{G_{b}} + P_{c} h_{G_{c}} + P_{d} h_{G_{d}} = 649.59 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\frac{\sum_{j=1}^{N} W_{j}}{\sum_{i=1}^{N} W_{j} h_{j}} = 0.258;$$

$$\begin{split} \gamma_{G_a} &= h_{G_a} \ 0.258 = 0.335; \\ \gamma_{G_b} &= h_{G_b} \ 0.258 = 1.20; \\ \gamma_{G_c} &= h_{G_c} \ 0.258 = 0.782; \\ \gamma_{G_d} &= h_{G_d} \ 0.258 = 1.682; \\ \gamma_S &= h_t \ 0.258 = 1.974; \\ \lambda_{F_a} &= \lambda_{F_a} \gamma_{G_a} \ P_a = \lambda \cdot 17.21 \ KN; \\ \lambda_{F_b} &= \lambda_{F_b} \gamma_{G_b} \ P_b = \lambda \cdot 62.90 \ KN; \\ \lambda_{F_c} &= \lambda_{F_c} \gamma_{G_c} \ P_c = \lambda \cdot 18.49 \ KN; \\ \lambda_{F_d} &= \lambda_{F_d} \gamma_{G_d} \ P_d = \lambda \cdot 59.68 \ KN; \\ \lambda_{F_S} &= \lambda_{F_s} \gamma_S \ \frac{S}{2} = \lambda \cdot 9.20 \ (KN). \end{split}$$

Si applica il Principio dei Lavori Virtuali al cinematismo ipotizzato, imponendo una rotazione unitaria =1 (Fig. 13.31). La posizione del baricentro G_{bs} della porzione di pannello che si distacca e le componenti del suo spostamento in seguito alla rotazione sono:

$$\begin{split} x_{G_{bS}} &= \frac{L}{3}; \\ y_{G_{bS}} &= \frac{2H}{3}; \\ \delta y_{G_{bS}} &= \frac{L}{3} \Psi = \frac{L}{3}; \\ \delta x_{G_{bS}} &= \frac{2H}{3} \Psi = \frac{2H}{3}. \end{split}$$

Lo spostamento orizzontale del bordo superiore del pannello (dove sono applicate le forze d'inerzia Fi associate ai carichi verticali e l'azione del tirante) è:

$$\delta x_T = \delta x_N = H \Psi = H.$$

Lo spostamento verticale del punto di applicazione del carico verticale N é:

$$\delta y_N = \alpha L \Psi = \alpha L$$
.

L'equazione di equilibrio di piano si scrive:

$$\begin{split} &-2\;N\;\delta y_N - 2\;W\;\delta\,y_{G_{bS}} + 2\;\lambda\;(F_d + F_S)\;\delta\,x_{G_{xN}} + 2\;\lambda\;\;F_b\,\delta\,x_{G_{bS}} + \;\overline{T}_2\;\delta x_T = 0;\\ &-2\;N\;\alpha L - 2\;W\;\frac{L}{3} + 2\;\lambda\;(F_d + F_S)\;H + 2\lambda\;Fb_d\;\frac{2}{3}\;H + \;\overline{T}_2\;H = 0. \end{split}$$

Si ottiene:

$$\lambda = 0.187.$$

superiore al valore 0.16 dato dalla normativa.

In maniera del tutto analoga si effettua poi la verifica per i pannelli inferiori, ottenendo $\lambda = 0.21$, ancora una volta superiore al valore normativo.

Verifica della parete frontale AD alle azioni nel piano (Verifiche tensionali medie secondo il D.M. 20/11/87) In alternativa all'analisi limite appena illustrata, si propone la verifica della parete in esame secondo il procedimento suggerito dal D.M. 20/11/87.

Come si è detto nei paragrafi precedenti, i risultati del calcolo, riportati di seguito, sono da leggere comunque in parallelo con quelli ottenuti con la metodologia appena adoperata, al fine di ottenere ulteriori conferme.

- Schema di calcolo

La parete in esame, assoggettata ai carichi verticali ed orizzontali, definiti nei paragrafi precedenti, è esaminata sulla base di due distinte modellazioni; entrambe assumono un comportamento elastico-lineare per i costituenti, utilizzando una logica che, a favore di sicurezza, prescinde da ogni possibilità di redistribuzione tensionale in fase post-elastica. Tale approccio consente di evitare ogni assunzione sulle modalità di comportamento degli elementi al di là del limite elastico, e, conseguentemente, anche sul limite di duttilità che la normativa impone di controllare. Ciò riduce al minimo indispensabile le scelte relative alla modellazione numerica della parete, limitandole esclusivamente alla scelta dello schema strutturale che si ritiene più idoneo.

Come si è già detto nei paragrafi precedenti esistono molti schemi che sono ritenuti ammissibili per il calcolo delle sollecitazioni negli elementi.

In questo esempio l'analisi è stata condotta utilizzando le sollecitazioni derivanti da uno schema a telaio piano con nodi rigidi di dimensione finita, e, in alternativa, uno schema ottenuto modellando l'intera parete con elementi finiti quadrangolari a quattro nodi.

In questo secondo caso, al fine di ricondurre i risultati nell'ambito richiesto dal D.M. 20/11/87, le tensioni locali sono state integrate sull'intera sezione trasversale dei maschi murari, ottenendo così le caratteristiche della sollecitazione equivalenti.

In Fig. 13.32 sono mostrati i due schemi di calcolo utilizzati nell'analisi, e i campi di tensione.ottenuti nell'analisi ad elementi finiti. Le sezioni prese in esame per le verifiche tensionali sono quelle poste al piede della parete. Le sollecitazioni per il maschio di sinistra e per quello di destra sono riportate di seguito, con riferimento ai due schemi di calcolo.

🗷 — Telaio a nodi rigidi

| | Maschio di sinistra | Maschio di destra |
|---|---------------------|-------------------|
| И | 120.61 KN | 171.66 KN |
| T | 24.50 KN | 24.52 KN |
| M | 53.68 KN m | 51.73 KN m |

Modello ad elementi finiti

| | Maschio di sinistra | Maschio di destra |
|---|---------------------|-------------------|
| N | 125.43 KN | 185.20 KN |
| T | 23.24 KN | 25.86 KN |
| M | 47.08 KN m | 62.29 KN m |

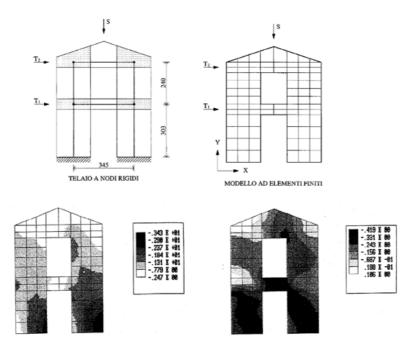


Fig. 13.32 - Schemi di calcolo e mappe tensionali.

Nei punti successivi si riportano, a titolo esemplificativo, le verifiche a pressoflessione e taglio per il maschio di sinistra.

È da sottolineare che tale verifica non è esaustiva, in quanto occorre prendere in considerazione tutte le possibili combinazioni di carico previste dalle norme.

- Verifica a pressoflessione

Le verifiche sono effettuate utilizzando i valori rinvenienti dallo schema a telaio. La procedura prevista dal D.M. impone innanzitutto di calcolare l'eccentricità longitudinale e_b del carico N_d ; essa vale:

$$e_b = \frac{M_b}{N_d} = \frac{53.68}{120.61} = 0.455 \text{ m}.$$

Tale eccentricità eb non deve superare il limite indicato dalla seguente espressione:

$$\frac{6e_b}{I} = 1.41 < 2.$$

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che il carico verticale di calcolo N_d sia inferiore al carico di rottura del muro, in applicazione della seguente espressione:

$$N_d = \Phi_t \Phi_b f_d A$$
,

in cui:

A=area della sezione orizzontale del muro;

f_d=resistenza a compressione di calcolo del muro;

 Φ_t =coefficiente di riduzione della resistenza in funzione delle eccentricità trasversali;

 Φ_b = coefficiente di riduzione della resistenza .

- Calcolo di Φ_t

Si assume che l'eccentricità strutturale e_s sia nulla, mentre l'eccentricità accidentale derivante da tolleranze di esecuzione sia:

$$e_a = \frac{2.60m}{200} = 0.013 \text{ m};$$

 $e_t = |e_s| + |e_a| = 0.013 \text{ m};$

Dalla tabella in normativa si ricava:

$$m_t = \frac{6e_t}{t} = 0.15;$$

-Calcolo di Φ_h

$$e_b = 0.455 \text{ m}; \quad m_b = 1.41;$$

ponendo h/t=0 nella tabella della normativa si ricava:

$$\Phi_{\rm b} = 0.443$$

$$N_d = 120.61 \text{ KN} < \Phi_t \Phi_b \text{ } f_d \text{ A} = 391 \text{ KN};$$

con $f_d = 1$ MPa, A= $(1.9 \cdot 0.52)$ m².

-Verifica a taglio

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che l'azione orizzontale di calcolo V_d sia inferiore alla resistenza a taglio di calcolo f_{Vd} secondo la seguente espressione:

$$V_d \leq \beta f_{Vd} A$$
;

con β = coefficiente di parzializzazione della sezione.

- Calcolo di β

$$\frac{6e_b}{I} = 1.41 > 1;$$

si dovrà pertanto calcolare β mediante l'espressione:

$$\beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_b}{L} = 0.795$$

In assenza di determinazioni sperimentali, la verifica viene effettuata eseguendo direttamente un controllo sulla resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{Vd0} , necessaria per il soddisfacimento della precedente diseguaglianza.

Infatti:

$$f_{Vd} = f_{Vd0} + 0.4 \frac{N_d}{A}$$
;

da cui:

$$f_{Vd0} \! \geq \frac{V_d}{\beta A} \! - \! 0.4 \frac{N_d}{A} \, . \label{eq:fvd0}$$

Si ottiene una f_{Vd0} minima negativa, e pertanto la verifica è soddisfatta.

13.5. CONCLUSIONI

La materia trattata in questo capitolo risulta connotata da un carattere particolare in maniera evidente. Essa, in quanto operante su un organismo strutturale già in essere, a volte anche da centinaia di anni, deve fare i conti con situazioni meccaniche spesso difficilmente valutabili ed inquadrabili in schemi precostituiti. È già stato sottolineato che per questo motivo l'atteggiamento da tenere deve avvicinarsi più a quello di un medico, che esamina un paziente valutando i caratteri particolari della sua anamnesi, piuttosto che dell'ingegnere, che pretende di fornire ricette precise, inquadrate in metodologie precostituite ed attuate in maniera spesso acritica.

In risposta a tale esigenza la Norma deve abbandonare il più possibile la sua natura prescrittiva e cogente, cercando di perseguire invece un approccio indirizzato all'attuazione di particolari codici di pratica, costruiti sulla base di considerazioni magari interdisciplinari e tarate comunque sul problema in esame.

Un argomento per tutti.

La larga utilizzazione di iniezioni, perforazioni armate, pre-sollecitazioni ed altri magisteri lontani.dalle tecnologie adoperate nel passato, se non sorretta da severe valutazioni circa la loro efficacia, può portare spesso a danni irreparabili nell'organismo strutturale, danni a volte di contenuto più disastroso di quelli provocati dallo

stesso evento sismico. Viceversa, l'impiego di tecniche più "amichevoli", dello stesso tipo di quelle adoperate in origine nella costruzione dell'immobile, nel proporre un impatto meno deciso sul suo regime statico, riescono ad assecondarne il funzionamento, comportando in definitiva un miglioramento a livello della sicurezza, a volte in maniera cruciale e sicuramente con carattere di elevata durevolezza.

In proposito è opportuno rimarcare che edifici esistenti da decenni, se non da secoli, caratterizzati da struttura non puntiforme, ma continua, come le strutture murarie, trovano spesso configurazioni di equilibrio diverse da quelle previste in sede di progetto o prevedibili in sede di risanamento. È allora molto più pericoloso alterare tali configurazioni con interventi di pesante "miglioramento", piuttosto che correggere semplicemente le malfunzioni più evidenti, con la volontà di assecondare la meccanica già consolidata all'interno dell'organismo.

Tale deve essere in definitiva la filosofia di base delle norme che non può rimanere indifferente a queste motivazioni e neutrale nei riguardi dell'analisi dei succitati "principi di base", i quali, come tali, dovrebbero, soli, formare il corpo prescrittivo di un Decreto riguardante l'ingegneria antisismica delle costruzioni murarie esistenti.

13.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) Alberto Defez, "Il consolidamento degli edifici", Liguori Editore, Napoli, 1981.
- (2) Franco Braga, "Criteri e tecniche di intervento sulle strutture murarie", ne IL CONSOLIDAMENTO DELLE COSTRUZIONI a cura di G. Del Piero, Lezioni tenute al 2° Convegno di studio sul Consolidamento delle Costruzioni, Udine 21-26 Giugno 1982, Collana di Ingegneria strutturale, n. 1, pp. 121-152, CISM Udine.
- (3) Ente Regionale Toscano per l'assistenza tecnica e gestionale, "*Tecnica e pratica del Recupero edilizio*", ALINEA Editrice, Firenze 1986.
- (4) Raccomandazioni relative agli interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche. Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, Giugno 1986, Atti del 1° Seminario di Studi: La protezione del patrimonio culturale, la questione sismica, Istituzioni e Ricerca Universitaria, Venezia, Aprile 1987.
- (5) Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 Dicembre 1987.
- (6) Mauro Dolce, "Comportamento degli edifici e modellazione delle pareti per azioni fuori del piano", Corso sul "Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica", Coordinatore Franco Braga, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza, Febbraio 1989.
- (7) "Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia", a cura di Antonino Giuffré, Editori Laterza (8) Direttive per la redazione ed esecuzione di progetti di restauro comprendenti interventi di "miglioramento" antisismico e "manutenzione" nei complessi architettonici di valore storico-artistico in zona sismica, Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, Luglio 1989.
- (9) Claudio Modena, "Il calcolo delle murature: esempi ed indicazioni pratiche", Costruire in Laterizio, Gennaio-Febbraio 1989, n. 7, pp. 47-54, PEG Editrice, Milano.
- (10) Carlo Gavarini, "L'intervento sul patrimonio monumentale esposto al rischio sismico", Costruire in Laterizio, Luglio-Agosto 1990, n. 16, pp. 267-271, PEG Editrice, Milano.
- (11) Paolo Rocchi, Carmen Piccirilli, "Manuale del consolidamento: contributo alla nascente trattatistica", Edizioni DEI, Tipografia del Genio Civile, Roma 1991.
- (12) G. Righetti e L. Bari, "L'edificio in muratura", Edizioni Lambda, Padova, 1993.
- (13) Corrado Latina, "Muratura portante in laterizio: Tecnologia, Progetto, Architettura", Edizioni Laterconsult, Roma, 1994.
- (14) Giuseppe Pistone, "Analisi strutturale al calcolatore del comportamento della chiesa di S. Giovanni Battista in Farigliano (Cuneo)", Costruire in Laterizio, Novembre-Dicembre 1995, n. 48, pp. 460-465, DiBaio Editore, Milano.
- (15) Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n 29 del 5 Febbraio 1996.
- (16) Ministero dei Lavori Pubblici Presidenza del Consiglio Superiore Servizio Tecnico Centrale Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996".
- (17) Carlo Gavarini, "Aspetti fondamentali delle normative sismiche per le costruzioni in muratura", Atti del Convegno Nazionale "La meccanica delle murature tra teoria e progetto", Messina 18-20 Settembre 1996, pp. 523-527, Pitagora Editrice, Bologna, 1996.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

CAP. 14 - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SU EDIFICI IN CEMENTO ARMATO E IN ACCIAIO (C.9.6, C.9.7, All. 2 e 4 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)

(Gaetano Zingone)

SOMMARIO

- 14.1. Generalità 14.3
- 14.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 14.5
 - 14.2.1. Esame dei contenuti di C.9.6 e C.9.7 14.6
 - 14.2.2. Esame dei contenuti dell'Allegato 2 14.10
 - 14.2.3. Esame dei contenuti dell'Allegato 4 14.15
- 14.3. Commenti e miglioramenti possibili 14.22
- 14.4. Esempi di applicazioni 14.36
- 14.5. Conclusioni 14.43
- 14.6. Bibliografia 14.45

CAP. 14 - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SU EDIFICI IN C. A. E IN ACCIAIO

(C.9.6, C.9.7, All. 2 e 4 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)

(Gaetano Zingone)

14.1. GENERALITA'

La progettazione di edifici a tipologia ordinaria con strutture in cemento armato o in acciaio, da realizzare in zona sismica, rientra ormai in una operazione di routine professionale. A riguardo, la recente normativa emanata con D.M.16.1.96, sebbene suscettibile di miglioramenti, costituisce una utile guida aggiornata per gli usi della pratica tecnica. Inoltre, la diffusione di strumenti di calcolo sempre più sofisticati, ha contribuito a rendere il compito degli ingegneri ancora più facile.

Lo stesso non può dirsi per quanto attiene gli interventi di adeguamento sugli edifici esistenti che, difficilmente, risultano conformi alla suddetta normativa. Questa operazione si complica ulteriormente se si tratta di intervenire su edifici colpiti da sisma. Le difficoltà sono essenzialmente da attribuire a due motivi di diversa natura:

- il primo connesso alla diagnostica strutturale dei sistemi su cui intervenire;
- il secondo dipendente dalla complessità delle operazioni di modellazione.

E' inoltre di fondamentale importanza tenere presente che, al fine di una corretta individuazione di interventi efficaci e rispondenti, non può assolutamente prescindersi da una accurata analisi strutturale del comportamento globale dell'edificio tenendo conto delle risorse di resistenza che tutti gli elementi costitutivi strutturali e non strutturali sono in grado di offrire. La validità dei risultati di una analisi di questo tipo dipende essenzialmente dalla rispondenza di comportamento che il modello assunto a base del calcolo ha con il sistema reale.

Le difficoltà connesse alle operazioni di rilevamento si riescono in buona parte a superare seguendo il procedimento di indagine schematizzato in Fig.14.1. I percorsi indicati, da effettuare collateralmente, sono sostanzialmente due: il primo basato sulla elaborazione statistica delle notizie e dei dati censiti, rivolto alla determinazione del livello di vulnerabilità; il secondo finalizzato alla determinazione della pericolosità del sito attraverso la elaborazione statistica dei dati contenuti nella mappa sismogenetica. Incrociando queste due informazioni si perviene ad una corretta valutazione del livello di rischio sismico della costruzione in esame. Altro risultato interessante che si riesce a conseguire è quello riguardante la classificazione tipologica di edifici aventi comportamento sismico omogeneo.

Questa operazione, utile in ogni caso, risulta indispensabile quando si tratta di intervenire su vaste aree costruite. Soltanto riconducendo il singolo edificio ad una ben definita tipologia di appartenenza, si riesce facilmente a semplificare tutti gli altri aspetti connessi all'adeguamento sismico. Infine, attraverso la pianificazione delle operazioni di intervento, risulta facile pervenire al tracciamento delle mappe dinamiche di un intero centro costruito.

Con riguardo alle difficoltà connesse alle operazioni di modellazione, si fa rilevare che, per quanta precisione ed attenzione possano prestarsi in fase di indagine per una corretta interpretazione del loro comportamento attraverso modelli appropriati, non sempre si riesce a definire schemi strutturali di sufficiente rispondenza. Le complicazioni maggiori derivano dal fatto che il modello assunto a base del calcolo e la struttura reale devono presentare caratteristiche dinamiche quanto più possibile vicine.

Le metodologie approssimative che di solito vengono impiegate non consentono di soddisfare la suddetta esigenza. A questi risultati si può soltanto pervenire facendo ricorso alle moderne tecniche di identificazione strutturale di cui in Fig. 14.2 è presentata, in forma compatta, la metodologia di analisi.

Una volta definito il modello di riferimento sulla base dei dati censiti attraverso le operazioni di rilevamento, è possibile calcolare la risposta in termini di frequenza di primo tentativo e programmare l'indagine di carattere sperimentale.

Dovendo, per come si è detto, rispettare anche la rispondenza nei riguardi del comportamento dinamico tra modello e struttura reale, il tipo di analisi indicato richiede necessariamente una prova di carattere vibrazionale in sito, rivolta al rilievo della risposta in termini di caratteristiche dinamiche (frequenza, spostamenti massimi, ecc.). Per l'espletamento di una prova del genere, è sufficiente rilevare la risposta sotto l'effetto delle vibrazioni indotte dal rumore ambientale (traffico urbano, vento, ecc.), utilizzando sismometri o accelerometri.

Note le caratteristiche dinamiche si procede alla calibrazione del modello di riferimento inizialmente assunto, pervenendo alla soluzione del problema di identificazione. Utilizzando questo modello si riesce ad individuare le zone di rischio, a programmare gli interventi più idonei al fine di migliorare la resistenza nei confronti delle azioni sismiche, ed a valutare il nuovo livello di rischio.

Altri due argomenti di rilevante interesse, che certamente non possono essere trascurati per una corretta operazione di adeguamento sismico, sono quelli riguardanti la duttilità strutturale e la stabilità dell'equilibrio. Soltanto facendo ricorso ad interventi che consentano di dissipare energia sismica, attraverso un comportamento duttile, si perviene a soluzioni efficaci ed economicamente accettabili. Il problema della stabilità dell'equilibrio riguarda più semplicemente le strutture in acciaio, che in genere presentano rilevante snellezza, ed è da considerare sia con riguardo al comportamento locale che globale.

Di questi due problemi si riferirà al paragrafo 14.3, dedicato ai miglioramenti possibili delle attuali prescrizioni di norma.



Fig. 14.1

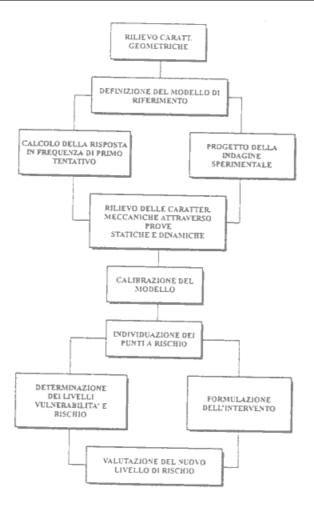


Fig. 14.2

14.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Nel D.M. del 16.1.96, le prescrizioni dedicate agli interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato e con struttura in acciaio, sono trattate rispettivamente in C.9.6 e C.9.7.

Ad integrazione delle suddette norme, con una successiva circolare n° 65 del 10.04.97, sono state messe a punto, a cura del Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei LL.PP., delle istruzioni finalizzate ad una migliore interpretazione ed a facilitarne l'applicazione. In questa circolare, le istruzioni riguardanti le prescrizioni in esame sono quelle contenute negli ALLEGATI 2 e 4. I contenuti delle prescrizioni C.9.6 e C.9.7., così per come sono formulati, possono essere considerati raccomandazioni ad indirizzo di carattere generale. Le istruzioni relative agli ALLEGATI 2 e 4 sono invece rivolte, più specificatamente, agli elementi strutturali in c.a. di tipo intelaiato. Nessuna istruzione specifica viene fornita nei riguardi delle costruzioni in acciaio.

Con riferimento alle prescrizioni e alle istruzioni di cui si è detto, si riportano di seguito i risultati emersi dall'esame degli argomenti trattati, unitamente a rilievi e considerazioni che si ritengono utili sia ai fini interpretativi che per l'applicazione a casi concreti.

14.2.1. ESAME DEI CONTENUTI DI C.9.6 e C.9.7

Le prescrizioni relative alle due tipologie considerate in C.9.6 e C.9.7, riguardano i seguenti tre argomenti:

- la definizione dello schema strutturale;
- l'analisi dei materiali ed i particolari costruttivi,
- la verifica sismica.

Pertanto, nel prendere in esame i contenuti delle suddette prescrizioni, si è ritenuto opportuno dedicare una prima parte *a*) ai concetti di base, sostanzialmente comuni alle due tipologie, ed una seconda parte *b*) agli argomenti di carattere più specifico, che si differenziano in ragione dei materiali impiegati.

a) Prescrizioni di base

I componenti costitutivi di una costruzione, sogliono normalmente distinguersi in:

- componenti strutturali, cui è affidato il ruolo di assorbire le azioni indotte dai carichi e rinviarle alle fondazioni;
- componenti non strutturali, destinati a rendere funzionale il sistema.

Alla prima categoria appartengono gli elementi monodimensionali e bidimensionali. Elementi monodimensionali sono le travi ed i pilastri, riconducibili a sistemi lineari il cui comportamento è valutabile attraverso la deformazione dell'asse baricentrico. Elementi bidimensionali sono le lastre e le piastre, riconducibili a sistemi piani il cui comportamento è valutabile attraverso la deformata del piano medio. Questi elementi vengono di solito impiegati per la realizzazione di solai, nuclei di scale ed ascensori, o di pareti ad effetto irrigidente. Elementi strutturali particolari, di primaria importanza, sono pure da considerare i nodi travi-pilastri e tutti i sistemi di collegamento tra i componenti di vario tipo. Anche i sistemi di fondazione superficiali sono costituiti da travi, da piastre o dalla combinazione di entrambi.

Alla categoria di componenti non strutturali appartengono: i pannelli di tamponamento; i divisori interni; i sistemi di copertura; le rampe di scala; i balconi e tutti gli altri elementi di definizione dell'edificio.

Ciò premesso, si riferisce sui risultati dell'esame effettuato facendo riferimento ai tre argomenti prima richiamati.

- Definizione dello schema strutturale (C.9.6.1 - C.9.7.1)

L'analisi strutturale di un sistema edilizio viene effettuata sulla base di opportuni schemi semplificati, che vengono semplicemente chiamati modelli di calcolo. La definizione di questi modelli può risultare più o meno rigorosa in dipendenza delle informazioni attinte durante le operazioni di rilevamento dello stato di fatto e delle ipotesi assunte nei riguardi del comportamento dei materiali e dei vari elementi costitutivi. Tutte queste informazioni devono essere tradotte in uno schema che prende il nome di schema strutturale che sostanzialmente è un modello matematico rappresentativo dell'intero organismo, il cui comportamento deve risultare il più vicino possibile a quello reale.

Alla definizione dello schema strutturale si può pervenire, o per via rigorosa, seguendo le tecniche basate sulla identificazione strutturale di un edificio esistente, oppure per via approssimata, seguendo le prescrizioni di norma.

In ogni caso, risulta assolutamente necessario tener conto delle risorse di resistenza che tutti gli elementi strutturali e non strutturali. Ciò può essere ottenuto attraverso un accurato esame di carattere globale, esteso ai singoli elementi costitutivi dell'intero organismo strutturale, accompagnato dalla scelta di modellazioni appropriate, adatte ad interpretare il comportamento reale ed il contributo di resistenza offerto da ciascuno di essi.

Con riguardo agli elementi strutturali principali, travi e pilastri, oltre alle caratteristiche intrinseche, dovranno essere rilevate le irregolarità, sia di ordine geometrico che costruttivo. Tra le irregolarità di carattere geometrico, particolare importanza assumono: le variazioni brusche di sezione; l'uso di travi a spessore; l'eccentricità tra assi di travi e pilastri; la presenza di strutture a sbalzo; l'inclinazione delle strutture a livello di copertura. Tra le

irregolarità di ordine costruttivo, devono essere attentamente evidenziate tutte le imperfezioni connesse alle operazioni di tracciamento e posizionamento, nonché il mancato rispetto della verticalità e orizzontalità.

I nuclei di scale ed ascensori, sono di solito dotati di una rigidezza maggiore degli altri elementi strutturali. Pertanto, nei confronti delle azioni sismiche, questi elementi possono assumere un significato di particolare importanza. Comunque, c'è da tenere presente che il contributo di resistenza da essi offerto non dipende solo dal sistema strutturale adottato, ma anche dalla posizione che occupano all'interno dell'edificio. Sistemi molto rigidi di questo tipo, disposti in posizione decentrata, possono addirittura dare origine ad effetti torsionali di notevole pericolosità. Ciò induce a prestare particolare attenzione nel valutare il contributo offerto da questi elementi, attraverso la scelta di modelli appropriati, tenendo soprattutto conto dell'aspetto connesso al comportamento globale dell'intero sistema strutturale. Per i motivi sopra esposti, può risultare addirittura controproducente intervenire su questi elementi per irrigidirli ulteriormente, come in qualche caso si è verificato, con gravi conseguenze.

I modelli che possono essere adottati sono diversi e la scelta dipende dal sistema strutturale adottato. Nel caso di nuclei costituiti da pilastri e travi orizzontali o a ginocchio, può farsi ricorso a modelli semplificati a telaio o di tipo reticolare, mentre in presenza di nuclei scatolari, costituiti da lastre continue, dovrà farsi necessariamente riferimento ad una discretizzazione in elementi finiti. Per sistemi misti, telai-lastre, possono ancora essere adottati modelli semplificati, sostituendo alle lastre delle diagonali di rigidezza equivalente.

Con riguardo agli elementi non strutturali, l'attenzione maggiore va rivolta a quelli che, per le loro caratteristiche di rigidezza e resistenza, possono influire significativamente sul comportamento globale del sistema. Trascurare gli effetti dovuti a questi elementi non sempre si traduce in operazioni favorevoli per la sicurezza strutturale. Così come per i nuclei di scala ed ascensori, precedentemente esaminati, anche gli elementi non strutturali, in dipendenza della posizione che occupano, possono dar luogo ad effetti nocivi di carattere torsionale. Nello stesso tempo, però, è da tenere presente che il contributo da essi offerto può risultare utile, dal punto di vista dell'adeguamento sismico.

Tra tutti gli elementi non strutturali presenti in un edificio, quelli più importanti da prendere in considerazione sono sicuramente i pannelli di chiusura esterni inseriti nelle maglie dei telai. Questi pannelli, di solito realizzati in muratura, possono essere pieni o forati per la presenza di porte e finestre. Sullo schema strutturale devono essere accuratamente posizionati distinguendo le due diverse tipologie.

Nei riguardi di un'operazione di adeguamento sismico, si può fare affidamento sul contributo offerto da questi elementi per risolvere due problemi fondamentali: la correzione di dissimmetrie strutturali, finalizzata alla riduzione degli effetti di carattere torsionale; il conferimento di una maggiore rigidezza all'intero organismo strutturale. I modelli che possono essere adottati per tener conto del contributo offerto da questi elementi, si diversificano in relazione alla tipologia ed alle semplificazioni di calcolo che si vogliono ottenere.

In tema di adeguamento sismico, un ruolo non secondario assumono le strutture orizzontali, chiamate comunemente solai. La funzione di questi elementi è quella di trasmettere i carichi sia verticali che orizzontali di origine sismica, alle strutture portanti principali. Risulta, pertanto, interessante verificare se i solai, sia in termini di rigidezza, che di resistenza, consentono di assolvere questa importante funzione.

I solai degli edifici sono in genere costituiti da travetti in c.a. e laterizi, ed il loro spessore è di solito tale da garantire adeguata rigidezza nel loro piano, tanto da potere assumere l'ipotesi di comportamento infinitamente rigido. L'insidia maggiore di queste strutture è rappresentata da fenomeni di degrado, dovuti alla corrosione delle armature, che ne compromettono la resistenza. Per i motivi già precisati, e soprattutto per le esigenze connesse ai problemi di adeguamento, per cui le doti di rigidezza dei solai assumono rilevante importanza, è sempre conveniente intervenire su queste strutture per il ripristino statico e funzionale, facendo ricorso a delle opere di riparazione, di cui si dirà nel seguito, e, se necessario, a sistemi sussidiari di irrigidimento.

- Analisi dei materiali e particolari costruttivi (C.9.6.2 - C.9.7.2)

Trattandosi di interventi da effettuare su edifici esistenti, assume rilevante importanza valutare non solo la qualità dei materiali impiegati, ma anche e soprattutto lo stato di conservazione degli stessi. Sino a qualche tempo fa, le tecniche costruttive adottate lasciavano molto a desiderare circa la conservazione nel tempo delle caratteristiche resistenti dei materiali impiegati ed il controllo veniva affidato, per massima parte, ai costruttori ed al collaudatore, che di solito interveniva a strutture ultimate. Le problematiche riguardanti il controllo della qualità dei prodotti e delle opere sono diventate discipline dell'ingegneria strutturale solo di recente. Ad aggravare i processi di degrado contribuisce, inoltre, la scarsa attenzione riposta nei riguardi dei lavori di manutenzione, spesso completamente trascurati.

Di fronte a questa situazione, in fase di rilevamento deve essere prestata massima attenzione nell'accertare le condizioni di resistenza dei vari elementi strutturali e dei materiali, sia con riguardo alla qualità, che alla conservazione. Attenzione particolare deve essere rivolta agli elementi strutturali di dettaglio, impiegati per assicurare il funzionamento spaziale del sistema strutturale.

Con riferimento ai sistemi a telaio, rilevante importanza assumono i nodi trave-pilastro. Questi nodi devono offrire una resistenza tale da consentire agli elementi strutturali collegati di potere espletare tutte le risorse di resistenza di cui sono dotati. Pertanto, il loro comportamento deve essere analizzato sotto le condizioni più severe di carichi ciclici, tenendo conto dello stato di fatto e, soprattutto, della presenza di dissesti localizzati e di lesioni che, in fase di indagine, dovranno essere attentamente rilevate, sia con riguardo all'ampiezza, che al loro andamento. Il collasso di soli pochi nodi, può innescare meccanismi di notevoli proporzioni, anche se tutti gli altri elementi strutturali sono sovradimensionati. La maggior parte dei crolli di interi edifici colpiti da sisma, sono stati originati dal cedimento di elementi strutturali di dettaglio e, in modo particolare, dal cedimento dei nodi.

Oggi si dispone di strumentazioni di rilevamento abbastanza precise che, attraverso prove in sito non distruttive, consentono, con sufficiente approssimazione, di rilevare tutte le caratteristiche e i dati necessari per una accurata valutazione delle doti di resistenza e duttilità di questi elementi. Di queste prove, che si differenziano in rapporto ai materiali impiegati, si dirà nei successivi paragrafi dedicati più specificatamente alle due tipologie in esame.

In sede di definizione dello schema strutturale, gli elementi di dettaglio devono essere correttamente interpretati attraverso modelli rispondenti all'effettivo comportamento e, quindi, introdotti nello schema stesso.

- *Verifica sismica* (C.9.6.3 C.9.7.3)
- L'operazione destinata a migliorare le doti di resistenza di un sistema strutturale esistente, nei confronti dei carichi sismici, richiede necessariamente due distinte verifiche:
- la prima, da espletare con riferimento allo schema strutturale rispondente allo stato di fatto;
- la seconda, rivolta allo schema strutturale modificato con l'introduzione degli interventi di adeguamento.

La prima verifica, oltre a fornire una valutazione, seppure convenzionale, della sicurezza dell'opera nello stato di fatto, si rende utile per l'individuazione delle zone a rischio bisognose di interventi migliorativi e, quindi, per la messa a punto del programma degli interventi da effettuare. I risultati di questa prima analisi vengono utilizzati per la definizione dello schema strutturale modificato con l'introduzione degli interventi di adeguamento previsti, da sottoporre alla seconda verifica, finalizzata alla determinazione della risposta nei confronti del sisma di progetto. Sarà così possibile accertare la validità degli interventi previsti e, in particolare, verificare se il livello di rischio è rientrato nei limiti ammessi dalle prescrizioni di norma.

Non sempre queste due verifiche risultano sufficienti. Nel caso in cui gli interventi previsti non dovessero risultare adeguati, si dovrà procedere per via iterativa, operando su schemi aggiornati, sino ad ottenere i limiti imposti.

b) Prescrizioni a carattere specifico.

Le prescrizioni di carattere specifico riguardano il diverso comportamento dei materiali impiegati nelle due tipologie strutturali considerate (cemento armato e acciaio), per cui esse riguardano essenzialmente gli aspetti connessi all'analisi dei materiali ed ai problemi costruttivi contemplati ai punti C.9.6.2 *e C.9.7.2*

- Edifici in cemento armato

Le risorse di resistenza, le doti di duttilità e le capacità dissipative dei vari elementi strutturali, dipendono essenzialmente dalla qualità e dallo stato di conservazione dei due componenti costitutivi: conglomerato e armatura metallica. Con riguardo a questi due materiali, le proprietà più importanti che devono essere accuratamente rilevate sono: le caratteristiche fisico-chimiche e lo stato di conservazione.

Per quanto attiene le caratteristiche meccaniche del conglomerato, il procedimento che offre sufficiente affidabilità è quello di dedurre il legame costitutivo attraverso prove di laboratorio su carote di adeguate dimensioni da prelevare sul posto. La conoscenza del suddetto legame risulta utile non solo per la determinazione delle tensioni ammissibili, ma anche per dedurre informazioni sul comportamento oltre il limite elastico, sino a rottura. Operando su carote di piccolo diametro, possono essere effettuate prove per la determinazione di tutte le altre caratteristiche fisico-chimiche previste dalle norme.

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle armature devono essere dedotte attraverso prove di laboratorio su barre da prelevare sul posto da elementi strutturali secondari e facilmente riparabili.

Altrettanto utili risultano le prove in sito di carattere non distruttivo, da effettuare con le strumentazioni di vario tipo di cui oggi si dispone, che, sebbene di minore attendibilità, consentono di acquisire informazioni complementari che contribuiscono ad inquadrare la situazione dal punto di vista del comportamento globale.

Tra le apparecchiature di più ricorrente impiego sono da menzionare: il *pacometro*, adatto a rilevare la distribuzione delle armature e lo *sclerometro*, che consente, in modo molto semplice, di saggiare la resistenza del conglomerato.

Passando a considerare l'aspetto connesso allo stato di conservazione dei materiali, è da tenere presente che le cause più ricorrenti che danno luogo a processi di ammaloramento, sia del conglomerato, che delle armature, sono: l'azione nociva degli agenti esterni e i fenomeni di corrosione. Gli elementi strutturali maggiormente soggetti a questi inconvenienti sono quelli esterni, scarsamente protetti, che vengono più facilmente a contatto con l'atmosfera, e quelli a contatto con le fondazioni, ove è facile che si verifichi la risalita di umidità.

Altri elementi che vengono gravemente colpiti da questi fenomeni sono i travetti dei solai in laterocemento realizzati in opera, a causa della scarsa protezione delle armature per deficienza di calcestruzzo di ricoprimento. Per tutti questi elementi, sia in fase di accertamento, che in fase di analisi strutturale, dovrà porsi la massima attenzione, tenendo conto delle caratteristiche dedotte attraverso le prove e dello stato di degrado riscontrato.

Le prescrizioni specifiche assumono particolare significato nei confronti degli accertamenti rivolti a rilevare l'affidabilità degli elementi strutturali di dettaglio e, in particolare, dei nodi trave-pilastro, la cui fondamentale importanza è stata precedentemente messa in evidenza. Le modalità di indagine che devono essere accuratamente effettuate riguardano: la distribuzione e la disposizione delle armature; il quadro fessurativo. I fenomeni di dissesto, che frequentemente si riscontrano, sono dovuti a gravi carenze, sia delle armature di confinamento, che degli ancoraggi delle armature longitudinali. I problemi di analisi strutturale, connessi alle sollecitazioni di taglio, torsione e aderenza acciaio-calcestruzzo, vengono spesso sottovalutati e ciò comporta come conseguenza gli inconvenienti di cui si è detto.

Queste carenze devono essere accertate, sia per via diretta, attraverso prove non distruttive e, se è necessario, effettuando dei saggi rimuovendo il conglomerato di ricoprimento, che per via indiretta, rilevando lo stato di fessurazione. L'esame del quadro fessurativo riscontrato è, in molti casi, sufficiente a denunciare chiaramente quali sono le cause per cui le lesioni si sono verificate.

Per poter espletare una accurata analisi strutturale rispondente allo stato di fatto, è importante che il comportamento dei nodi trave-pilastro sia correttamente interpretato attraverso appropriati modelli. A questi risultati si perviene facendo riferimento a disegni di dettaglio di questi elementi approntati sulla base dei dati

rilevati. In possesso di questi disegni, è possibile pervenire ad una classificazione tipologica, basata sullo stato di efficienza e di resistenza di cui questi nodi sono dotati.

- Edifici in acciaio

L'acciaio è uno dei materiali più adatti per realizzare strutture in zona sismica. Infatti, esso, presentando elevata resistenza sia a trazione che a compressione, ed essendo dotato di notevoli doti di duttilità, è capace di far fronte ad azioni cicliche come quelle di natura sismica ed è in grado di dissipare buona parte dell'energia indotta dal sisma stesso. Le strutture di questi edifici si ottengono assemblando vari elementi, costituiti da profili in acciaio. I collegamenti, chiamati semplicemente giunti, si realizzano mediante saldatura o bullonatura. Il comportamento spaziale del sistema e la resistenza alle azioni esterne, sono sostanzialmente affidati alla efficienza dei giunti. Pertanto, è a questi elementi di collegamento che va rivolta particolare attenzione, e le prescrizioni specifiche sono sostanzialmente rivolte a garantire la perfetta efficacia di essi nelle varie fasi di lavoro. In particolare, dovranno essere valutate le caratteristiche resistenti di tutti gli elementi di giunzione attraverso un accurato esame, rivolto ad accertare la qualità, lo stato di conservazione e la integrità fisica di ogni loro parte.

Nelle strutture in acciaio, sono quasi sempre presenti dei sistemi di controvento, definite zone dissipative, costituiti da aste diagonali inserite nelle maglie del telaio o da nuclei in c.a. Anche nei riguardi di tali sistemi, in rapporto alla loro importante funzione, deve essere svolto un accurato esame al fine di accertare le condizioni di resistenza dei giunti tra gli elementi di telaio e le zone dissipative.

L'ancoraggio alle fondazioni degli elementi strutturali principali (colonne) viene realizzato mediante piastre di acciaio saldate alla base delle colonne e bulloni (tirafondi) annegati negli elementi di calcestruzzo. La resistenza delle colonne è affidata alla efficienza di questi sistemi di ancoraggio che, molto spesso, vanno soggetti a risalita di umidità dalle fondazioni e conseguentemente, a ossidazione. Con riguardo a questi ancoraggi devono essere attentamente rilevate in dettaglio lo stato di conservazione e, soprattutto, eventuali fenomeni di corrosione, al fine di potere valutare, con sufficiente attendibilità, le capacità di resistenza.

L'efficacia dei vari tipi di giunti considerati dipende sostanzialmente dalle modalità di connessione adottate: collegamenti saldati o bullonati. L'esecuzione di queste due operazioni richiede mano d'opera specializzata ed impiego di attrezzature adeguate. Per garantire che le connessioni vengano eseguite a perfetta regola d'arte e nel rispetto delle prescrizioni di norma, si deve necessariamente procedere ad accurati controlli, da effettuare mediante prove in sito. A questo scopo, sia in fase di rilevamento, che per la progettazione degli interventi, deve farsi riferimento a specifiche tecniche per la classificazione dei collegamenti e per la definizione di prescrizioni riguardanti i criteri di accettabilità.

Sostanzialmente i contenuti di queste prescrizioni devono precisare le modalità delle prove di carattere non distruttivo, finalizzate al controllo della qualità e della resistenza dei collegamenti. I controlli di più frequente uso, cui si fa riferimento, sono di ordine visivo, magnetoscopico, ultrasonico, radiografico.

Anche con riguardo alle modalità di esecuzione degli interventi e alla qualifica del personale, devono essere fissate delle prescrizioni specifiche.

Altri aspetti di carattere specifico che, in fase di accertamento e di analisi strutturale, non possono essere trascurati, sono quelli riguardanti i fenomeni di instabilità, che nei sistemi in acciaio, dotati di elevata snellezza, assumono un significato di particolare importanza.

14.2.2. ESAME DEI CONTENUTI DELL'ALLEGATO 2

Le istruzioni contenute nell'ALLEGATO 2 sono rivolte al delicato problema della interazione fra telai e pannelli murari di tamponatura. Questo argomento è stato e continua ad esser oggetto di studio da parte di numerosi ricercatori che, attraverso indagini sia di carattere teorico che sperimentale, si sono adoperati a fornire soluzioni sempre più rispondenti al reale comportamento, certamente di non facile interpretazione.

Ai risultati di maggior interesse e inerenti all'argomento in esame, si farà ricorso più specificatamente nel successivo paragrafo, dedicato ai commenti e miglioramenti possibili delle prescrizioni di norma emanate.

Ciò premesso, si passa all'esame dei contenuti dell'ALLEGATO 2, facendo riferimento agli argomenti di maggiore rilievo in esso contemplati.

- Modello di calcolo proposto

Attraverso prove su modelli costituiti da telai tamponati con pannelli di muratura, soggetti a forze orizzontali complanari, si è avuto modo di constatare che possono attingersi i seguenti tipi di meccanismi di rottura:

- a) rottura per scorrimento orizzontale sui letti di malta, situati nella zona centrale della tamponatura, dovuta al superamento delle tensioni limite per taglio (Fig. 14.3a);
- b) rottura lungo la diagonale, causata dal superamento della tensione limite tagliante (Fig. 14.3b);
- c) rottura lungo la diagonale, dovuta al superamento della tensione limite per trazione (Fig. 14.3c);
- d) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze di interazione tra telaio e pannello (Fig. 14.3d).

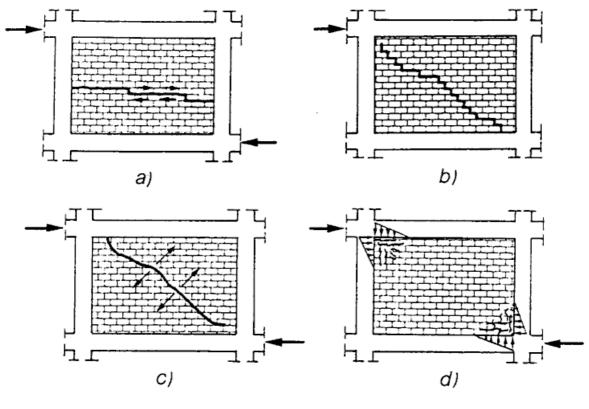


Fig. 14.3

I meccanismi a) e b) si verificano di solito in presenza di pannelli murari costituiti da conci di buona resistenza interconnessi con malte scadenti. Il meccanismo c) è tipico di pannelli realizzati con malte di buona resistenza. Il meccanismo d) si genera in presenza di pannelli di elevata resistenza inseriti nelle maglie di telai molto deformabili.

Il meccanismo che più frequentemente si riscontra nei sistemi intelaiati tamponati colpiti da sisma, è quello di tipo c) che si presenta con la classica rottura incrociata dovuta all'azione ciclica.

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti e delle esperienze acquisite in occasione di eventi sismici, si è ritenuto lecito assimilare il sistema composto telaio-tompagno ad un sistema equivalente costituito da un telaio controventato da due diagonali resistenti, alternativamente compressi (puntoni), rappresentativi del contributo offerto dal pannello (Fig. 14.4).

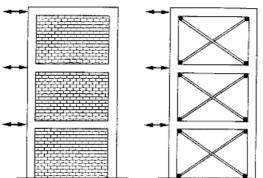


Fig. 14.4

- Campo di validità del procedimento proposto

Il modello di calcolo proposto è chiaramente approssimato ed il livello di approssimazione dipende da un insieme di condizioni che nell'ALLEGATO 2 sono sintetizzati in 4 punti. Da queste condizioni si fa dipendere la validità del procedimento di calcolo. Pertanto, tenuto conto anche delle considerazioni esposte al precedente paragrafo, si ritiene utile prendere in esame ciascuna di esse:

1° Condizione

Le indagini svolte, di cui si sono riportati i risultati più significativi e tutti gli altri studi di cui si è a conoscenza, si basano sulle seguenti ipotesi semplificative: pannelli in materiale elastico omogeneo; perfetta aderenza tra pannelli e telai.

Per i telai con pannelli in muratura queste due ipotesi difficilmente riescono ad essere verificate. Pertanto, in fase di rilevamento, acquista fondamentale importanza accertare non solo le caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali impiegati, ma anche quelle connesse ai magisteri costruttivi adottati ed in particolare, alle modalità di connessione dei pannelli con le strutture di contenimento.

Soltanto sulla base dei dati raccolti può decidersi sulla possibilità di adottare il modello di calcolo semplificato proposto.

2° Condizione

Con riguardo ai rapporti dimensionali per cui il procedimento può ritenersi valido, si è visto che un ruolo importante gioca anche il rapporto d/L (Fig. 14.8) che pertanto merita di essere tenuto in conto assieme al rapporto h/l previsto dalla circolare.

3° Condizione

Circa i fenomeni di instabilità, che si possono generare in relazione alla snellezza dei pannelli, oltre al rapporto h/t è importante considerare il tipo di connessione tra pannello e telaio che, come è noto, acquista rilevante significato per una corretta valutazione del carico critico. I pericoli consequenziali a questi fenomeni non sono da sottovalutare. In occasione di eventi sismici si è avuto modo di constatare spesso la fuoriuscita dei pannelli dal proprio piano per superamento del carico critico. A questi inconvenienti si va di solito incontro in presenza di telai molto deformabili a causa del distacco degli elementi di contorno dal pannello (Fig. 14.14). In questi casi per garantirsi da questi pericoli per una più corretta valutazione della larghezza W dei puntoni equivalenti,

sarebbe opportuno fissare dei limiti al rapporto d/t, con d = $\sqrt{l^2 + h^2}$, da dedursi attraverso una analisi rivolta allo studio della stabilità di elementi presso-inflessi in muratura di cui si farà cenno più avanti.

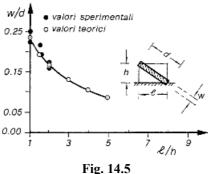
4° Condizione

Questa è l'unica condizione che si riferisce al caso di pannelli con aperture e così per come è esposta si presta a false interpretazioni. Infatti, non sempre è sufficiente che le aperture praticate nel pannello siano delimitati da telai di irrigidimento per assicurare che il comportamento sia assimilabile al modello proposto. Attraverso i risultati delle indagini sviluppate si è visto chiaramente che superando il rapporto d1/l (Fig. 14.8), anche se l'apertura è delimitata da un telaio, il contributo irrigidente offerto dal pannello risulta poco efficace. Pertanto, in presenza di pannelli forati, è opportuno fare ricorso a metodologie di calcolo più appropriate come quelle richiamate al precedente paragrafo.

- Valutazione della deformabilità laterale

La determinazione della larghezza del puntone equivalente rappresentativo del comportamento dell'intero pannello si presenta come un problema staticamente indeterminato di non facile soluzione. La rigidezza globale del sistema composto telaio-pannello dipende dalle caratteristiche meccaniche del pannello, ma anche dalla estensione e dalla distribuzione delle interazioni nelle zone di contatto situate ai vertici del pannello stesso. Queste ultime sono a loro volta funzioni piuttosto complesse delle rigidezze sia del telaio che del pannello.

In Fig. 14.11 è riportato un diagramma dedotto attraverso una indagine teorico-sperimentale che fornisce la variazione della larghezza W del puntone equivalente in funzione del rapporto tra lunghezza I ed altezza I del pannello.



I risultati sperimentali confermano la validità della trattazione teorica. La larghezza del puntone equivalente risulta variare tra d/4, per un pannello quadrato, e d/11 per un pannello con l/h = 5. La circolare impone di assumere W = d/10 che in ragione del rapporto l/h relativo ad edifici abitativi, appare abbastanza cautelativo. Per gli edifici di civile abitazione l/h assume valori compresi tra 2 e 3, per cui dal legame di Fig. 14.11 si deduce W = d/6 - d/8. A riguardo è bene tenere presente che assumere un puntone equivalente di sezione ridotta non sempre corrisponde ad una soluzione che dal punto di vista globale garantisca maggiore sicurezza.

- Verifica della tamponatura

Le verifiche previste nella circolare sono tre:

- verifica allo scorrimento orizzontale;
- verifica a trazione lungo la diagonale,
- verifica allo schiacciamento in corrispondenza degli spigoli.

La prima verifica serve a garantire da crisi per rottura lungo i letti di malta corrispondenti ai meccanismi a) e b), precedentemente definiti. Le seconda verifica serve a garantire da crisi per rottura lungo le diagonali, meccanismo c). La terza verifica serve ad evitare fenomeni di collasso localizzati agli spigoli, meccanismo d).

Nell'ambito delle approssimazioni assunte a base del procedimento di calcolo proposto, le espressioni analitiche riportate nella circolare possono ritenersi accettabili. Tuttavia, rimane da definire meglio il valore del coefficiente di struttura β da assumere per la determinazione della forza sismica orizzontale H_0 agente sul pannello in muratura. Non risulta chiaro infatti se fare riferimento al valore di assunto per l'analisi degli edifici con strutture

intelaiate (C.6.1.1 - β = 1; 1.2) oppure a quello relativo alle costruzioni in muratura (C.9.5.3 - β = 4). I risultati che si ottengono nei due casi risultano così disparati da indurre ad un più attento approfondimento del problema.

- Verifica delle strutture di contenimento in cemento armato

La presenza dei pannelli di tamponamento modifica lo stato di sollecitazione negli elementi del telaio. In base al modello di calcolo proposto, le sollecitazioni di momento, taglio e sforzo assiale, sono quelli corrispondenti al telaio in presenza dei puntoni equivalenti (Fig. 14.4). Per la verifica della sicurezza dei vari elementi del telaio, dovrà farsi riferimento alle sollecitazioni di calcolo, relative al telaio controventato, sommate a quelle aggiuntive imposte dalla circolare

Le sollecitazioni aggiuntive sono previste per garantirsi da eventuali cedimenti dei pilastri prima che il pannello possa offrire tutte le sue risorse, e sono:

- un taglio pari alla forza orizzontale H_0 calcolata per la tamponatura;
- un momento flettente $M = H_0 h/10$.

Anche nei confronti di queste sollecitazioni aggiuntive una corretta valutazione del coefficiente di struttura β , da cui dipende il valore di H_0 , assume particolare significato.

Pure sulle travi possono attingersi condizioni di crisi dovute alle azioni di interfaccia tra travi e pannello localizzate ai vertici del pannello stesso.

Come chiaramente si evince dalla deformata riportata in Fig. 14.6, l'interazione tra travi e pannello dipende dalla estensione α della zona di contatto tra i due elementi che a sua volta è funzione della deformabilità del telaio ed in particolare di quella delle travi.

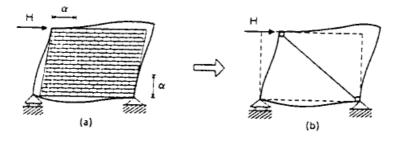


Fig. 14.6

Quindi la probabilità di crisi rimane legata alla presenza di telai piuttosto deformabili. In questi casi è consigliabile impiegare una armatura sussidiaria del tipo di quella rappresentata in Fig. 14.7.

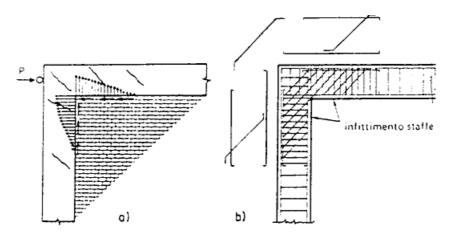


Fig. 14.7

14.2.3. ESAME DEI CONTENUTI DELL' ALLEGATO 4

I contenuti di questa parte delle istruzioni, dedicati all'applicazione delle norme, riguardano i provvedimenti tecnici di intervento rivolti prevalentemente alla riparazione e rafforzamento di edifici in cemento armato.

In particolare, vengono impartite delle istruzioni di dettaglio sulle modalità esecutive da seguire durante le singole fasi di realizzazione degli interventi a carattere locale, rivolti al ripristino di porzioni di elementi strutturali.

Nella premessa di queste istruzioni, è chiaramente sottolineato che gli interventi da effettuare dovranno essere in ogni caso improntati al conseguimento di due importanti obiettivi: il primo, riguardante il mantenimento nel tempo delle caratteristiche dei materiali impiegati, che si ottiene prestando particolare attenzione ai problemi della durabilità; il secondo, connesso al buon comportamento sismico globale dell'edificio, che l'insieme degli interventi, anche se di carattere locale, devono nel complesso assicurare. Conseguire questi due obiettivi, che in tema di interventi finalizzati all'adeguamento sismico assumono un ruolo di fondamentale importanza, non è facile. In ragione di ciò, prima di procedere all'esame delle istruzioni in oggetto, si ritiene utile fornire qualche ulteriore notizia sui due argomenti sopra richiamati, con l'intento di chiarire l'origine dei fenomeni di dissesto localizzato e la funzione dei prodotti specifici prescritti per l'esecuzione degli interventi di ripristino.

Con riguardo ai problemi di durabilità, è da tenere presente che il calcestruzzo risulta un materiale poroso. La sua struttura è interessata da una serie di pori e la porosità dipende dalla successione con cui questi pori vengono a disporsi e concatenarsi. La porosità implica permeabilità agli agenti atmosferici con cui il calcestruzzo viene a contatto, causando danni di vario tipo: modifica delle caratteristiche; processi fessurativi; e, se il calcestruzzo è armato, la corrosione delle armature.

Gli elementi contenuti nell'aria che provocano maggiori danni sono l'ossigeno e l'anidride carbonica. L'ossigeno risulta innocuo per il calcestruzzo, ma quando viene a contatto con le armature, partecipa a fenomeni elettrochimici che comportano formazione di ruggine, con conseguente aumento di volume ed esplosione del copriferro. L'azione dell'anidride carbonica sul calcestruzzo dà luogo al cosiddetto fenomeno di carbonatazione, provocando diminuzione del pH della pasta di cemento. Ne consegue che il ferro d'armatura non risulta più passivato ed in presenza di umidità ed ossigeno si innesca il processo di ossidazione. Nelle strutture in c.a. esistenti, danni di questo tipo sono piuttosto frequenti ed in occasione di eventi sismici le zone interessate sono ad elevato rischio.

Per quanto attiene l'individuazione e la programmazione degli interventi di carattere locale, che nel loro complesso devono garantire il buon comportamento globale del sistema strutturale nei confronti del sisma, il procedimento più corretto da seguire è quello basato sulle moderne tecniche di identificazione strutturale, precedentemente richiamate. Soltanto attraverso una operazione di questo tipo si riesce, tra l'altro, a stabilire se sono sufficienti gli interventi a carattere locale od occorre fare ricorso a sistemi più complessi ad effetto antisismico, capaci di conferire all'intero.sistema maggiore rigidezza e di dissipare energia.

Altre informazioni, che possono tornare utili per comprendere meglio il significato e la funzione degli interventi illustrati nelle istruzioni, sono quelli riguardanti il fenomeno dei dissesti localizzati che, nelle strutture in cemento armato colpite da sisma, sono piuttosto frequenti. Quasi sempre, questi dissesti traggono origine da scarso comportamento duttile degli elementi strutturali, dovuto a deficienze di armature di confinamento. Per elementi compressi, le doti di duttilità si riducono ulteriormente per la presenza dello sforzo normale ed inoltre è facile che, per deficienza di adeguata staffatura, si determini la rottura per instabilità delle armature longitudinali (buckling). In Fig. 14.8, è riportato un esempio di rottura per taglio di una trave per due diverse condizioni di carico.

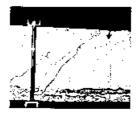


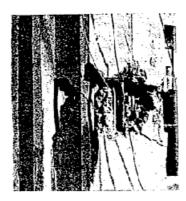


Fig. 14.8

La Fig. 14.9, si riferisce al caso di rottura per instabilità delle barre longitudinali.







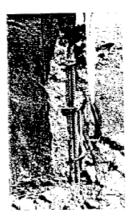


Fig. 14.9

Tutto ciò premesso, e tenendo conto delle problematiche sopra richiamate, si passa all'esame relativo ai provvedimenti tecnici di intervento, soffermandosi sugli aspetti di maggiore interesse dei vari argomenti trattati nell'ALLEGATO 4, cui si fa riferimento.

- Strutture in elevazione

Con riferimento alle tecniche di riparazione e di rafforzamento, illustrate nell'ALLEGATO 4, di cui viene fornito l'elenco dei provvedimenti tecnici che possono essere adottati, si sottolinea che nel caso in cui si faccia ricorso ad impiego di calcestruzzo, questo deve rispettare determinati requisiti e precisamente:

- che il calcestruzzo esistente e quello impiegato abbiano resistenza a moduli elastici sufficientemente vicini;
- che il calcestruzzo di ripristino deve essere dotato di elevata resistenza e proprietà espansive.

Il primo requisito deve essere rispettato per evitare che i due materiali a contatto possano subire comportamenti differenziati con riflessi negativi nei confronti dell'aderenza tra i due tipi di calcestruzzo. Conseguire a pieno questo risultato non è facile e pertanto si raccomanda l'uso di uno strato di sostanza adesiva per migliorare l'effetto di aderenza.

Con riguardo al secondo requisito, si fa rilevare che, trattandosi di operazioni di ripristino per cui vengono impiegati strati di calcestruzzo di piccolo spessore, diventa indispensabile, per ottenere buoni risultati, che la resistenza sia elevata. Ne consegue la necessità di fare ricorso a calcestruzzi ad alta resistenza, che si ottengono riducendo il rapporto acqua/cemento. Ciò rende difficile la lavorabilità che viene migliorata con aggiunta di additivi fluidificanti. Se assieme a questi fluidificanti, che di per sé tornano utili anche per migliorare il processo di adesione al materiale esistente, si impiegano additivi atti a provocare l'espansione volumetrica dell'impasto, si riesce ad ottenere calcestruzzi particolarmente adatti per l'esecuzione di interventi di ripristino. Uno dei risultati più importanti che si conseguono è quello di riuscire a compensare e spesso a superare l'effetto del ritiro. In questo caso, trattandosi di calcestruzzi espansivi, per ottenere i benefici di cui si è detto, occorre che i casseri siano capaci di contrastare le azioni conseguenti all'aumento di volume (casseri contrastanti). Qualora, per esigenze particolari, il calcestruzzo debba essere applicato a spruzzo, i casseri contrastanti non possono essere usati. In questo caso l'azione di contrasto può essere ottenuta facendo ricorso all'impiego di reti zincate di piccola maglia in sostituzione dei casseri.

- Iniezioni con miscele leganti

Questo tipo di intervento è destinato alla risarcitura di lesioni di ampiezza non superiore a 3-4 mm, e si ottiene impiegando prevalentemente resine che vengono applicate per iniezione. I vantaggi più significativi che offrono le resine, dipendenti essenzialmente dalle proprietà intrinseche del prodotto, sono i seguenti:

- si prestano ad essere usati per iniezione anche se mescolate con inerti fini;
- presentano ottima resistenza sia a trazione che a compressione;
- viscosità e pressione possono essere modificate in dipendenza dell'ampiezza delle lesioni;
- consentono di potere ottenere moduli elastici variabili.

L'ultimo requisito permette di aderire al valore del modulo elastico del calcestruzzo su cui si interviene, tenendo conto anche delle condizioni ambientali in cui si opera che influenzano sensibilmente le caratteristiche finali delle miscele impiegate. Ciò ovviamente richiede un attento.controllo della temperatura e dell'umidità dell'ambiente in fase di esecuzione.

Uno degli inconvenienti cui si incorre nell'impiegare queste tecniche di intervento, dipende dalla difficoltà che si incontra nel fare fluire la miscela in tutti gli interstizi della lesione, tanto da potere fare affidamento sul completo ripristino della continuità dell'elemento fessurato. Il risultato dell'operazione dipende da tanti fattori ed in particolare dalla profondità, dall'ampiezza e dalla irregolarità della lesione. A questo inconveniente si può ovviare dosando opportunamente la pressione con cui viene iniettata la miscela, tenendo conto che una pressione troppo elevata può indurre stati di coazione eccessivi e quindi dannosi.

Altro accorgimento utile è quello previsto al punto c) delle istruzioni, riguardante le tecniche di iniezione della miscela che possono essere migliorate predisponendo non uno ma due tubicini: uno di ingresso della miscela e l'altro di uscita. Se la lesione è passante i due tubicini possono essere collocati sulle due facce opposte. Il

tubicino di uscita oltre a funzionare da spia, rivelando il completo riempimento della lesione, evita la formazione di bolle d'aria.

- Ripristino localizzato con conglomerati

Sostanzialmente si tratta di un intervento del tipo di quello illustrato al punto precedente, adatto per la risarcitura di lesioni di ampiezza superiore a 3-4 mm, o per il ripristino di porzioni di strutture molto degradate o frantumate.

Nel caso di lesioni di rilevante ampiezza, le resine non possono essere più adottate per gli eccessivi riscaldamenti cui la polimerizzazione della miscela dà luogo. Soprattutto in relazione a questo motivo, ed anche per l'eccessivo costo che l'uso delle resine comporta, per questo tipo di intervento si fa ricorso, a seconda dei casi, a conglomerati ordinari o additivati. Il conglomerato ordinario viene impiegato per la ricostruzione di parti piuttosto estese di elementi strutturali degradati. Quando, invece, si tratta di un'operazione di risarcitura di lesioni si dovrà fare necessariamente uso di conglomerato additivato. Particolarmente adatti a questo scopo risultano i conglomerati reoplastici espansivi, dotati di elevate proprietà di aderenza ai materiali preesistenti, e che si prestano anche ad essere applicati per iniezione. Sia nell'uno che nell'altro caso, il buon esito dell'operazione di intervento dipende soprattutto dalle proprietà di aderenza che si vengono a realizzare in corrispondenza dell'interfaccia tra conglomerato vecchio e nuovo, che non è del tutto facile conseguire. Questo problema, che rispetto all'intervento con resine richiede maggiore attenzione, può essere in buona parte risolto usando le precauzioni dettate ai punti a), b) e c) delle istruzioni, rivolte prevalentemente ad usare particolare cura nel rimuovere tutte le parti degradate o frantumate e nell'eliminare completamente, con mezzi efficaci, ogni traccia di polvere che risulta particolarmente dannosa nei riguardi dell'aderenza. Risultati migliori si ottengono spalmando la superficie, perfettamente ripulita, con prodotti adesivi. In questo caso, per ottenere buoni risultati, occorre che il getto di calcestruzzo venga eseguito prima che il materiale adesivo inizi la fase di polimerizzazione.

Il consolidamento più adatto di superfici estese degradate, come le pareti o i nuclei irrigidenti ad effetto antisismico, si ottiene facendo ricorso a tecniche di intervento basate sull'effetto sandwich. Le operazioni essenziali di questo tipo di intervento consistono in:

- asportazione del calcestruzzo ammalorato sino al rinvenimento dell'armatura, e pulitura energica delle superfici,
- applicazione di reti elettrosaldate zincate sulle due facce della parete;
- foratura della parete, collegamento delle due reti mediante spinotti passanti e iniezione di malta espansiva nei fori di attraversamento;
- applicazione a spruzzo di strati successivi di malta reoplastica espansiva sino a ricoprimento completo delle reti.

L'impiego di reti elettrosaldate zincate e successiva applicazione a spruzzo di malta reoplastica espansiva, si prestano anche per effettuare interventi di ripristino nei solai in laterocemento. Prescrizioni di dettaglio a riguardo vengono fornite al successivo paragrafo.

- Ripristino e rinforzo dell'armatura metallica

Nel richiamare i problemi sulla durabilità, si sono evidenziate le cause che provocano danni di vario tipo nel calcestruzzo armato. L'insidia maggiore è rappresentata dalla corrosione delle armature, che comporta aumento di volume delle stesse e la comparsa delle prime lesioni. In queste condizioni, il processo di ossidazione si accelera sino a provocare l'espulsione del copriferro e la progressiva riduzione del diametro delle barre d'armatura. Queste situazioni sono piuttosto frequenti negli edifici esistenti, per cui nasce l'esigenza di integrare o addirittura sostituire buona parte delle armature relative alle zone colpite.

Altra esigenza che impone una sostanziale integrazione dell'armatura nasce dal fatto che la struttura deve essere adeguata alle prescrizioni imposte dalle norme, per cui le armature preesistenti risultano quasi sempre insufficienti. Nel primo caso si tratta di interventi piuttosto localizzati, nell'altro caso diventa indispensabile intervenire sull'intero organismo portante con operazioni di rafforzamento e, se è necessario, con l'inserimento di elementi strutturali sussidiari in cemento armato o in acciaio da rendere collaboranti con quelli esistenti.

Nel richiamare il problema riguardante i fenomeni di collasso localizzati, si sono indicate le parti di struttura che vengono maggiormente danneggiate e i fenomeni di dissesto che si generano. Come si è avuto modo di accennare, i danni che in genere si riscontrano con maggiore frequenza riguardano:

- le zone di estremità dei pilastri ed in particolar modo dei pilastri di piano terra se si tratta di edifici su pilotis, ove è facile riscontrare anche fenomeni di instabilità delle barre longitudinali;
- i nodi trave-pilastro;
- le zone di estremità delle travi soggette a rilevanti sollecitazioni di taglio e torsione;
- i travetti dei solai a struttura mista.

L'intervento di riparazione nelle sezioni di estremità dei pilastri richiede operazioni di rinforzo sia delle armature longitudinali che trasversali. Le prime sono necessarie per incrementare soprattutto le capacità portanti dei pilastri e le seconde per conferire a queste zone maggiori doti di duttilità compensando gli effetti negativi provocati dai rilevanti valori dello sforzo normale.

Con riguardo alla riparazione dei nodi soggetti a severe condizioni di carico ed impegnati ad assicurare il comportamento spaziale dell'intero organismo strutturale, i danni che di frequente si riscontrano sono dovuti a inefficacia degli ancoraggi delle armature longitudinali ed a carenza di armature trasversali. I danni che ne possono derivare in occasione di eventi sismici sono incalcolabili. Il collasso di soli pochi nodi può innescare meccanismi di notevoli proporzioni anche se tutti gli altri elementi strutturali risultano sovradimensionati. L'operazione di riparazione di questi elementi acquista pertanto fondamentale importanza e deve essere rivolta a risolvere i due problemi sopra richiamati:

- assicurare la continuità meccanica tra trave e pilastro in modo da potere garantire, con larghi margini di sicurezza, la trasmissione delle sollecitazioni massime che gli elementi collegati possono sopportare;
- confinare efficacemente il nucleo di calcestruzzo, soggetto a severe sollecitazioni di natura ciclica, in modo da scongiurare danni irreversibili come lesioni ed espulsione del calcestruzzo.

Anche le zone di estremità delle travi possono essere chiamate a svolgere un ruolo importante nel caso che si attingano meccanismi globali che, come sarà mostrato nel seguito, sono i più adatti a dissipare energia. Queste zone, probabili sedi di cerniere plastiche, sono soggette a rilevanti sforzi di taglio, accompagnati molto spesso da sollecitazioni di torsione. Questi due tipi di sollecitazioni in fase di progetto vengono di solito sottovalutati e i danni che si riscontrano per difetto di armature di confinamento sono piuttosto frequenti. L'intervento per sopperire a queste deficienze richiede l'impiego di una adeguata armatura trasversale, atta a potere fare fronte alle sollecitazioni combinate di taglio e torsione.

Nei solai a struttura mista, realizzati in opera, costituiti da travetti in c.a. e laterizi, le armature longitudinali inseriti nei travetti quasi sempre risultano scarsamente protetti dal calcestruzzo di ricoprimento. Pertanto queste armature vanno soggette a fenomeni di corrosione di notevoli intensità che finiscono con distruggere completamente le armature stesse. Le operazioni da effettuare per risolvere i problemi sopra accennati, riguardano essenzialmente:

- l'asportazione del materiale ammalorato e la pulitura delle superfici su cui intervenire;
- l'inserimento di barre d'armatura nuove da collegare a quelle longitudinali esistenti;
- la collocazione di armature trasversali costituite da staffe.

La prima operazione non differisce da quanto precedentemente detto a proposito degli altri tipi di interventi.

Il collegamento delle barre nuove da inserire, ad integrazione o sostituzione di quelle esistenti, può essere eseguito ricorrendo a giunzione per saldatura, oppure ancorando le barre direttamente al calcestruzzo. Nel primo caso, occorre prestare la massima attenzione per scongiurare fenomeni di alterazione delle caratteristiche dell'acciaio, sia nuovo che esistente, con il pericolo di renderli fragili. Nell'altro caso il collegamento viene realizzato nel seguente modo:

- perforazione del calcestruzzo con punte al video di diametro superiore alle barre da inserire e di profondità opportunamente calcolata in funzione dell'aderenza e degli sforzi da trasmettere;

- inserimento delle barre e sigillatura delle stesse con iniezioni di prodotti adesivi ad alte prestazioni.

Questo secondo tipo di intervento risulta particolarmente adatto ed efficace per il ripristino del collegamento dei pilastri con le fondazioni; per il miglioramento degli ancoraggi trave-pilastro; per la sostituzione e integrazione delle armature nei travetti dei solai. In ogni caso si raccomanda di tenere presente, come fatto molto importante, che:

- l'ancoraggio delle barre nuove, mediante perforazione, va sempre effettuato nelle zone di calcestruzzo soggette a compressione;
- l'operazione di inserimento di barre longitudinali nuove va necessariamente completata con la collocazione di una adeguata ed efficace armatura di confinamento costituita possibilmente da staffe chiuse;
- risultati ancora migliori si ottengono se al di sopra delle staffe si dispone una rete elettrosaldata zincata, con effetto avvolgente e di contrasto, nei confronti delle azioni indotte dai prodotti espansivi.

In presenza della rete si può fare a meno di impiego di casseri ed il conglomerato può essere applicato a spruzzo con il duplice vantaggio di potere seguire le varie fasi di lavoro e garantire la continuità del getto. Qualora gli interventi di cui si è detto non risultassero sufficienti a ripristinare l'efficacia dei nodi trave-pilastro, o emergessero difficoltà di ordine tecnico che non consentono la riparazione, allora sarà necessario attribuire ad altri elementi della struttura la funzione statica degli elementi convergenti su detti nodi.

Nel caso di nodi trave-pilastro molto degradati, può essere risolutivo l'impiego di calcestruzzi fibrorinforzati. A riguardo è stata intrapresa una indagine sperimentale su modelli, rivolta ad accertare la fattibilità ed i vantaggi di questo tipo di intervento.

- Cerchiatura di elementi strutturali

A proposito delle doti di duttilità e delle capacità dissipative che le strutture in zona sismica devono necessariamente possedere, si è avuta occasione di evidenziare l'importanza dell'azione benefica indotta dall'armatura di confinamento. La sua efficacia si esplica in maniera determinante negli elementi strutturali soggetti a rilevanti sforzi di compressione. In questi casi solo con una adeguata distribuzione di armatura trasversale, si riesce a compensare la riduzione di duttilità indotta dallo sforzo normale. Le armature di confinamento sono di solito costituite da staffe in acciaio tondo. Ma, a seconda dei casi, sogliono anche impiegarsi sistemi diversi costituiti da strutture metalliche, in carpenteria cestellata o reticolata. In ogni caso, l'efficacia di questi sistemi dipende essenzialmente dall'effetto cerchiante che riescono a sviluppare nei riguardi del nucleo di calcestruzzo confinato. Pertanto, se la cerchiatura si realizza con staffe, queste devono essere del tipo chiuso ed eventualmente saldate. Anche quando si fa ricorso ad altri tipi di cerchiatura, questa importante prerogativa deve essere osservata e i sistemi che si ottengono devono formare delle strutture chiuse.

Le complicazioni che nascono nel caso in cui si debba intervenire sulle travi o su strutture che non hanno i quattro lati liberi, possono essere superate seguendo due diverse soluzioni: le due estremità della staffa aperta vengono opportunamente ancorate mediante perforazione all'elemento in aderenza con quello da confinare; oppure si può ricorrere a perforazioni a tutto spessore, attraverso cui vengono inserite delle barre passanti cui le estremità delle staffe vengono collegate.

Altro accorgimento essenziale da osservare consiste nel completare l'operazione con applicazione di malte reoplastiche espansive, allo scopo di assicurare la perfetta aderenza tra gli elementi di confinamento ed il nucleo di calcestruzzo, e di proteggere gli stessi dalle azioni esterne.

- Integrazione di armatura con l'applicazione di lamiere metalliche

In presenza di danni di una certa entità, per cui gli interventi precedentemente indicati non risultassero sufficienti, oppure nel caso di esigenze particolari, può farsi ricorso ad interventi di riparazione con impiego di piastre di acciaio, che costituiscono delle vere e proprie protesi. La tecnica di questo intervento consiste sostanzialmente nel rinforzare gli elementi compromessi mediante sovrapposizione di lamiere da solidarizzare con gli elementi stessi. Il risultato dell'intervento dipende dalla efficacia con cui viene effettuata la solidarizzazione tra i due elementi. Questa delicata operazione viene di solito effettuata tramite incollaggio con prodotti ad elevato potere

adesivo (resine) e chiodature, cui è affidato il compito di trasmettere le forze di scorrimento. Le precauzioni essenziali che con questo tipo di intervento devono essere osservate sono le seguenti:

- nel caso di piastre sollecitate a taglio o compressione, il sistema di connessione adottato deve essere adatto anche ad evitare pericoli dovuti alla instabilità delle lamiere che in genere sono di piccolo spessore;
- l'incollaggio delle lamiere è ammesso quando il conglomerato presenta buone caratteristiche di resistenza per cui deve preliminarmente essere asportata la parte di calcestruzzo degradata;
- la superficie dell'elemento in c.a. ove va incollata la lamiera deve essere perfettamente regolare ed a tale scopo diventa necessario, specialmente nel caso in cui viene asportato lo strato degradato, trattare la superficie con diversi strati di malta di resine per regolarizzare la superficie stessa;
- le lamiere, a fine operazione, dovranno essere accuratamente protette con prodotti anticorrosivi. Interventi del tipo descritto risultano molto utili e di facile esecuzione per il consolidamento e rafforzamento delle zone tese di elementi inflessi. In questo caso risulta sufficiente incollare una lamiera sulla superficie dell'elemento sottoposto a trazione.

Anche per la riparazione di danni in zone sottoposte a taglio, possono essere adottate delle piastre di acciaio disposte a cavallo tra zona tesa e compressa, ove vanno inseriti i connettori di collegamento trasversale per prevenire i fenomeni di instabilità delle lamiere stesse.

Estrapolando i concetti sopra esposti, altra applicazione certamente interessante ma da sperimentare, può essere quella di estendere le piastre al nucleo di conglomerato costituente il nodo trave-pilastro. A seconda del tipo di nodo da rinforzare, interno, esterno o d'angolo, le piastre assumono forme diverse (T, L,).

Per quanto attiene il rinforzo di elementi in c.a. mediante i tiranti messi in trazione seguendo la tecnica della precompressione o delle chiodature pretese, che è pure previsto al punto 2 delle istruzioni, è da sottolineare che, per quanta attenzione si possa porre, non risulta del tutto facile evitare effetti dannosi dovuti a stati di coazione, trattandosi di strutture realizzate con conglomerato ordinario, avente caratteristiche resistenti a compressione certamente non paragonabili a quelli del conglomerato impiegato per opere in precompresso. Altra complicazione da non sottovalutare, di cui si farà cenno nel successivo paragrafo e da tenere presente in sede di calcolo, nasce dal fatto che la struttura è soggetta a carichi ciclici.

- Fondazioni

Con riguardo agli interventi previsti per il consolidamento delle fondazioni, è utile fare preliminarmente una distinzione tra le tipologie di più frequente uso che sostanzialmente sono:

- fondazioni costituite da plinti isolati;
- fondazioni su travi continue unidirezionali oppure, a graticcio.

Nel primo caso dovrà procedersi a collegare i plinti, secondo due direzioni ortogonali, con delle travi in c.a. di adeguate dimensioni, in modo da realizzare un reticolo orizzontale atto ad impedire spostamenti relativi sotto l'azione indotta dal sisma. Nel secondo caso, la stessa operazione va fatta in presenza di travi continue unidirezionali, realizzando delle travi in c.a. nella direzione ortogonale a quelle esistenti, per riportare il sistema alla tipologia a graticcio.

In alternativa, o nel caso in cui questi interventi di consolidamento non risultassero sufficienti, si dovrà procedere con ulteriori opere di consolidamento, rivolte a conferire o una maggiore rigidezza al sistema di fondazione, oppure una maggiore superficie di appoggio per migliorare la ripartizione dei carichi. Il primo risultato si può ottenere con la realizzazione di setti in c.a., estesi all'intera altezza del primo interpiano in modo da ottenere una struttura scatolare di rilevante rigidezza. Il secondo risultato si può conseguire allargando la base delle travi in due diversi modi: realizzando dei cordoli in c.a. ai due lati delle travi con cui i cordoli stessi dovranno essere solidarizzati; oppure ricorrendo a delle sottofondazioni in c.a.

Un risultato analogo a quello ora esposto, può essere ottenuto facendo ricorso all'impiego di micropali fortemente armati.

Le tecniche da seguire per realizzare i collegamenti degli elementi nuovi con quelli esistenti e le modalità di connessione da adottare per la solidarizzazione degli stessi, sono del tutto identiche a quelle trattate nei precedenti paragrafi. Comunque, il sistema di più facile attuazione è quello costituito da perforazioni armate.

14.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Le prescrizioni C.9.6 e C.9.7, prese in esame al precedente capitolo, così per come sono attualmente formulate, possono essere considerate raccomandazioni di carattere generico, finalizzate a razionalizzare le operazioni di adeguamento sismico di edifici esistenti in cemento armato e in acciaio, non conformi alle norme sismiche vigenti. In verità, queste prescrizioni non possono ritenersi sufficientemente esaustive a risolvere i delicati problemi contemplati nelle norme, che, per come si è già evidenziato, riguardano:

- la definizione dello schema strutturale;
- l'analisi dei materiali ed i particolari costruttivi;
- la verifica sismica.

Si è del parere che questi problemi, unitamente a quelli relativi alle istruzioni degli ALLEGATI 2 e 4 da assumere a base di una corretta operazione di adeguamento sismico, meritano una più attenta considerazione ed un maggior approfondimento, per poter garantire la formulazione di prescrizioni di carattere specifico. Di seguito si analizzano i problemi di maggiore significato che si ritengono suscettibili di approfondimento e miglioramento, proponendo delle soluzioni di intervento adatte a risolvere alcuni di essi.

- Problemi relativi alle prescrizioni C.9.6 e C.9.7

Con riguardo al problema relativo alla definizione dello schema strutturale, viene preliminarmente prescritto, come fatto fondamentale, che lo schema di calcolo deve derivare da una analisi del comportamento globale dell'edificio, tenendo conto della partecipazione di tutti gli elementi irrigidenti efficaci. Conseguire questo risultato non è semplice e le prescrizioni di norma, che vengono a riguardo fornite, non si ritengono sufficientemente esplicative.

Come si è fatto già rilevare in 14.1, la suddetta operazione, abbastanza complessa, rientra nelle tecniche di identificazione strutturale in campo dinamico, e soltanto attraverso questi procedimenti di calcolo può essere correttamente affrontata (6).

Anche con riguardo alla scelta di modelli adatti ad interpretare il reale comportamento degli elementi strutturali, le prescrizioni di norma appaiono alquanto generiche e pertanto meritano ulteriori precisazioni, specialmente nei confronti degli elementi di dettaglio, quali i nodi trave-pilastro, cui è affidato il compito di garantire il comportamento globale dell'edificio. Si è dell'avviso che per questi elementi devono essere fornite prescrizioni di carattere puntuale, sia per quanto concerne la valutazione delle doti di resistenza, che per la messa in opera di interventi migliorativi. L'esecuzione di questi elementi è resa difficoltosa dalla presenza piuttosto massiccia delle armature degli elementi che vi confluiscono. Ciò comporta difetti ed imperfezioni di carattere esecutivo, sia nella massa del nucleo di calcestruzzo, che nella distribuzione delle armature di confinamento. I danni che ne possono derivare, sotto l'effetto dei carichi ciclici, come quelli di natura sismica, sono notevoli e spesso assumono dimensioni tali da compromettere la stabilità dell'intero organismo strutturale. In Fig. 14.10 è riportato il meccanismo di collasso progressivo di un nodo sottoposto a carichi ciclici.

La rottura dei nodi trave-pilastro non consente di utilizzare le risorse di duttilità degli elementi collegati ed in particolare la formazione di meccanismi di trave, che, come si vedrà nel seguito, sono i più adatti a dissipare energia.

Le prescrizioni di norma più accreditate sono a riguardo piuttosto severe ed una delle condizioni fondamentali che viene imposta è quella che impone di conferire al pilastro una dimensione maggiore delle travi (pilastro forte e trave debole). Ciò comporta anche semplificazioni dal punto di vista esecutivo, consentendo di ottenere nuclei di maggiore compattezza ed una più corretta distribuzione delle armature di confinamento.



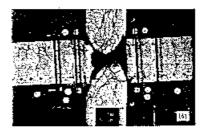


Fig. 14.10

L'armatura di confinamento, che molto spesso viene completamente trascurata, ha una funzione determinante, in particolare essa è chiamata ad assorbire gli sforzi interni di trazione ed a garantire che l'ampiezza delle lesioni non superi certi valori ammissibili. Il rispetto di questa regola, che già risulta difficile per gli edifici di nuova costruzione, si complica notevolmente nel caso di costruzioni esistenti su cui intervenire per l'adeguamento sismico.

Altro motivo di preoccupazione destano i problemi connessi all'ancoraggio delle armature longitudinali in corrispondenza dei nodi. Molti dei crolli di interi edifici colpiti da sisma, si sono verificati a causa del cattivo funzionamento di questi ancoraggi, che si manifesta con la comparsa di lesioni e successivo sfilamento delle barre d'armatura dal nucleo di conglomerato.

Per le ragioni sopra esposte, si ritiene che le prescrizioni di norma attuali meritino di essere meglio puntualizzate per evitare che aspetti delicati come quelli considerati, vengano sottovalutati e lasciati all'arbitrio del personale tecnico incaricato della progettazione e del controllo degli interventi di adeguamento. In particolare, si è dell'avviso che regole specifiche debbano essere introdotte facendo preciso riferimento alla posizione che i nodi occupano ed alle prestazioni che sono in grado di offrire.

Con riguardo alla posizione è importante distinguere: i nodi esterni a ginocchio ove confluiscono due elementi; i nodi esterni a T con tre elementi; i nodi interni a croce con quattro elementi. Per ciascuno di questi nodi si ritiene che sia utile fornire delle indicazioni di dettaglio sulla disposizione più idonea degli ancoraggi e delle staffe, in modo che possa essere garantito il comportamento allo stato limite nei confronti dell'aderenza e del taglio.

Per quanto attiene l'aspetto prestazionale, è necessario introdurre dei criteri che possano facilmente consentire di distinguere i nodi capaci di offrire rilevanti doti di duttilità, da quelli non idonei a sopportare significative deformazioni anelastiche che al precedente Par. 14.2.1 b), sono stati definiti NODI DI TIPO 1 e NODI DI TIPO 2.

A titolo di esempio, si propone una soluzione di pratico impiego adatta a conferire sia al nodo che alle zone limitrofe degli elementi che vi concorrono, rilevanti doti di duttilità (Fig. 14.11)

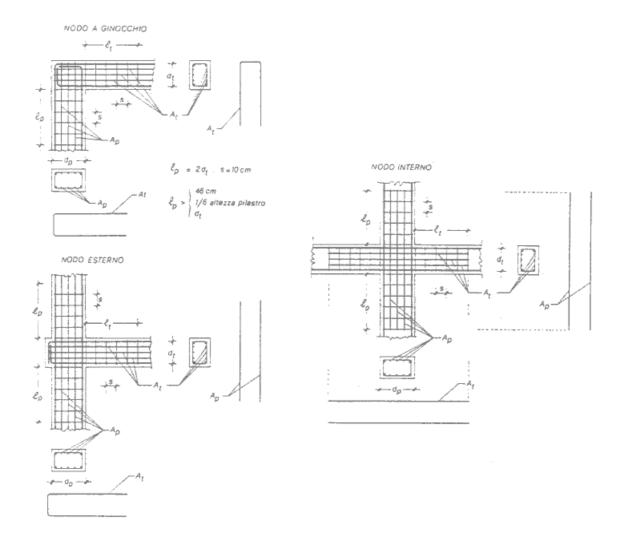


Fig. 14.11

- Problemi relativi ai contenuti dell'ALLEGATO 2

Con riguardo al modello di calcolo proposto nell'ALLEGATO 2, è il caso di precisare che le condizioni prescritte per cui il procedimento possa ritenersi valido limitano il campo delle applicazioni. Per i casi che non rientrano in quelli previsti dalla circolare, il problema rimane aperto e necessita di essere approfondito facendo ricorso a metodologie di maggiore attendibilità che consentano di tenere conto del comportamento non lineare dei materiali, dell'azione dei carichi ciclici e degli effetti del secondo ordine. I risultati di analisi più attente saranno certamente utili anche per una migliore definizione del valore del coefficiente di struttura β da adottare per la determinazione della forza orizzontale $H_{\rm o}$ agente sui pannelli in muratura.

Nell'esaminare i contenuti del suddetto allegato, si è avuto modo di evidenziare che gli argomenti che meritano particolare attenzione sono quelli riguardanti il comportamento dei telai in presenza di pannelli con aperture ed i problemi di instabilità.

Con riferimento al primo argomento si ritiene interessante riportare i risultati più significativi di due ricerche. Nel primo lavoro (11) si è analizzato il comportamento di sistemi telaio-pannello, soggetti ad azioni orizzontali di natura statica, rispondenti ai due schemi a) e b) di Fig. 14.12

Le prove sono state condotte su modelli in materiale fotoelastico facendo variare le dimensioni dell'apertura di larghezza 'a'.

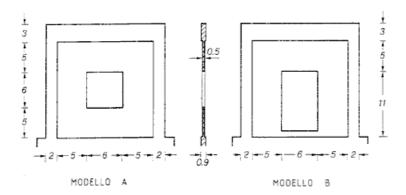


Fig. 14.12

In Fig. 14.13 è rappresentato lo spostamento δ , misurato in corrispondenza del traverso del telaio, al variare della larghezza dell'apertura (a = 6 ÷ 16)

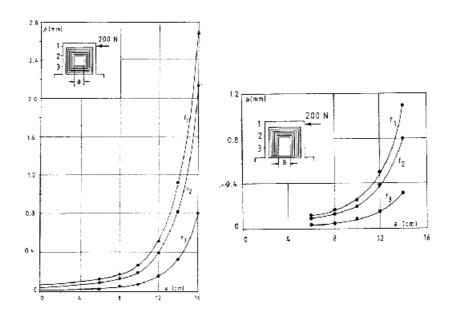


Fig. 14.13

Da un semplice raffronto dei risultati ottenuti è facile rilevare che il contributo irrigidente del pannello è significativo per valori di $a = 6 \div 12$ cm circa e che nei modelli con finestra l'efficacia della parte di pannello situata al di sotto dell'apertura risulta poco apprezzabile.

La seconda ricerca (12) è stata finalizzata al dimensionamento delle intelaiature di contorno delle aperture praticate nel pannello atte a conferire al sistema una rigidezza pari a quella di pannello senza foro. I modelli presi in esame sono quelli rappresentati in Fig. 14.14: a) pannello senza apertura irrigidito da telaio di contorno; b) pannello con apertura delimitata da telaio; c) pannello con apertura delimitata da telaio interno ed esterno.

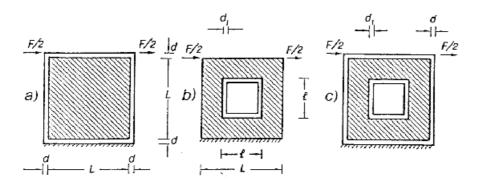


Fig. 14.14

In Fig. 14.15 sono riportati i diagrammi che forniscono la rigidezza D in funzione del rapporto d_1/l per tre diversi valori del rapporto E_p/E_f (E_p , modulo elastico del pannello; E_f , modulo elastico del telaio). Dall'andamento di questi diagrammi, è facile rilevare che la rigidezza del sistema cresce con legge pressochè proporzionale sino a $d_1/l = 0.2$ e che per valori maggiori di questo rapporto non risulta più conveniente delimitare il foro con un telaio.

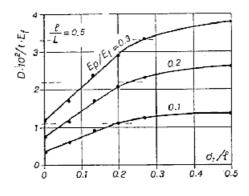


Fig. 14.15

Dai risultati forniti dalle due ricerche richiamate, possono trarsi le seguenti considerazioni, certamente utili al fine di un concreto miglioramento delle prescrizioni di norma attuali:

- non sempre il telaio di contorno lungo l'apertura di un pannello di tamponamento consente di potere assimilare il pannello forato ed un pannello pieno;
- per i pannelli con aperture si rendono necessarie delle prescrizioni specifiche basate sui risultati di analisi appropriate come quelle sopra richiamate.

Pertanto, sino a che questi miglioramenti non vengono introdotti, è prudente fare ricorso a schematizzazioni semplificate del tipo di quelle indicate in Fig. 14.16

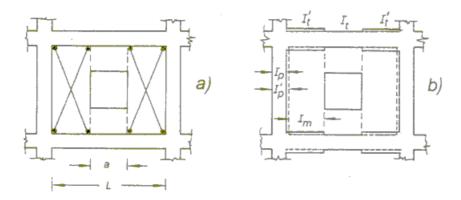


Fig. 14.16

I valori delle rigidezze equivalenti da assumere dipendono dalle caratteristiche di resistenza del pannello e dalle modalità di connessione tra telaio e pannello. Per quanto riguarda il dimensionamento delle aste in diagonale equivalenti del modello a), può farsi riferimento alle regole riportate nell'ALLEGATO 2, di cui si è già detto. Per quanto attiene il modello b), se il pannello è realizzato con mattoni pieni e malta cementizia, possono assumersi i seguenti valori:

- per le travi $I'_t = (1.2 = 1.5) I_t$
- per i pilastri $I'_p = I_p + (E_m / E_c) I_m$ ove I_m , e E_m sono il momento d'inerzia ed il modulo elastico del tratto di pannello in muratura collaborante, ed E_c è il modulo elastico del conglomerato con cui è realizzato il pilastro.

In ogni caso è da tenere presente che, in base a quanto dedotto dai diagrammi di Fig. 14.13, le due schematizzazioni proposte possono ritenersi accettabili per valori a=0.7 L.

Nel caso di pannelli pieni, l'effetto irrigidente di essi può essere migliorato seguendo due diversi procedimenti:

- o, sostituendo i pannelli esistenti con altri di maggiore resistenza;
- oppure, facendo ricorso a tecniche di rafforzamento di quelli esistenti.

Pannelli di maggiore resistenza di quelli che in genere vengono realizzati in mattoni forati, sono i pannelli in conci di pietra tufacea, i pannelli in mattoni pieni ed, a limite, le lastre in conglomerato semplice o armato, realizzate in opera o prefabbricate. Per il rafforzamento dei pannelli esistenti può farsi ricorso:

- all'impiego di rete elettrosaldata da disporre sulle due facce della parete, opportunamente collegate ed inglobate con malta reoplastica espansiva applicata a spruzzo, in modo da ottenere un efficace comportamento a sandwich;
- alla applicazione di elementi disposti in doppia diagonale sulle due facce del pannello, costituiti da barre di
 acciaio o di altro materiale, funzionanti da tiranti; tra i nuovi materiali impiegati a tale scopo, risultati ottimi
 si sono ottenuti con l'uso di nastri realizzati con fibre di carbonio, semplicemente incollate sulle due facce del
 pannello.

In entrambi i casi, come è facile intuire, il risultato dell'intervento rimane subordinato al sistema di connessione che viene adottato per collegare gli elementi di rinforzo con il telaio di contorno. In Fig. 14.17 vengono proposti due tipi di collegamento efficaci che possono essere realizzati.

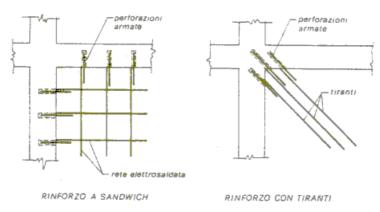


Fig. 14.17

Passando a considerare il problema della stabilità dell'equilibrio dei pannelli che, come si è già fatto cenno, comporta la fuoriuscita degli stessi dal proprio piano, si ritengono particolarmente utili i risultati di una ricerca rivolta alla verifica sismica di pareti murarie pressoinflesse (13).

In questo lavoro è stato risolto il problema della verifica relativo ad un elemento di parete pressoinflesso, soggetta ad azioni orizzontali distribuite lungo l'altezza di natura sismica che di solito vengono trascurate. L'analisi è stata condotta tenendo conto degli effetti del secondo ordine, ipotizzando nulla la resistenza a trazione del materiale ed assumendo, a compressione, una legge costitutiva non lineare. Delle diverse condizioni di vincolo alle estremità, si è tenuto conto facendo variare l'eccentricità del carico di compressione.

Il modello di calcolo assunto a base della trattazione teorica è quello di Fig. 14.18

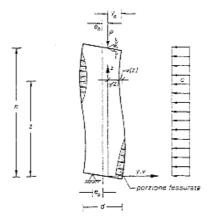


Fig. 14.18

In Fig. 14.19, sono stati riportati alcuni dei diagrammi ottenuti al variare del parametro $m = e_o/e_h$, che consentono di determinare il valore del carico critico orizzontale $Q = q h^2 / 2 P_{eh} y_h$ in funzione dell'eccentricità e_{max}/d , ove è $y_h = (d/2) - e_h$, $P_{eq} = (\pi^2 b \ E \ y_h^{2n+1})/12h^{2n}$, n = 0.5

Come è facile intuire, l'impiego di sistemi di rinforzo dei pannelli, così come proposto al precedente paragrafo e indicati in Fig. 14.17, risulta utile anche per far fronte ai pericoli di instabilità sopra esaminati.

- Problemi relativi ai contenuti dell'ALLEGATO 4

Anche per quanto attiene i contenuti dell'ALLEGATO 4, si ritiene che le istruzioni fornite, relative alle strutture in cemento armato, possano essere migliorate.

Uno degli argomenti che merita particolare attenzione è quello connesso ai fenomeni di collasso localizzati, particolarmente pericolosi, dovuti a sforzi di taglio. Per consentire, sia alle travi che ai pilastri di espletare pienamente la loro resistenza flessionale, i cedimenti per taglio devono essere in ogni caso impediti. Pertanto, per la programmazione degli interventi di adeguamento è necessario accertare, in fase di rilevamento, stati fessurativi con andamento inclinato rispetto all'asse dell'elemento (~45°) localizzati alle estremità dei pilastri e delle travi, ove il taglio assume valori massimi; in sede di calcolo si dovrà fare riferimento alle combinazioni più severe di carico. I metodi di calcolo più avanzati sono basati sull'analisi non lineare dei meccanismi di probabile collasso per flessione e taglio, attraverso cui viene dedotta l'armatura di confinamento ed, in particolare, l'interasse di calcolo delle staffe Scd. Le regole di progettazione dell'EC 8 prescrivono che sia $S_{max} = d/4$ ove d è l'altezza delle staffe impiegate. Nel rispetto di queste prescrizioni dovrà aversi $S_{cd} = S_{max}$.

Altre limitazioni di normativa prescritte dall'EC 8 riguardano l'estensione delle zone da staffare. Per le travi è prevista una estensione da staffare per ciascuna estremità pari a 2d. Per i pilastri ciascuna delle zone di estremità da staffare deve essere pari al maggiore valore delle seguenti dimensioni: larghezza del pilastro; 46 cm; 1/6 dell'altezza del pilastro. L'interasse delle staffe non dovrà essere superiore a 10 cm.

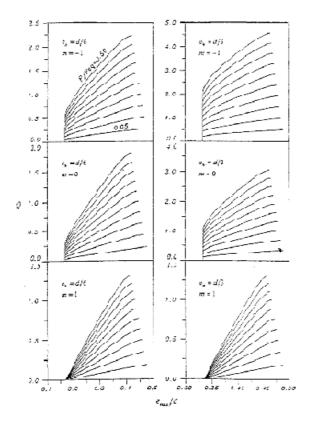


Fig. 14.19

Prescrizioni di questo tipo si ritiene che debbano essere introdotte al fine di scongiurare dissesti particolarmente insidiosi.

Di seguito, con riferimento ad alcune operazioni specifiche di riparazione contemplate dalla circolare, si riportano alcuni esempi con l'intento, almeno in parte, alle carenze di norma riscontrate.

Come si è avuto modo di fare rilevare, uno degli inconvenienti più insidiosi, che richiede interventi di ripristino e di rinforzo dell'armatura metallica, è quello che insorge nei solai in laterocemento, causato dalla corrosione delle armature. Le operazioni di consolidamento da effettuare risultano piuttosto complesse e si differenziano in rapporto all'intensità dello stato di degrado che viene riscontrato.

Quando i travetti del solaio presentano uno stato di degrado piuttosto avanzato, il tipo di intervento da effettuare è quello indicato in Fig. 14.20

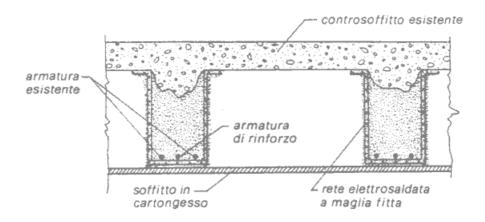


Fig. 14.20

In questo caso risulta necessario ricostruire interamente i travetti facendo ricorso a reti zincate elettrosaldate, a maglie fitte di 1 = 1.2 cm, opportunamente sagomate. Le gabbie di rete hanno una duplice funzione: in un primo tempo servono a reggere l'armatura di rinforzo; successivamente costituiscono casseforme per la malta reoplastica espansiva da applicare a spruzzo, assicurando l'azione di contrasto, e quindi l'effetto di aderenza tra la malta ed il conglomerato vecchio. L'operazione viene completata con la realizzazione di una soffittatura in cartongesso o altro materiale similare.

Se lo stato di ammaloramento non è molto grave e si estende soltanto al conglomerato di ricoprimento delle armature, risulta sufficiente il tipo di intervento rappresentato in Fig. 14.21

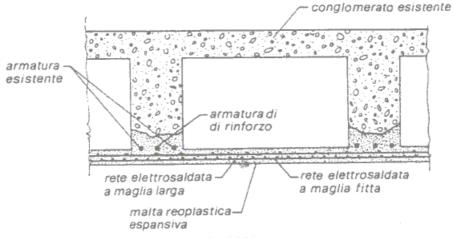


Fig. 14.21

Dopo aver asportato il conglomerato ammalorato, e dopo avere inserito l'eventuale armatura di rinforzo, si applica una rete elettrosaldata con maglie di cm 10 e barre Ø 4 mm, estesa all'intera superficie del solaio, sostenuta dall'armatura esistente. Su questa si applica una seconda rete elettrosaldata con maglie di cm 1 = 1.2. Si procede, quindi, a spruzzare la malta reoplastica espansiva sino a ricostruire, in un primo tempo, i travetti e, successivamente, l'intera superficie del soffitto.

In Fig. 14.22 sono rappresentate le modalità esecutive di come effettuare il consolidamento di pilastri con impiego di conglomerati espansivi facendo a meno dell'uso di casseri contrastanti.

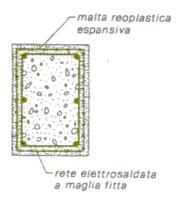


Fig. 14.22

Nelle Figg. 14.23a), e b), sono indicate le soluzioni di intervento adatte a trasformare i nodi trave-pilastro di TIPO 1 in nodi di TIPO 2, e di potere, nello stesso tempo, conferire buone doti di duttilità alle zone critiche degli elementi strutturali su di essi concorrenti

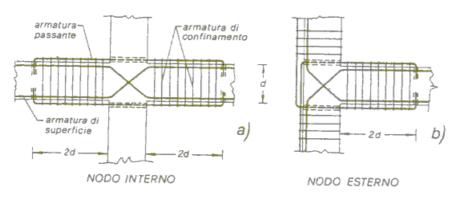


Fig. 14.23

L'armatura passante è chiamata ad assicurare la continuità meccanica fra trave e pilastro; quella di superficie, che in corrispondenza del nodo viene disposta in bidiagonale aderendo alle prescrizioni dell'EC 8, unitamente all'armatura di confinamento, serve a garantire doti di duttilità in presenza di sollecitazioni cicliche come quelle indotte da sisma.

Con riguardo alle operazioni di cerchiatura di elementi strutturali, nelle Figg 14.24 a) e b), sono rappresentate le modalità esecutive da adottare per risolvere i due problemi evidenziati nel precedente paragrafo. La Fig. 14.24 a), si riferisce al caso di una sezione libera sui quattro lati (pilastri) per cui non insorgono difficoltà per l'impiego di staffe chiuse. La Fig. 14.24 b), attiene al caso di sezione confinata (travi) per cui le staffe chiuse non possono

essere adottate e bisogna necessariamente fare ricorso all'ancoraggio delle stesse, mediante perforazione ed iniezioni di malte speciali, per assicurare l'effetto cerchiante.

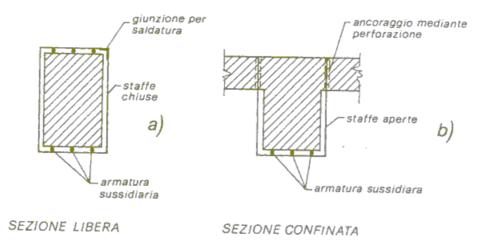


Fig. 14.24

A proposito dell'impiego di lastre di acciaio per la riparazione di elementi strutturali molto degradati, si è fatto cenno della possibilità di utilizzare questo tipo di intervento per la riparazione del nucleo di conglomerato costituente il nodo trave-pilastro. In Fig. 14.25 sono indicate le modalità esecutive per risolvere il suddetto problema relativamente ai tre tipi di nodo che si incontrano in un sistema intelaiato.



Fig. 14.25

- Problemi innovativi

In vista dell'attuazione della Comunità Economica Europea e dell'apertura del Mercato Comune che prevede la libera accettazione dei prodotti e delle opere tra i Paesi membri, anche l'Italia non potrà fare a meno di aderire alle regole fondamentali di carattere normativo, assunte a base degli Eurocodici che, in parte, sono state già recepite sotto forma di direttive.

Essenzialmente queste regole si basano sui risultati di analisi che tengono conto del comportamento non lineare delle strutture e fanno riferimento a particolari coefficienti definiti *coefficienti di struttura* (16). La conoscenza del valore di questi coefficienti riveste particolare significato in quanto, attraverso una semplice analisi di ordine elastico, si consente di valutare le risorse elasto-plastiche che una struttura è in grado di offrire.

Le prescrizioni di norma più avanzate ed anche gli Eurocodici, fanno riferimento a questi coefficienti e, per le tipologie di più frequente impiego, ne forniscono i valori in funzione sia delle doti di duttilità strutturale che delle irregolarità di cui le strutture stesse sono affette (22). Per le strutture in c.a. l'E.C. 8 prevede tre classi diverse di duttilità:

la duttilità di classe alta (ductility high class)
 la duttilità di classe media (ductility mean class)
 la duttilità di classe bassa (ductility low class)
 DC. 'M'
 DC. 'L'

Le istruzioni previste dall'EC 8, riguardanti le irregolarità strutturali, si fanno dipendere dalle caratteristiche che gli edifici presentano sia in pianta che lungo lo sviluppo verticale.

Nell'espletare l'operazione di rilevamento dello stato di fatto di un edificio da adeguare può essere utile tenere presente le suddette regole che, in breve, possono così riassumersi:

a) Regolarità in pianta

- La configurazione in pianta deve risultare quanto più possibile compatta ed i pilastri devono essere disposti all'incrocio di un reticolo di rette ortogonali con rigidezze dello stesso ordine secondo le due direzioni principali.
- La pianta dell'edificio deve risultare pressochè simmetrica rispetto alle due direzioni principali.
- I valori delle due eccentricità \mathbf{E}_x , \mathbf{E}_y del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze, devono essere sufficientemente contenuti.

b) Regolarità verticale

- Le caratteristiche di massa e di rigidezza devono mantenersi pressochè uniformi ai vari piani.
- La rastremazione ad ogni piano deve essere mantenuta simmetrica rispetto all'asse verticale e non superare i limiti prescritti dalle norme.
- Per rientranze limitate ai soli piani bassi, la struttura di base compresa entro il perimetro della parte elevata, deve essere in grado di sopportare almeno il 75% delle forze di taglio che si sviluppano a livello della rientranza.

Per completezza di informazione sui problemi evidenziati, si riportano nelle seguenti Tabelle 14.1 e 14.2 i valori dei coefficienti di struttura relativi alle diverse tipologie di sistemi in c.a. ed in acciaio, contemplati dall'EC 8.

| Tabella 14.1 – Valori dei coefficienti di struttura 'c | q' | di sistemi in c.a. | per $T > T_1$ |
|--|----|--------------------|---------------|
|--|----|--------------------|---------------|

| SISTEMA | CLASSE DI DUTTILITA' | CLASSE DI REGOLARITA | | |
|-------------|----------------------|----------------------|----------------|--|
| STRUTTURALE | | | | |
| | | Elevata | Media | |
| | | R _h | R _m | |
| | Н | 5.0 | 4.0 | |
| TELAI | M | 3.0 | 2.5 | |
| | L | 2.0 | 1.5 | |
| PARETI | Н | 4.5 | 4.0 | |
| ACCOPIATE | M | 3.0 | 2.5 | |
| | L | 2.0 | 1.5 | |
| PARETI | Н | 3.5 | 3.0 | |
| SINGOLE | M | 2.5 | 2.0 | |
| | L | 1.5 | 1.0 | |
| STRUTTURE A | Н | 2.5 | 2.0 | |
| NUCLEO | M | 2.0 | 1.5 | |
| | L | 1.5 | 1.0 | |

Tabella 14.2 – Valore dei coefficienti di struttura 'q' di sistemi in acciaio

| SISTEMA STRUTTURALE | CLASSE DI REGOLARITA | | | | |
|----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--|--|--|
| | Elevata | Media | | | |
| | R _h | R _m | | | |
| Telai con controventamenti | 5 | | | | |
| diagonali | | | | | |
| Telai con controventamenti | 2 | | | | |
| a V | | | | | |
| Telai con controventamenti | 1 | | | | |
| a K | | | | | |
| Telai con controventamenti | 5 á _u /á _l | 4 á _u /á _l | | | |
| eccentrici | 7 - | | | | |
| Telai con traversi | 2 | 1.5 | | | |
| rigidi | | | | | |
| Telai con tamponamenti | 2 | 1.5 | | | |
| in c.a. | | | | | |

 $[\]alpha_l$ = moltiplicatore delle azioni sismiche allo stato limite

Altro problema che in tema di adeguamento sismico merita di essere considerato è quello riguardante il comportamento globale cui devono nel complesso soddisfare gli interventi di adeguamento da effettuare. Questo è l'obbiettivo fondamentale che le prescrizioni di norma in oggetto si prefiggono di conseguire. A questo risultato si perviene soltanto se il programma di interventi da effettuare viene organizzato in modo da escludere il formarsi di meccanismi di piano che risultano scarsamente dissipativi (Fig. 14.26 a) e di favorire meccanismi globali ad elevato potere dissipativo (Fig. 14.26 b) .

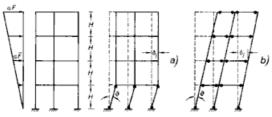


Fig. 14.26

 $[\]alpha_{ij}$ = moltiplicatore delle azioni sismiche allo stato ultimo

A scopo dimostrativo, si passa al calcolo dell'energia dissipata per i due tipi di meccanismi sopra considerati, fornita dal lavoro compiuto delle forze esterne che, in base ai dati di Fig. 14.26, assume la seguente espressione

$$E_H = \sum \alpha F_i \delta_i$$

Per il meccanismo di piano a), si ha:

$$\sum F_{i} = \overline{F} \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{bmatrix}; \qquad \sum \delta_{i} \vartheta H \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ \dots \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{E}_{H,p} = \alpha \, \overline{F} \vartheta \, \boldsymbol{H} \sum_{1}^{n} \boldsymbol{i}$$

Per il meccanismo globale b), si ha:

$$\sum F_{i} = \overline{F} \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{bmatrix}; \qquad \sum \delta_{i} \vartheta H \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{E}_{H,g} = \alpha \, \overline{F} \vartheta \, \boldsymbol{H} \sum_{1}^{n} \boldsymbol{i}^{2}$$

Il rapporto dei due valori ottenuti porge:

$$\frac{E_{H,g}}{E_{H,p}} = \frac{\sum_{1}^{n} i^{2}}{\sum_{1}^{n} i} = \frac{2n+1}{3}$$

dove *n* rappresenta il numero dei piani.

Per un edificio con n = 4 (telaio a 4 piani), si ottiene il seguente risultato

$$E_{Ho} = 3H_{Ho}$$

da cui si rileva chiaramente che il meccanismo globale consente di dissipare una energia tre volte superiore a quella relativa al meccanismo parziale di piano.

Infine, nell'ambito dei problemi innovativi presi in esame, non può farsi a meno di segnalare l'esigenza che, al più presto, in una revisione delle attuali norme vengono introdotte prescrizioni e regole migliorative riguardanti tematiche aggiornate e tecniche di intervento avanzate. In particolare, si ritiene necessario che si provveda:

- alla messa a punto di una nota di istruzioni di carattere specifico, rivolta prevalentemente al problema della stabilità dell'equilibrio che per le strutture affette da rilevante snellezza, come quelle in acciaio, riveste particolare interesse (14);
- alla introduzione di prescrizioni riguardanti le tecniche di intervento basate sull'isolamento sismico e l'impiego di dissipatori, che possono risultare risolutivi nell'affrontare problemi di adeguamento di edifici strutturalmente complessi o di rilevante importanza;
- alla definizione di regole attinenti l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni, come i calcestruzzi ad alta

resistenza e quelli fibrorinforzati, che si presentano a risolvere problemi piuttosto complessi connessi alla riparazione di nodi trave-pilastro e alla ricostruzione di elementi strutturali in c.a. molto degradati.

14.4. ESEMPI DI APPLICAZIONI

A scopo esemplificativo si sviluppano di seguito delle applicazioni finalizzate ad evidenziare alcuni degli aspetti più significativi degli argomenti trattati.

Esempio I

Adeguamento sismico del capannone industriale con struttura in acciaio di Fig. 14.27

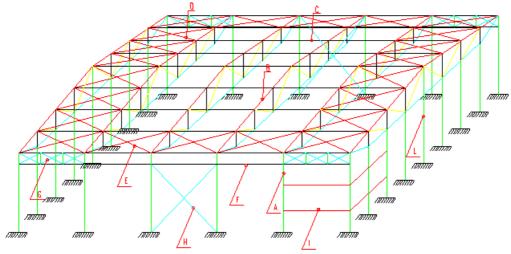


Fig. 14.27

Tenuto conto che le capriate di copertura sono vincolate a cerniera sulle colonne, per la verifica della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e del vento, il complesso strutturale portante è assimilabile al sistema ad un solo grado di libertà di Fig. 14.28

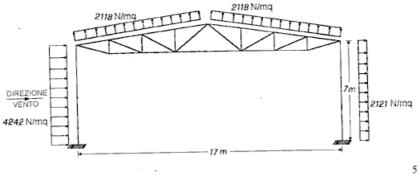


Fig. 14.28

- Stato dei luoghi e caratteristiche

Gli accertamenti effettuati hanno rivelato uno stato di conservazione dei vari elementi strutturali ed in particolare delle colonne, abbastanza soddisfacente. In nessuno degli elementi si sono riscontrati fenomeni localizzati di ossidazione o instabilità.

Gli elementi non strutturali di chiusura esterni e di copertura, costituiti da pannelli di lamierino grecato, non sono tali da offrire contributi irrigidenti.

Le colonne sono costituite da profili HEB 260, acciaio Fe 360, $A_0 = 118.4 \text{ cm}^2$, $W_0 = 1150 \text{ cm}^3$, $\delta_{am} = 160 \text{ MPa}$, E = 206.000 MPa.

- Carichi

Tenendo conto delle azioni orizzontali, sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

I - peso proprio + neve + sisma

II - peso proprio + neve + vento

III - peso proprio + vento

La condizione più gravosa è risultata la II rispondente allo schema di Fig. 14.28, che sarà indicata di seguito con il pedice 1.

Per aderire alle prescrizioni di norma, lo stesso sistema è stato sottoposto ad azione di vento, di intensità tre volte superiore a quella prima considerata, indicata di seguito con il pedice 2.

- Sollecitazioni

Con riferimento alla condizione di carico 1 si ha:

 $M_1 = 86,00 \text{ kNm}$; $N_1 = 69,40 \text{ kN}$

Con riferimento alla condizione di carico 2 si ha:

 $M_2 = 254,55 \ kNm$; $N_2 = 33,50 \ kN$

I diagrammi di M_2 e N_2 sono rappresentati in Fig. 14.29

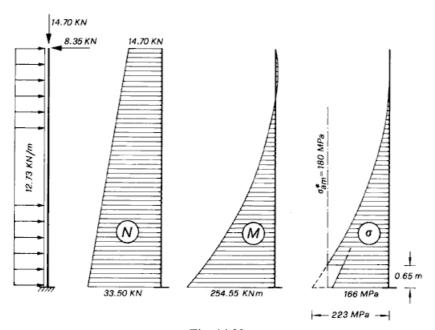


Fig. 14.29

- Verifica della sicurezza

In condizioni di carico 1 si ottiene:

$$\sigma_1 = \frac{69000}{11840} + \frac{86.000 \cdot 10^3}{1150 \cdot 10^3} = 81 \text{MPa} < \sigma_{am} \cdot 1.125 = 180 \text{ MPa}$$

In condizioni di carico 2 si ha:

$$\sigma_2 = \frac{33500}{11840} + \frac{254550 \cdot 10^3}{1150 \cdot 10^3} = 223 \text{ MPa} > 180 \text{ MPa}$$

Il diagramma dello stato tensionale, relativo a questa seconda condizione di carico, è riportato in Fig. 14.29.

- Proposta di intervento

Per far fronte alla combinazione di carico $\mathbf{2}$, si prevede di irrigidire la zona bassa delle colonne con piastre di acciaio Fe 360, di spessore s = 18 mm, così come rappresentato in Fig. 14.30.

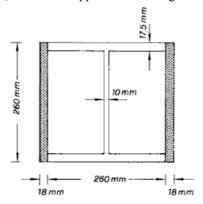


Fig. 14.30

In presenza del suddetto rinforzo, le caratteristiche della sezione di base diventano: $A' = 212 \text{ cm}^2$; $W' = 1553 \text{ cm}^3$ e pertanto si ha:

$$\sigma' = \frac{33500}{21200} + \frac{254550 \cdot 10^3}{1553 \cdot 10^3} = 166 \text{ MPa} < 180 \text{ MPa}$$

L'estensione del rinforzo previsto H_r , lungo l'altezza della colonna, è data da:

$$\sigma(x) = \frac{N(x)}{A_0} + \frac{M(x)}{W_0} = 180 \text{ MPa}$$

da cui si è dedotto $H_r = 0.65 m$.

Nella stessa Fig. 14.29, è riportata la modifica che subisce il diagramma delle tensioni per effetto dell'intervento previsto.

Esempio II

Adeguamento sismico dell'edificio con struttura in cemento armato rispondente allo schema strutturale di Fig. 14.31

- Stato dei luoghi e caratteristiche

I dati rilevati in fase di accertamento sono stati sufficienti a definire la struttura in buono stato di conservazione. In nessuno degli elementi strutturali, solai compresi, sono stati riscontrati segni di degrado.

Gli elementi non strutturali più significativi, costituiti dai pannelli di tamponamento, sono stati realizzati con laterizi forati di scarsa resistenza ed anche la messa in opera è risultata di mediocre fattura.

Le caratteristiche dei materiali costitutivi, rilevate a mezzo di prove non distruttive, sono di seguito riportate.

```
Conglomerato: Rck 25 MPa; E = 24525 MPa; sez. pilastri 30 x 30; sez. travi 30 x 50. 
Barre d'armatura: Feb 22 k, E = 206010 MPa; costituite da: A_f = A'_f = 4 cm² (2 Ø 16) con staffe Ø 8 /15 per i pilastri; A_f = A'_f = 6 cm² (3 Ø 16) con staffe Ø 8 /15 per le travi Solai: in laterocemento in ottime condizioni, di sufficiente rigidezza e resistenza, di spessore 16+4=20 cm.
```

Pannelli di tamponamento: in laterizi forati di scarsa resistenza e mediocre fattura, di spessore 30 cm.

- Carichi

Le condizioni di carico considerate sono: peso proprio; carico accidentale 1KN/mq in copertura e 2KN/mq per i piani intermedi ; azioni sismiche conformi alle prescrizioni di norma per zone di seconda categoria nelle due direzioni ortogonali (lato lungo *x* e lato corto y).

La condizione più sfavorevole si è avuta per sisma agente nella direzione y.

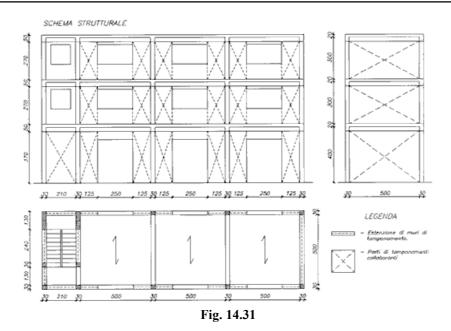
- Sollecitazioni e verifica sismica dello stato di fatto

In relazione alle caratteristiche relative ai pannelli di tamponamento, di cui si è detto, non si è tenuto conto del contributo di resistenza da essi offerto. I solai si sono considerati a comportamento infinitamente rigido.

Attraverso una analisi statica di carattere spaziale si è rilevato, come era prevedibile, che il telaio maggiormente sollecitato è quello trasversale di testata, situato dal lato opposto a quello irrigidito dalla presenza del corpo scala. Con riguardo agli elementi strutturali di questo telaio, le massime sollecitazioni registrate sono: nei pilastri di piano terra

```
M = 61,90 \text{ kNm}; N = 329,52 \text{ kN}, T = 1,63 \text{ kN} nella trave di primo livello: M = 100,75 \text{ kNm}; N = 0 \text{ kN}; T = 64,62 \text{ kN}.
```

Sulla base delle caratteristiche prima precisate e delle massime sollecitazioni registrate, si è avuto modo di accertare che sia i pilastri che le travi non sono in grado di offrire sicurezza per deficienza di armatura sia longitudinale che trasversale, da cui l'esigenza di dover ricorrere ad interventi atti a conferire alla struttura una maggiore resistenza alle azioni sismiche.



- Proposte di intervento

Gli inconvenienti di maggiore rilievo nei confronti del comportamento sismico, sono dovuti alla dissimmetria strutturale causata dalla presenza del corpo scala di rilevante rigidezza rispetto a tutti gli altri elementi. In ragione di ciò, le azioni sismiche nella direzione *y*, inducono effetti torsionali di rilevante intensità che si è ritenuto opportuno correggere conferendo ai pannelli di tamponamento una adeguata rigidezza.

Le tipologie di intervento prese in esame, sono di seguito indicate:

TIPO I = pannelli in conci di tufo estesi alle maglie di tutti i telai, così come indicato nello schema strutturale di Fig. 14.34, aventi: resistenza a compressione $f_c = 2.5$ MPa; resistenza a trazione $f_t = 0$; E = 2452 MPa; perfetta aderenza con gli elementi di contorno del telaio.

TIPO II = pannelli come TIPO I, estesi alle sole maglie del telaio di testata, opposto a quello relativo al corpo scala.

TIPO III = pannelli in muratura di mattoni pieni estesi alle maglie di tutti i telai, aventi: resistenza a.compressione $f_c = 4$ MPa; resistenza a trazione $f_t = 0$; E = 3924 MPa; perfetta aderenza con gli elementi di contorno del telaio.

TIPO IV = pannelli come TIPO III, estesi alle sole maglie del telaio di testata.

- Sollecitazioni e verifica sismica in presenza degli interventi

Per le quattro tipologie di intervento analizzati, gli elementi maggiormente sollecitati sono risultati quelli di piano terra del telaio di testata.

Con riferimento alle varie soluzioni di intervento considerate ed allo stato di fatto, nella seguente Tab. 14.3 sono raccolti:

- i valori massimi dei momenti che si destano sulla trave di primo livello;
- i valori di M, N e T relativi alla sezione di testa del pilastro ove converge il puntone equivalente.

| INTERVENTO | М | | N | | T | | | | |
|----------------|--------|----------|-------|----------|-------|----------|--|--|--|
| | Travi | Pilastri | Travi | Pilastri | Travi | Pilastri | | | |
| TIPO I | 42,30 | 1,88 | 0 | 179,63 | 54,46 | 0,75 | | | |
| TIPO II | 45,98 | 1,21 | 0 | 180,40 | 55,85 | 2,44 | | | |
| TIPO III | 35,73 | 5,56 | 0 | 175,29 | 51,35 | 1,29 | | | |
| TIPO IV | 14,40 | 2,90 | 0 | 172,64 | 43,93 | 0,19 | | | |
| STATO DI FATTO | 100,75 | 43,86 | 0 | 219,45 | 64,62 | 25,17 | | | |

Tab. 14.3 - Caratteristiche di sollecitazione

Dal raffronto dei risultati ottenuti si rileva che gli interventi TIPO II e IV comportano, rispetto allo stato di fatto:

- sulle travi, sensibili riduzioni dei momenti e riduzioni poco significative dei tagli;
- sui pilastri, riduzioni notevoli sia dei momenti che dei tagli;
- con riguardo agli sforzi normali sui pilastri, riduzioni del 20% circa.

Per la verifica degli elementi in c.a., del telaio e della tamponatura, si fa riferimento all'intervento TIPO IV.

Lo sforzo normale sul puntone equivalente risulta N=135,45 kN. Per la determinazione del valore di H_o (componente orizzontale di N), si prendono in considerazione i tre di valori di β previsti dalla norma: H_o ($\beta=1$) = 119,72 kN; H_o ($\beta=1.2$) = 143,66 kN; H_o ($\beta=4$) = 478,88 kN.

I valori relativi delle sollecitazioni aggiuntive da considerare per la verifica dei pilastri sono:

$$\begin{split} M_o \; (\beta = 1) &= 41,89 \; k\text{Nm}; \; M_o \; (\beta = 1.2) = 50,27 \; k\text{Nm}; \; M_o \; (\beta = 4) = 167,60 \; k\text{Nm} \\ T_o \; (\beta = 1) &= 119,72 \; k\text{N}; \; T_o \; (\beta = 1.2) = 143,66 \; k\text{N}; \; T_o \; (\beta = 4) = 478,88 \; k\text{N} \end{split}$$

Sommando questi valori a quelli riportati in Tab. 14.3 per il caso TIPO IV, si ottengono le sollecitazioni complessive sui pilastri, riportate in Tab. 14.4

Tab. 14.4 - Sollecitazioni complessive sui pilastri

| Coefficiente di struttura | М | N | T |
|---------------------------|--------|--------|--------------|
| | (kNm) | (kN) | (kN) |
| TIPO IV - β = 1 | 44,79 | 172,64 | 119,91 |
| " - β = 1.2 | 53,17 | " | 143,85 |
| " - β = 4 | 170,50 | | 479,07 |

- Verifica della tamponatura

Trattandosi di pannelli in muratura di mattoni si è assunto: $\emptyset = 2$; $\beta = 1$; $E_c = 27920$ MPa; $E_m = 3924$ MPa; $\tau_k = 0.2$ MPa; $\sigma_u = 4$ MPa.

a) Verifica allo scorrimento orizzontale

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{I - \frac{(0.8 \ h \, / \, \ell - 0.2)}{1.5 \, \tau_k} \cdot \frac{H_0}{I \cdot t}} = \frac{0.206 \, \text{MPa per } \beta = 1}{0.207 \, \text{MPa per } \beta = 1.2} \\ 0.223 \, \text{MPa per } \beta = 4$$

$$\frac{\tau_u}{\phi} \cdot I \cdot t = \begin{array}{ccc} 154.50 \text{ kN per } \beta = & 1 > H_0 = 122.04 \text{ kN} \\ 155.55 \text{ kN per } \beta = 1.2 > H_0 = 146.44 \text{ kN} \\ 167.25 \text{ kN per } \beta = & 4 < H_0 = 488.16 \text{ kN} \end{array}$$

b) Verifica a trazione lungo la diagonale

$$\begin{array}{ll} \tau_{k} & > 122.04 \; kN \\ \hline 0.6 \; \phi \; \cdot I \cdot t \; = \; 250 \; kN \; > 146.44 \; kN \\ & < 488.16 \; kN \end{array}$$

c) Verifica allo schiacciamento degli spigoli

$$0.8 \frac{\sigma_u}{\phi} \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c}{\alpha E_m} \cdot I \cdot h \cdot t^3} = 169.31 \text{kN} > 146.44 \text{ kN}$$

$$< 488.16 \text{ kN}$$

- Verifica dei pilastri in c.a.

Si considerano le sollecitazioni relative al valore di $\beta = 1$

a) Verifica a pressoflessione

$$M = 44,79 \text{ kNm};$$
 $N = 179,64 \text{ kN}$
 $A_f = A'_f = 10 \text{ cm}^2 (5 \text{ Ø}16);$ $\sigma_c = 8.7 \text{ MPa};$ $\sigma_f = 116.6 \text{ MPa}$

L'armatura richiesta risulta superiore a quella disponibile pari a cm² 4 (2 Ø 16)

b) Verifica a taglio

$$T = 119.91 \text{ kN}$$

 $\tau = 1,67 \text{ MPa}, \text{ staffe } \emptyset \text{ } 10/7.63 \text{ a 2 braccia in cm } 115$

Anche l'armatura di confinamento richiesta risulta superiore a quella disponibile costituita da staffe Ø 8/15.

Sulla base dei risultati ottenuti possono trarsi le seguenti considerazioni:

- per valori di β = 1-1,2, l'intervento TIPO IV, risulta idoneo a garantire margini di sicurezza sufficienti anche nei confronti delle azioni locali; si rende necessario però integrare sia l'armatura longitudinale che quella trasversale dei pilastri,
- assumere valori di β = 4, per cui nessuno degli interventi previsti risulta sufficiente ad adeguare la struttura alle prescrizioni di norma, appare eccessivamente cautelativo;
- non rispondenti all'effettivo comportamento appaiono anche i valori delle sollecitazioni aggiuntive proposte dalle norme per la verifica dei pilastri di contenimento in c.a.

- Stato di deformazione

A completamento dell'analisi svolta si è ritenuto utile controllare anche lo stato di deformazione in relazione agli interventi previsti, facendo riferimento a due parametri significativi: l'eccentricità tra baricentro di massa e di rigidezza, espressa in termini di e_x (e_y rimane pressoché costante); gli spostamenti δ a livello dei vari piani del telaio di testata.

Utilizzando i risultati ottenuti, si sono costruiti i diagrammi di Fig. 14.32 per meglio evidenziare i vantaggi offerti dagli interventi TIPO II e IV. Nella stessa figura è rappresentata anche la rotazione rigida dell'impalcato di copertura.

Da un semplice raffronto ed in accordo con quanto precedentemente dedotto, si rileva chiaramente il notevole vantaggio offerto dai pannelli inseriti nelle maglie del telaio di testata e che, rispetto a questo intervento, il contributo dato dai pannelli estesi nel senso longitudinale è trascurabile..

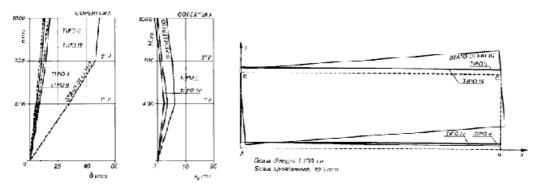


Fig. 14.32

14.5. CONCLUSIONI

Sulla base dei rilievi e delle considerazioni emerse nel commentare i contenuti delle prescrizioni di norma relative ai paragrafi C.9.6 e C.9.7, e quelli riguardanti le istruzioni dei due ALLEGATI 2 e 4, possono trarsi le seguenti conclusioni.

Le prescrizioni C.9.6 o C.9.7, così per come sono attualmente formulate, possono essere considerate raccomandazioni di carattere generico, finalizzate a razionalizzare le operazioni di adeguamento sismico di edifici esistenti in cemento armato e in acciaio, non conformi alle norme sismiche vigenti.

Queste prescrizioni non possono essere ritenute sufficientemente esaustive a risolvere i delicati problemi connessi ai tre argomenti contemplati dalle norme, riguardanti:

- la definizione dello schema strutturale;
- l'analisi dei materiali ed i particolari costruttivi;
- la verifica sismica.

Al fine di una migliore interpretazione delle prescrizioni fornite e per meglio chiarire gli aspetti legati alle applicazioni concrete, nell'esaminare i contenuti relativi ai suddetti argomenti, si è ritenuto utile richiamare ed evidenziare i problemi di maggiore significato, da cui le prescrizioni stesse traggono origine, e precisamente: la durabilità del conglomerato; la individuazione a la programmazione degli interventi; i fenomeni di dissesto localizzati; la duttilità e le capacità dissipative strutturali; la stabilità dell'equilibrio.

Nonostante ciò, si ritiene che sia necessaria ancora una più attenta valutazione ed un maggiore approfondimento di ordine specifico di tali argomenti per potere pervenire ad una più accurata e puntuale formulazione delle prescrizioni.

Con riguardo alla definizione dello schema strutturale, miglioramenti possibili possono certamente essere ottenuti facendo riferimento alle moderne tecniche di identificazione strutturale, basate sulla caratterizzazione dinamica, ed a tecniche di rilevamento che consentono di pervenire ad una classificazione tipologica degli edifici da adeguare.

Anche per quanto attiene l'individuazione di modelli adatti ad interpretare il reale comportamento degli elementi strutturali di dettaglio, come i nodi trave-pilastro, le prescrizioni di norma appaiono non sufficientemente particolarizzate.

Sia per quanto concerne una corretta valutazione delle doti di resistenza, che per la messa in opera degli interventi migliorativi, si è dell'avviso che dovranno essere introdotte delle regole di carattere puntuale al fine di scongiurare fenomeni di collasso localizzati estremamente pericolosi. I danni che ne possono derivare sotto

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga

l'effetto dei carichi ciclici, come quelli di natura sismica, sono difficilmente calcolabili e spesso assumono dimensioni tali da compromettere la stabilità dell'intero edificio.

Altro problema che merita particolare attenzione è quello degli ancoraggi delle armature longitudinali. In merito si ritiene che prescrizioni specifiche e di dettaglio sono da introdurre tenendo conto della posizione che i nodi occupano all'interno del sistema strutturale e delle prestazioni che sono chiamati ad offrire.

Il modello di calcolo proposto nell'ALLEGATO 2, non è valido nel caso di telai con tamponature forate e neppure consente di tenere conto, in forma esplicita dei delicati problemi di instabilità. Pertanto, si ritiene che questi argomenti, unitamente a quelli riguardanti la definizione del valore di â e delle sollecitazioni aggiuntive per la verifica dei pilastri in c.a., debbano essere approfonditi facendo ricorso a metodologie di maggiore attendibilità, allo scopo di potere giungere a prescrizioni di concreta utilizzazione per potere trattare anche i casi che non rispettano le condizioni di validità previste nella circolare.

Con riguardo ai contenuti dell'ALLEGATO 4, anche se rivolti più specificatamente ad elementi dettaglio di carattere esecutivo delle strutture in cemento armato, si ritiene che le istruzioni fornite.possano essere migliorate. Per il conseguimento di questi obiettivi è il caso di fare rilevare che i metodi di calcolo più avanzati trovano fondamento sull'analisi non lineare di meccanismi di probabile collasso per flessione e taglio, attraverso cui viene determinata l'armatura di confinamento ed, in particolare, l'interasse delle staffe e l'estensione delle zone da staffare. Prescrizioni, basate sui risultati di queste analisi, debbono essere introdotti al fine di scongiurare fenomeni di collasso localizzati particolarmente insidiosi.

Altra considerazione conclusiva, di fondamentale importanza e che non può farsi a meno di evidenziare, riguarda le prescrizioni di norma da adottare per una corretta impostazione della problematica relativa alla verifica sismica. Per quanto attiene questo interessante problema si è dell'avviso che i metodi di calcolo da perseguire debbano essere incentrati sulle metodologie di analisi non lineare, ed in particolare sulla definizione dei coefficienti di struttura. Di questi coefficienti, rappresentativi della duttilità e delle capacità dissipative di un sistema, le norme più aggiornate, per le tipologie di più frequente impiego, forniscono i valori.

Infine, con riferimento alle prescrizioni relative alle strutture in acciaio, non può essere trascurato il problema della instabilità che per questo tipo di strutture assume particolare importanza. Al fine di scongiurare stati di pericolo derivanti da fenomeni di questo genere, si ritiene necessario, come si è fatto per le strutture in c.a., la messa a punto di istruzioni di carattere specifico.

14.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) F. Leonhardt, Calcolo di progetto e tecniche costruttive, Voll. I, II, III, Edizioni Tecniche ET, Milano.
- (2) J. Hellesland and R. Green, Testsof repaired reinforced concrete columns, ACI 69, Dicembre 1972.
- (3) A. Migliacci, *Criteri esecutivi e controlli*, Giornale AICAP, Roma, 1979, Industria Italiana del Cemento nº 19.
- (4) F. Braga, M. Petrangeli, *Correlazioni sul comportamento degli edifici civili con strutture in cemento armato nel terremoto del 1976 nel Friuli*, Industria Italiana del Cemento, Luglio-Agosto, 1976.
- (5) A. Carpinteri, et al., Effetto delle tamponature nelle strutture intelaiate sottoposte a sollecitazione sismica, Industria del Cemento, 4/1985.
- (6) H.G. Natke, Application of system identification in engineering, CISM, Udine, 1988.
- (7) R. Park, Ductility of reinforced concrete frames under seismic loading, New Zealand Engineering, 1968
- (8) A. Priestley and R. Park, Ductility of spirally-confined concrete columns, ASCE, Vol. 107, Jan. 1981
- (9) A. Castellani, Duttilità di strutture in calcestruzzo armato, CLUP, Milano, 1977.
- (10) G. Zingone, L. La Mandola, G. Campione, *Resistenza e duttilità di elementi in c.a. rinforzati con fibre di carbonio*, Atti del 7° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", 1995.
- (11) G. Zingone, et al., Risultati teorici e sperimentali sulla stabilità e la rigidezza di pannelli di controvento, Ingegneria Sismica, Anno IV, n. 1, 1987.
- (12) G. Zingone, et al., *Behaviour of infilled frames with openings stiffened by surrounding frames*, Ninth Word CEE, Tokyo-Kyoto, 1988.
- (13) G. Zingone, et al., *Verifica sismica delle pareti murarie pressoinflesse*, 7° Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Siena, 1995.
- (14) L. Corradi, Instabilità delle strutture, CLUP, Milano, 1978.
- (15) G. Zingone, Il calcolo delle strutture allo stato limite ultimo, Flaccovio Editore, Palermo, 1977.
- (16) G. Zingone, et al., Problemi strutturali nell'ingegneria sismica, Flaccovio Editore, Palermo, 1992.
- (17) A. Corsanego, Vulnerabilità sismica degli edifici e metodi per valutarla, Ingegneria Sismica, n. 7, 1984.
- (18) C. Gavarini, N. Nisticò, *Vulnerabilità sismica degli edifici in cemento armato*, Ingegneria Sismica, n.2, 1991.
- (19) G. Zingone, L. Cavaleri, *Sulla vulnerabilità sismica delle costruzioni in muratura e tipologia specialistica*, 7° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Vol. 1, 1995.
- (20) CEB, Quality assurance and quality control, B. 205-M.C.-Ch. 12.
- (21) CEB, Durability, B. 204-M.C.-Ch. 8.
- (22) Eurocodice 8, Norme Cee per le strutture in zona sismica.
- (23) Eurocodice 3, Norme Cee per le strutture in acciaio.

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

Cap. 15 - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

(par. D)

(Ernesto Cascone, Michele Maugeri)

SOMMARIO

- 15.1. Generalità 15.3
- 15.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 15.3
 - 15.2.1. Premessa 15.3
 - 15.2.2. Valutazione della spinta attiva 15.4
 - 15.2.3. Valutazione della forza di inerzia del muro 15.8
 - 15.2.4. Verifiche geotecniche dei muri con fondazioni superficiali 15.11
 - 15.2.5. Verifiche dei muri fondati su pali e delle paratie 15.14
- 15.3. Commenti e miglioramenti possibili 15.15
 - 15.3.1. Comportamento dei muri di sostegno durante i terremoti 15.15
 - 15.3.2. Le prescrizioni degli Eurocodici 15.16
 - 15.3.3. Calcolo della spinta per particolari condizioni al contorno 15.23
 - 15.3.4. Il concetto di spostamento ammissibile 15.26
 - 15.3.5. Analisi dinamiche dell'interazione muro-terreno 15.30
- 15.4. Esempi di applicazione 15.32
 - 15.4.1. Esempio di applicazione delle norme italiane e degli Eurocodici 15.32
 - 15.4.2. Esempio di applicazione per un muro con particolari condizioni al contorno 15.34
 - 15.4.3. Esempio di applicazione dei metodi di calcolo degli spostamenti 15.35
- 15.5. Conclusioni 15.37
- 15.6. Bibliografia 15.38

| ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga | | | | |
|---|--|--|--|--|
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

Cap. 15 - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI (par. D)

(Ernesto Cascone, Michele Maugeri)

15.1. GENERALITA'

I criteri per la progettazione delle opere di sostegno dei terreni in zone sismiche, riportati nel Par. D del recente D.M. 16.01.96 (65), sono ispirati a noti modelli di calcolo della risultante delle pressioni del terreno sulle opere di sostegno. Tali modelli, basati principalmente sul concetto di equilibrio limite, hanno nella teoria di Coulomb (1) il più antico e valido riferimento. La formulazione di Coulomb e le estensioni che di questa sono state successivamente elaborate (3) presentano, tuttavia, validità in condizioni puramente statiche, mentre le norme riportate nel D.M. 16.01.96 sono implicitamente riferite alle cosiddette soluzioni pseudostatiche, che costituiscono un utile strumento per la progettazione antisismica delle opere di sostegno, qualora siano impiegate con opportuno criterio e sensibilità geotecnica.

Nel presente capitolo viene esposta una approfondita disamina delle problematiche connesse alla progettazione delle opere di sostegno dei terreni, con particolare riferimento ai muri, per i quali le norme contenute nel citato decreto chiariscono, in modo molto sintetico, soltanto i due aspetti riguardanti la determinazione dell'incremento di spinta dovuto al sisma e la valutazione della forza d'inerzia agente sul muro. Saranno pertanto indicate le basi concettuali dei criteri di progettazione per le quali il D.M. 16.01.96 rimanda, almeno per le linee generali, al D.M. 11.03.88 (39) riguardante, tra l'altro, le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre. Inoltre, poichè le norme consentono "calcolazioni approfondite" in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte, saranno indicati alcuni possibili miglioramenti ed approfondimenti dei metodi di calcolo delle opere di sostegno, che traggono spunto da risultati scientifici consolidati e dal confronto con gli Eurocodici 7 (53) ed 8 (52). Tali miglioramenti pur lasciando ampio margine alla sensibilità del progettista, costituiranno utili suggerimenti per specifiche situazioni di progetto, riducendo il rischio di commettere valutazioni imprecise delle azioni di calcolo da introdurre nelle verifiche di stabilità e degli elementi strutturali.

15.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMATIVA

15.2.1. PREMESSA

Le azioni dinamiche generate dal verificarsi di un evento sismico determinano una sensibile alterazione dello stato di sforzo del terreno e ne influenzano le caratteristiche di deformabilità e resistenza in misura significativa, come è ampiamente dimostrato dalla vasta produzione scientifica sul tema del comportamento dei terreni sottoposti a carichi ciclici e dinamici. E' pertanto evidente che gli effetti indotti dal sisma assumano estrema rilevanza nei problemi di interazione tra il terreno e le opere di ingegneria civile in generale e nello studio delle opere geotecniche in particolare. Tra queste ultime le opere di sostegno dei terreni occupano un posto singolare per la loro ampia diffusione sul territorio e per la specifica funzione nel settore delle infrastrutture di trasporto che conferisce a tali opere una importanza strategica di prim'ordine ai fini di un'eventuale emergenza post-sismica.

Una accurata definizione delle azioni esterne e delle condizioni al contorno, specifiche per ciascun caso reale, costituisce un passo imprescindibile per una corretta progettazione delle opere di sostegno. In tal senso, come opportunamente suggerisce il Par. D del D.M. 11.03.88, è necessario intendere per opera di sostegno il complesso struttura-terreno e tener conto delle azioni derivanti dalla presenza del terreno, dell'acqua, di eventuali sovraccarichi e di una eccitazione sismica di progetto, traducendone gli effetti in una spinta applicata a tergo del muro.

Da un primo esame del Par. D che il D.M. 16.01.96 dedica alle opere di sostegno dei terreni emergono le seguenti indicazioni:

- -le azioni sismiche da considerare agiscono soltanto in direzione orizzontale: come si vedrà nel par. 15.2.2 l'approssimazione indicata dalla norma è, in linea di massima, accettabile;
- -è lasciata libertà al progettista di valutare le azioni sismiche eseguendo "calcolazioni approfondite": questo aspetto è di fondamentale importanza perchè offre spazio all'applicazione di modelli sofisticati essenziali quando si verificano particolari condizioni al contorno;
- -vengono indicati i criteri per il calcolo delle azioni indotte dal sisma: tali criteri verranno discussi.nei paragrafi 15.2.2 e 15.2.3 e se ne illustreranno brevemente i presupposti teorici da cui derivano;
- -l'introduzione delle azioni dovute al sisma (non le "verifiche", come impropriamente recita il testo del decreto) può essere omessa per i muri di altezza inferiore a 3 metri: non è chiaro lo spirito di questa indicazione che appare arbitraria, tanto più che nell'ottica pseudostatica che informa il Par. D in discussione, il livello di sicurezza non è strettamente dipendente dall'altezza;
- -non vengono fornite indicazioni circa le verifiche geotecniche, per le quali, tuttavia, secondo le prescrizioni generali riportate al par. A.2 del D.M. 16.01.96, si può fare riferimento al par.D del D.M. 11.03.1988; le verifiche allo stato limite ultimo degli "elementi strutturali" devono essere effettuate incrementando del 50% i valori delle azioni di calcolo dovute al sisma: tale maggiorazione appare eccessiva se riferita all'incertezza sui dati geotecnici che intervengono nella valutazione della spinta, come sarà illustrato al par. 15.3.2.

15.2.2. VALUTAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA

Alla base delle tradizionali procedure di calcolo della spinta esercitata dal terreno sulle opere di sostegno risiede il metodo dell'equilibrio limite, che costituisce una semplificazione del metodo delle curve caratteristiche sviluppato da Sokolovskii (13), ed è stato ampiamente utilizzato nella meccanica dei terreni per la determinazione di soluzioni approssimate nei problemi di stabilità. Secondo il metodo dell'equilibrio limite, ipotizzando che il terreno si trovi in condizioni di rottura per una prefissata forma della superficie di scorrimento, si ricerca la posizione di tale superficie che risulta più gravosa ai fini dell'equilibrio del sistema costituito dal terreno e dall'opera. In particolare il modello di calcolo indicato dal D.M. 16.01.96 si basa sul concetto sopra enunciato e specificatamente sulla ricerca della inclinazione della superficie piana di rottura del terrapieno a tergo del muro che rende massima la spinta in condizioni attive, tenendo conto della presenza delle azioni dovute al sisma. Tale spinta viene valutata mediante la teoria di Mononobe e Okabe (5 e 4) sviluppata in Giappone nella seconda metà degli anni '20 in seguito ad alcuni terremoti disastrosi. I risultati fondamentali di questa teoria sono universalmente noti e, con piccole variazioni ed adattamenti, sono stati recepiti dalle normative antisismiche di numerosi paesi. Non sono tuttavia altrettanto note le ipotesi la cui importanza è fondamentale ai fini della comprensione e della corretta applicazione del modello di calcolo. Specificatamente esse sono:

- 1) il muro è sufficientemente lungo da poter trascurare gli effetti delle condizioni alle estremità;
- 2) il terrapieno a tergo del muro è considerato asciutto, omogeneo e privo di coesione ed il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb;
- 3) il muro trasla in direzione orizzontale di uno spostamento tale da produrre uno stato di equilibrio plastico corrispondente alla minima spinta attiva;
- 4) la superficie di rottura del terreno è piana, inclinata di un angolo α sull'orizzontale e passa per il piede del muro;
- 5) quando è mobilitata la minima spinta attiva il cuneo di terreno retrostante il muro è in condizioni di rottura e lungo il piano di rottura si sviluppa la massima resistenza al taglio;
- 6) il cuneo di terreno si comporta come un corpo rigido tale che le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica siano uniformi al suo interno ed abbiano lo stesso modulo delle omologhe componenti alla base del muro;
- 7) gli effetti inerziali del muro sono trascurabili.

In forza della sesta ipotesi l'azione sismica sul sistema può essere rappresentata dalle forze di inerzia khW e kvW dove W è il peso del cuneo di terreno e ah=khg e av=kvg sono rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica alla base del muro, mentre con g si è indicato il modulo della accelerazione di gravità.

La Fig. 15.1 mostra il modello utilizzato per il metodo di analisi di Mononobe e Okabe, secondo il quale la spinta attiva è data dalla nota espressione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE}$$
 (15.1)

Dove

γè il peso dell'unità di volume del terreno

H è l'altezza del muro

K_{AE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche dato dalla relazione

$$K_{AE} = \frac{\cos^{2}(\phi - \vartheta - \beta)}{\cos\vartheta\cos^{2}\beta\cos(\delta + \beta + \vartheta\left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \vartheta - i)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta)\cos(i - \beta)}}\right]^{2}}$$
(15.2)

in cui

φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno

 δ è l'angolo d'attrito muro-terreno

i è l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale

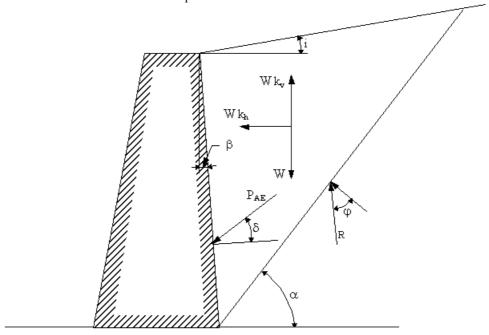


Fig. 15.1 - Schema di calcolo di Mononobe-Okabe.

 β è l'angolo formato dal paramento interno del muro con la verticale ϑ è espresso dalla relazione

$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \tag{15.3}$$

Il coefficiente di spinta rappresenta il rapporto tra le tensioni orizzontali e quelle verticali mobiliate nel terrapieno in condizioni attive e costituisce la soluzione del problema di equilibrio limite. La condizione per l'esistenza di tale soluzione è che il radicando sia positivo o nullo. Perchè ciò avvenga deve risultare $\phi - \vartheta - i > 0$

cioè, a prescindere dalle caratteristiche dell'opera di sostegno, l'equilibrio non è soddisfatto se la pendenza del terrapieno supera il valore limite i max:

$$i_{\text{max}} = \varphi - \vartheta$$
 (15.4)

o se, ricordando la definizione di ϑ , il coefficiente di accelerazione orizzontale (coincidente con il coefficiente C introdotto dal D.M. 16.01.96) supera il valore limite khmax:

$$k_{h \text{ max}} = (1 - k_V) \tan (\phi - i)$$
 (15.5)

L'angolo α associato alla soluzione di Mononobe e Okabe è espresso dalla relazione di Wong (28) riportata da Ghionna (40):

$$\alpha = \phi - \vartheta + \tan^{-1} \left[\frac{\sqrt{P(P+Q)(1+QR)} - P}{1+R(P+Q)} \right]$$
 (15.6)

ove si è posto

$$\begin{split} P &= tan(\phi - \vartheta - i) \\ Q &= \frac{1}{tan(\phi - \vartheta - \beta)} \\ R &= tan(\vartheta + \beta + \delta) \end{split}$$

In effetti la normativa suggerisce di valutare la spinta sismica P_{AE} (comprendente sia il contributo statico che quello dinamico dovuto al sisma ed infelicemente indicata nel decreto ministeriale con Fs , simbolo solitamente adottato per indicare il fattore di sicurezza) utilizzando il semplice metodo di.Arango, riportato per la prima volta da Seed e Whitman (18), che consente di calcolare il valore del coefficiente K_{AE} di Mononobe e Okabe dagli abachi e dalle tabelle disponibili per la determinazione di KA ottenuti col metodo di Coulomb in condizioni statiche (Tab. 15.1). Secondo tale procedura l'espressione generale della spinta può essere messa nella forma : $P_{AE} = P_{A(\beta^*,i^*)}(1-k_V)A$ (15.7)

Tab. 15.1 - Coefficienti di spinta attiva KA secondo la teoria di Coulomb.

| | | | | β=0° | i=-10° | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|
| δ | φ=26° | φ=28° | φ=30° | φ=32° | φ=34° | φ=36° | φ=38° | φ=40° | φ=42° |
| 0. | 0,354 | 0,328 | 0,304 | 0,281 | 0,259 | 0,239 | 0,220 | 0,201 | 0,184 |
| 16° | 0,311 | 0,290 | 0,270 | 0,252 | 0,234 | 0,216 | 0,200 | 0,184 | 0,170 |
| 17° | 0,309 | 0,289 | 0,269 | 0,251 | 0,233 | 0,216 | 0,200 | 0,184 | 0,169 |
| 20° | 0,306 | 0,286 | 0,267 | 0,249 | 0,231 | 0,214 | 0,198 | 0,183 | 0,169 |
| 22° | 0,304 | 0,285 | 0,266 | 0,248 | 0,230 | 0,214 | 0,198 | 0,183 | 0,168 |
| | | | | β=0° | i=-5° | | | | |
| δ | φ=26° | φ=28° | φ=30° | φ=32° | φ=34° | φ=36° | φ=38° | φ=40° | φ=42° |
| 0° | 0,371 | 0,343 | 0,318 | 0,293 | 0,270 | 0,249 | 0,228 | 0,209 | 0,191 |
| 16° | 0,328 | 0,306 | 0,284 | 0,264 | 0,245 | 0,226 | 0,209 | 0,192 | 0,176 |
| 17° | 0,327 | 0,305 | 0,283 | 0,263 | 0,244 | 0,226 | 0,208 | 0,192 | 0,176 |
| 20° | 0,324 | 0,302 | 0,281 | 0,261 | 0,242 | 0,224 | 0,207 | 0,191 | 0,175 |
| 22° | 0,322 | 0,301 | 0,280 | 0,260 | 0,242 | 0,224 | 0,207 | 0,191 | 0,175 |
| | | | | β=0° | ' i=0° | | | | |
| δ | φ=26° | φ=28° | φ=30° | φ=32° | φ=34° | φ=36° | φ=38° | φ=40° | φ=42° |
| 0° | 0,390 | 0,361 | 0,333 | 0,307 | 0,283 | 0,260 | 0,238 | 0,217 | 0,198 |
| 16° | 0,349 | 0,324 | 0,300 | 0,278 | 0,257 | 0,237 | 0,218 | 0,201 | 0,184 |
| 17° | 0,348 | 0,323 | 0,299 | 0,277 | 0,256 | 0,237 | 0,218 | 0,200 | 0,183 |
| 20° | 0,345 | 0,320 | 0,297 | 0,276 | 0,255 | 0,235 | 0,217 | 0,199 | 0,183 |
| 22° | 0,343 | 0,319 | 0,296 | 0,275 | 0,254 | 0,235 | 0,217 | 0,199 | 0,183 |

Cap.15: Opere di sostegno dei terreni (Ernesto Cascone, Michele Maugeri)

| | β=0° i=5° | | | | | | | | |
|-----|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| δ | φ=26° | φ=28° | φ=30° | φ=32° | φ=34° | φ=36° | φ=38° | φ=40° | φ=42° |
| 0° | 0,414 | 0,382 | 0,352 | 0,323 | 0,297 | 0,272 | 0,249 | 0,227 | 0,206 |
| 16° | 0,373 | 0,345 | 0,319 | 0,295 | 0,272 | 0,250 | 0,229 | 0,210 | 0,192 |
| 17° | 0,372 | 0,344 | 0,318 | 0,294 | 0,271 | 0,249 | 0,229 | 0,210 | 0,192 |
| 20° | 0,370 | 0,342 | 0,316 | 0,292 | 0,270 | 0,248 | 0,228 | 0,209 | 0,191 |
| 22° | 0,369 | 0,341 | 0,316 | 0,292 | 0,269 | 0,248 | 0,228 | 0,209 | 0,191 |
| | | | | β=0° | i=10° | | | | |
| δ | φ=26° | φ=28° | φ=30° | φ=32° | φ=34° | φ=36° | φ=38° | φ=40° | φ=42° |
| 0° | 0,443 | 0,407 | 0,374 | 0,343 | 0,314 | 0,286 | 0,261 | 0,238 | 0,216 |
| 16° | 0,404 | 0,372 | 0,342 | 0,315 | 0,289 | 0,265 | 0,242 | 0,221 | 0,201 |
| 17° | 0,404 | 0,371 | 0,342 | 0,314 | 0,288 | 0,264 | 0,241 | 0,221 | 0,201 |
| 20° | 0,402 | 0,370 | 0,340 | 0,313 | 0,287 | 0,263 | 0,241 | 0,220 | 0,201 |
| 22° | 0,401 | 0,369 | 0,340 | 0,312 | 0,287 | 0,263 | 0,241 | 0,220 | 0,201 |
| | | | | β=0° | i=15° | | | | |
| δ | φ=26° | φ=28° | φ=30° | φ=32° | φ=34° | φ=36° | φ=38° | φ=40° | φ=42° |
| 0° | 0,482 | 0,440 | 0,402 | 0,367 | 0,334 | 0,304 | 0,276 | 0,251 | 0,227 |
| 16° | 0,447 | 0,408 | 0,372 | 0,340 | 0,310 | 0,283 | 0,258 | 0,234 | 0,213 |
| 17° | 0,447 | 0,407 | 0,372 | 0,339 | 0,310 | 0,282 | 0,257 | 0,234 | 0,212 |
| 20° | 0,446 | 0,406 | 0,371 | 0,338 | 0,309 | 0,282 | 0,257 | 0,234 | 0,212 |
| 22° | 0,446 | 0,406 | 0,371 | 0,338 | 0,309 | 0,282 | 0,257 | 0,234 | 0,212 |

dove $P_{A(\beta^*,i^*)}$ è la spinta ottenuta in condizioni statiche in corrispondenza dei valori fittizi degli angoli di inclinazione del paramento interno del muro β^* e dell'estradosso del terrapieno i^* , definiti dalle espressioni:

$$\beta$$
* = β + ϑ

$$i * = i + \vartheta$$

 k_V è il coefficiente di accelerazione sismica verticale ed A è un coefficiente, funzione di β e ϑ , dato dal rapporto

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2\beta\cos\vartheta}$$
 (15.8)

il cui andamento è mostrato in Fig. 15.2.

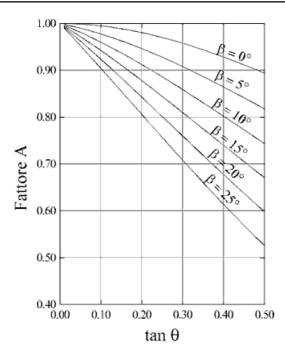


Fig. 15.2 - Valori di A per la determinazione di KAE secondo il metodo di Arango (18).

Dal grafico appare evidente che il fattore A, per una qualsivoglia inclinazione del paramento interno del muro, è sempre minore dell'unità e decresce al crescere dell'accelerazione sismica; ciò naturalmente non significa che la spinta statica è maggiore della spinta sismica, ma semplicemente che la spinta statica calcolata in corrispondenza degli angoli fittizi β^* e i* sopra definiti è maggiore della spinta sismica calcolata in corrispondenza degli angoli effettivi β e i.

I risultati di una analisi (18) volta a valutare l'influenza dei vari parametri sul coefficiente K AE del metodo di Mononobe e Okabe mostrano che il coefficiente di spinta dipende sensibilmente dall'angolo di resistenza al taglio del terreno e dall'angolo di inclinazione dell'estradosso del terrapieno, nonchè dalla componente orizzontale dell'accelerazione sismica, mentre l'effetto della variazione dell'angolo d'attrito muro-terreno e della componente verticale dell'accelerazione è alquanto ridotto per valori di kh maggiori di circa 0,25 (Fig. 15.3). Appare dunque giustificato che il decreto ministeriale al primo comma del Par. D trascuri le azioni sismiche verticali ponendo implicitamente $k_V = 0$. In tal caso risulta

 $\vartheta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} C$

dove C è il coefficiente di intensità sismica definito dalla normativa. Inoltre il decreto ministeriale considera l'incremento dinamico di spinta dato dalla differenza tra la spinta sismica e la spinta statica (ΔF =Fs-F) che, utilizzando i simboli correnti nella letteratura geotecnica, si può mettere nella forma:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \tag{15.9}$$

Si assume, inoltre, che la spinta statica sia applicata ad una quota pari ad H/3 rispetto alla base del muro e che l'incremento di spinta dovuto al sisma sia applicato a (2/3)H dalla base del muro.

15.2.3. VALUTAZIONE DELLA FORZA DI INERZIA DEL MURO

Le norme contenute nel D.M. 16.01.96 prescrivono di prendere in considerazione gli effetti inerziali del muro sottoposto all'azione sismica introducendo una forza orizzontale applicata nel baricentro.dei pesi e pari a Fi=CW (15.10)

dove C rappresenta il coefficiente di intensità sismica e con W si è indicato il peso del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

L'importanza di tali effetti inerziali trascurati nella teoria di Mononobe e Okabe è stata dimostrata da Richards ed Elms (20). Considerando lo schema di Fig. 15.4 e indicando con Ww il peso del muro e con R la reazione alla base del muro, avente componenti F ed N, perché sia soddisfatto l'equilibrio devono essere verificate le relazioni

$$N = (1-k_V)W_W + P_{AE} \operatorname{sen}(\delta + \beta)$$

$$F = k_h W_W + P_{AE} \cos(\delta + \beta)$$
(15.11)
(15.12)

in condizioni di equilibrio limite vale la relazione

$$F = N \tan \varphi_b \tag{15.13}$$

ove con φ b si è indicato l'angolo d'attrito tra la fondazione del muro ed il terreno.

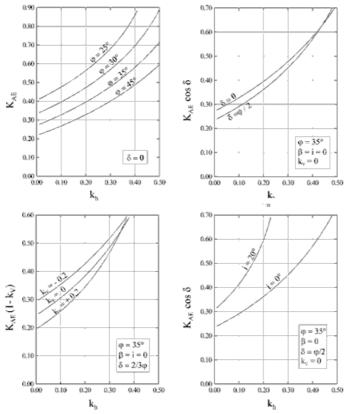


Fig. 15.3 - Influenza di diversi parametri sul coefficiente di spinta (18).

Effettuando semplici sostituzioni si ottiene:

$$P_{AE} = [cos(\delta + \beta) - sen(\delta + \beta) tan\phi_b] = W_W[(1-k_v) tan\phi_b - k_h]$$
 tenendo presente che

$$\tan\vartheta = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

e risolvendo rispetto a Ww risulta:
$$W_{W} = \frac{\cos(\delta + \beta) - \sin(\delta + \beta)\tan\phi_{b}}{(1 - k_{v})(\tan\phi_{b} - \tan\vartheta)} P_{AE}$$
 (15.15)

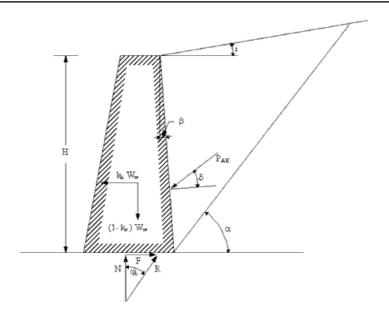


Fig. 15.4 - Schema di calcolo di Richards ed Elms (20).

Ww rappresenta dunque il minimo peso del muro che soddisfa l'equilibrio alla traslazione sotto l'azione della spinta sismica. Definendo il coefficiente dinamico di inerzia del muro

$$\begin{split} C_{IE} &= \frac{\cos(\delta + \beta) - \sin(\delta + \beta)\tan\phi_b}{(1 - k_v)(\tan\phi_b - \tan\vartheta)} \\ (15.16) \\ Ww \ si \ pu\`o \ mettere \ nella \ forma: \\ W_w &= C_{IE} \ P_{EA} \end{split} \tag{15.17}$$

Allo scopo di porre in evidenza l'importanza dei due effetti dinamici, e cioè l'incremento di spinta attiva dovuto all'inerzia del cuneo di rottura del terreno e l'incremento di forza dovuto all'inerzia del muro, Richards ed Elms (20) hanno definito un fattore di spinta del terreno.

$$F_{T} = \frac{K_{AE}(1 - k_{v})}{K_{A}} \tag{15.18}$$

ed un fattore di inerzia del muro

$$F_{I} = \frac{C_{IE}}{C_{I}} \tag{15.19}$$

normalizzati rispetto ai valori statici K_A e C_I calcolati sostituendo $kv = \vartheta = 0$ nelle espressioni di K_{AE} e C_{IE} . Il prodotto

$$F_{W} = F_{T}F_{I} = \frac{W_{W}}{W_{S}}$$
 (15.20)

si può interpretare come un fattore di sicurezza che tiene conto delle pressioni (statiche e dinamiche) del terreno e dell'inerzia del muro, mentre W s è il peso del muro necessario affinché sia verificato l'equilibrio nel caso puramente statico. E' possibile osservare che il fattore di inerzia del muro è dello stesso ordine di grandezza del coefficiente di spinta del terreno (Fig. 15.5) e non è dunque trascurabile in una corretta progettazione antisismica dei muri di sostegno. In Fig. 15.6 sono mostrati i risultati di una analisi volta a valutare l'effetto di diversi parametri sul valore del fattore di inerzia C_{IE} al variare del coefficiente di accelerazione sismica orizzontale. Appare evidente che le variazioni di C_{IE} non sono sempre trascurabili e che pertanto la scelta dei parametri va operata con particolare attenzione.

15.2.4. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MURI CON FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il decreto ministeriale 16.01.96 non fa alcuna menzione riguardo alle verifiche di stabilità geotecnica che devono essere soddisfatte per garantire la sicurezza dei manufatti posti a sostegno delle terre; tuttavia nelle prescrizioni generali relative ai terreni di fondazione, riportate al Par. A.2, rimanda al D.M. 11.03.88 al quale si farà riferimento per quanto riguarda le prescrizioni che fissano i criteri ed i fattori di sicurezza da rispettare.

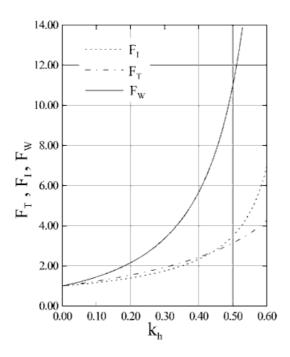


Fig. 15.5 - Andamento dei fattori FT, FI, FW con kh (20).

Secondo tale decreto, ai fini delle verifiche, le azioni sulle opere di sostegno devono essere calcolate in modo da pervenire alle condizioni più sfavorevoli per l'equilibrio del muro e le spinte devono essere valutate sulla base di considerazioni riguardanti gli spostamenti relativi che l'opera di sostegno può subire rispetto al terreno, compatibilmente con le condizioni di vincolo. Le verifiche da eseguire per i muri di sostegno sono:

- -la verifica alla traslazione sul piano di posa del muro
- -la verifica al ribaltamento del muro
- -la verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- -la verifica di stabilità globale.

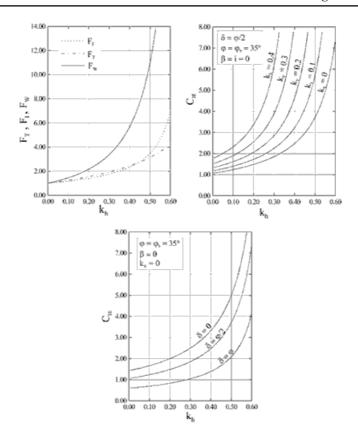


Fig. 15.6 - Influenza di vari parametri sul fattore di inerzia del muro (20).

La verifica alla traslazione sul piano di posa consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un fattore di sicurezza alla traslazione. Tale fattore di sicurezza, definito come il rapporto tra la risultante delle forze resistenti e quella delle forze instabilizzanti, non inferiore a 1,3. Le azioni instabilizzanti previste sono quelle dovute al terreno, all'acqua ed agli eventuali sovraccarichi, nonché, per estensione al caso sismico, le azioni derivanti dall'inerzia del terrapieno e dall'inerzia del muro. Le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che per attrito si desta all'interfaccia tra la base del muro ed il terreno di fondazione e dalla reazione fornita dal terreno antistante il muro che si oppone alla traslazione. La prima di tali forze resistenti viene calcolata moltiplicando la risultante delle forze verticali agenti sul muro per tan ϕ_b , in cui ϕ_b è l'angolo d'attrito che caratterizza il contatto tra la fondazione del muro ed il terreno, che in generale viene assunto coincidente con l'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Della resistenza esplicata dal terreno antistante il muro, stando alla norma, è possibile tenere conto "solo in casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi del muro"; in ogni caso il suo modulo, anch'esso funzione dello spostamento sperimentato dal muro di sostegno, è fissato in misura non superiore al 50% della spinta passiva. Tali prescrizioni mettono in evidenza lo spirito estremamente cautelativo che le informa. Infatti sia casi di collasso documentati (55), sia alcuni risultati sperimentali (56, 61) mostrano che la presenza di un riempimento di valle, seppure di altezza molto limitata rispetto all'altezza totale del muro, costituisce un vincolo efficace alla traslazione e fa sì che l'eventuale meccanismo di rottura in condizioni dinamiche si inneschi per rotazione intorno ad un punto posto ad una quota superiore rispetto alla base del muro. E' noto, inoltre, che a parità di condizioni l'ampiezza dello spostamento in grado di mobilitare la resistenza passiva è notevolmente maggiore di quella relativa allo spostamento che innesca la condizione limite attiva, ma è pur necessario tener conto che l'altezza del rinterro è, in generale, modesta e che sebbene non si siano riscontrati sperimentalmente casi di formazione del cuneo di rottura passivo (tranne che in esperimenti progettati ad hoc (47)) è lecito pensare che la riduzione della resistenza al 50% del valore limite sia ampiamente conservativa.

In generale, per valutare la resistenza passiva in condizioni sismiche si possono utilizzare le relazioni

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{PE}$$
 (15.21)

dove

H è l'altezza del tratto di muro soggetto alla resistenza passiva

K_{PE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche dato dalla relazione:

$$K_{PE} = \frac{\cos^{2}(\phi - \vartheta + \beta)}{\cos \vartheta \cos^{2} \beta \cos(\delta - \beta + \vartheta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \vartheta + i)}{\cos(\delta - \beta + \vartheta)\cos(i - \beta)}}\right]^{2}}$$
(15.22)

e gli altri simboli hanno il consueto significato.

Tale soluzione è basata sull'ipotesi di superficie di rottura piana che, anche nel caso statico, non corrisponde con l'effettiva superficie critica; a causa di ciò, e per elevati valori dell'angolo d'attrito tra il paramento interno del muro ed il terreno l'espressione di K_{PE} sopra riportata può condurre ad una sopravvalutazione della resistenza passiva. E' pertanto opportuno fare ricorso a coefficienti di spinta dedotti assumendo superfici di rottura curve (6).

La verifica al ribaltamento viene correntemente eseguita valutando i momenti generati da tutte le forze, instabilizzanti e resistenti, rispetto al piede del muro; secondo il D.M. 11.03.88 il fattore di sicurezza al ribaltamento, definito come il rapporto tra il momento resistente totale ed il momento instabilizzante totale, deve risultare non inferiore a 1,5. Nella valutazione del fattore di sicurezza è tuttavia possibile seguire due differenti criteri, a seconda di come vengono introdotti i momenti dovuti alle componenti verticali della spinta statica, dell'incremento dinamico della spinta ΔP_{AE} e della forza d'inerzia del muro. Infatti tali momenti possono essere sommati al termine dei momenti resistenti, fornendo in tal modo un risultato a vantaggio di sicurezza, oppure, più rigorosamente, possono essere detratti dal termine dei momenti instabilizzanti.

La verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione non superino il carico limite che esso può tollerare. Al fine di cautelarsi dal raggiungimento della condizione di rottura del terreno la norma prescrive che il coefficiente di sicurezza, definito come il rapporto tra il carico limite ed il carico di esercizio, sia non inferiore a 2. Per quanto concerne i criteri per la determinazione del carico limite e le implicazioni che tale problema comporta nell'ipotesi di condizioni sismiche si rimanda al cap. 4, ed in particolare al Par. 4.2.2.3 per il caso di muri posti su fondazioni superficiali. E' comunque opportuno sottolineare in questa sede che particolare attenzione deve essere posta nel calcolo dei fattori che tengono conto della inclinazione e della eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno di fondazione, poiché questi risultano determinanti ai fini di una corretta valutazione del carico limite delle fondazioni superficiali.

Il D.M. 16.01.1996 al punto A.2 prescrive di valutare le condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche, lasciando ampia libertà operativa al progettista e rimandando genericamente al D.M. 11.03.88

La verifica di stabilità globale è volta a garantire la stabilità del complesso muro-terreno nei confronti di fenomeni di scorrimento profondo e va effettuata ricorrendo ai noti metodi di calcolo della stabilità dei pendii, anch 'essi basati sul concetto di equilibrio limite (per esempio i metodi di Bishop (8), Janbu (19), Bell (16), e di Morgestern e Price (11)). Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi (per semplificare il problema la superficie di scorrimento viene generalmente assunta di forma circolare), passante al di sotto del muro e valutare, rispetto ad un generico polo, i momenti instabilizzanti generati dalle forze peso ed i momenti resistenti generati dalle reazioni del terreno; il rapporto tra il momento resistente totale e quello instabilizzante fornisce il coefficiente di sicurezza. Il procedimento di calcolo va ripetuto per diverse potenziali superfici di scorrimento per determinare il valore minimo del coefficiente di sicurezza che, secondo il D.M. 11.03.88, non deve essere inferiore ad 1,3.

15.2.5. VERIFICHE DEI MURI FONDATI SU PALI E DELLE PARATIE

In alcune situazioni progettuali, ed in particolare nei casi in cui il terreno presenti scadenti caratteristiche di resistenza, è possibile che le pressioni trasmesse dal muro di sostegno non risultino compatibili con la capacità portante del terreno. In tali casi è necessario ricorrere a fondazioni profonde in grado di trasferire i carichi indotti dal muro di sostegno a strati di terreno più consistenti.

Per i muri fondati su pali la valutazione delle azioni è del tutto analoga a quella relativa al caso di muri con fondazioni superficiali. E' tuttavia opportuno tenere presente l'influenza degli spostamenti sull'entità della spinta. Infatti, la presenza dei pali di fondazione impedisce gli spostamenti rigidi del muro e qualora le caratteristiche strutturali dell'opera di sostegno siano tali da non consentire, sotto l'azione delle pressioni del terreno, eventuali deformazioni flessionali è preferibile adottare per la spinta statica il valore corrispondente alle condizioni "a riposo". Oltre a tale valore statico bisogna considerare l'incremento dinamico di spinta che può essere valutato come indicato nel par. 15.3.2.

I pali di fondazione di un muro di sostegno sono soggetti all'azione verticale dovuta essenzialmente al peso del muro nonché alla forza orizzontale ed al momento applicati in testa e dovuti alla spinta del terrapieno. La presenza di quest'ultimo induce inoltre, sul fusto dei pali posti nella fila interna, delle pressioni laterali la cui distribuzione ed intensità sono di difficile valutazione. Una soluzione approssimata (38) consente di valutare tali pressioni ipotizzando una distribuzione triangolare lungo il tratto di palo di lunghezza L che attraversa lo strato di terreno meno consistente, come indicato in Fig. 15.7.

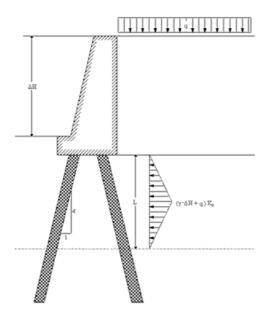


Fig. 15.7 - Muri fondati su pali.

Le verifiche dei pali di fondazione devono essere condotte secondo quanto prescritto nel par. C.5 del D.M. 11.03.88, come illustrato nel par. 4.2.3.

Per quanto concerne le paratie valgono, in merito alle azioni, le medesime considerazioni relative ai muri di sostegno. Le verifiche indicate dal D.M. 11.03.88 riguardano in particolare la profondità di infissione e gli ancoraggi, i puntoni o altre eventuali strutture di controventamento, nonché la stabilità del fondo dello scavo nei confronti del sifonamento. Sulla base della condizione di vincolo che il terreno può esercitare alla base della

paratia è possibile applicare il metodo di calcolo per paratie a supporto libero (cioè libere di ruotare al piede) ed il metodo di calcolo per paratie a supporto fisso (cioè con rotazioni al piede impedite) (38).

La definizione di idonei coefficienti di sicurezza è lasciata al progettista e deve essere operata in funzione dell'affidabilità dei dati geotecnici disponibili e del metodo di calcolo adottato. Generalmente viene applicato un fattore di sicurezza non inferiore a 2 alla resistenza passiva che agisce a valle della paratia. In alternativa, un approccio più rigoroso (26) consiste nell'applicare dei coefficienti di sicurezza parziali ai parametri di resistenza al taglio, come previsto nell'Eurocodice 7 (53) (v. Par. 15.3.2).

15.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

15.3.1. COMPORTAMENTO DEI MURI DI SOSTEGNO DURANTE I TERREMOTI

Quasi tutti i rapporti che riferiscono dei danni subiti dalle strutture a causa di un terremoto documentano anche il collasso di strutture di sostegno, intendendosi per collasso non necessariamente il crollo della struttura, bensì la perdita di quei requisiti di efficienza e funzionalità per i quali essa era stata progettata.

Whitman (45) in un recente stato dell'arte sulla progettazione antisismica dei muri di sostegno, ha sintetizzato in due punti le osservazioni sul comportamento delle opere di sostegno durante i terremoti:

- le strutture a contatto con l'acqua, in cui il terrapieno è inevitabilmente in gran parte saturo, hanno mostrato una scadente resistenza alle azioni sismiche, esibendo fenomeni di collasso talora spettacolari causati dalle modeste caratteristiche del terreno di fondazione e dall'incremento delle pressioni interstiziali nel terrapieno;
- le strutture non interessate dalla presenza dell'acqua, grazie all'elevato grado di sicurezza implicito nei metodi di progettazione antisismica, non hanno, in generale, subito evidenti fenomeni di instabilizzazione e solo in pochi casi si sono osservati spostamenti permanenti significativi.

Numerosi autori (9, 10, 17 ed altri) hanno riportato casi di completo collasso del sistema muro-terreno e della eventuale sovrastruttura in condizioni di terreno saturo, verificatisi in seguito ai terremoti avvenuti in Giappone tra il 1930 ed il 1952, in Chile nel 1960, in Alaska nel 1964 e in California nel 1971. I casi documentati riguardano sia muri di banchine portuali (quay walls), sia muri a gravità aventi funzione di spalle di impalcati da ponte, sia paratie tirantate, con spostamenti anche di alcuni metri.

Ampia documentazione sui danni provocati dal terremoto di Niigata del 1964 è stata fornita da Hayashi, Kubo e Nakase (14) e da Kawakami e Asada (15). In particolare Hayashi et al. (14) hanno definito cinque livelli di danno ed hanno attribuito alle opere di sostegno del porto di Niigata il livello di danno subito (Tab. 15.2) mettendo in tal modo in evidenza la notevole incidenza dei casi di collasso dell'intera struttura.

Gazetas, Dakoulas e Dennehy (42) hanno riportato i risultati di una analisi del comportamento di 110 paratie, nella maggior parte dotate di tiranti, effettuata in Giappone, dalla quale si evince che il 64% (75 su 110) di tali opere ha sofferto danni a causa di eventi sismici. In particolare si è osservato che anche le paratie progettate secondo le disposizioni normative antisismiche sono state danneggiate nella medesima percentuale (29 su 45).

Alcune opere di sostegno dei porti di Corinto, Kiato e Kalamata ed alcuni muri posti a sostegno di rilevati stradali sono stati danneggiati dai terremoti avvenuti in Grecia tra il febbraio ed il marzo 1981 (31) e nel marzo 1986 (41). In particolare Grivas e Souflis (31) hanno descritto la formazione di fessure nei muri, lo sviluppo di cedimenti nel terreno di fondazione e nei terrapieni, nonché casi di spostamenti e rotazioni e di completi collassi dovuti alla spinta dinamica del terrapieno ed a fenomeni localizzati di liquefazione. Pitilakis e Moutsakis (41) hanno descritto, e rianalizzato con un programma di calcolo agli elementi finiti, il comportamento di un muro nel porto di Kalamata che ha subito una traslazione di circa 0,15 m ed una rotazione di 4-5°, con un conseguente cedimento del terrapieno di circa 0,20 m dietro la testa del muro.

Whitman (45) ha elencato alcuni casi di collasso di muri di sostegno e di spostamenti compresi tra 0,05 e 0,7 m causati dal terremoto del Chile del 1985, per i quali sia errori di esecuzione, sia l'insorgenza di sovrapressioni

interstiziali nel terrapieno hanno giocato un ruolo rilevante; Whitman ha inoltre attribuito alla liquefazione i notevoli spostamenti delle banchine del porto di Oakland, verificatisi a seguito del terremoto di Loma Prieta del 1989.

Tateyama, Tatsuoka, Koseki e Horii (59) hanno fornito una dettagliata descrizione dei danni riportati da numerose opere di sostegno di diversa tipologia a seguito del terremoto di Hanshin-Awaji, Giappone, del gennaio 1995, che ha colpito la città di Kobe con intensità, espressa in magnitudo Richter, pari a 7,2. Sebbene in diversi siti del distretto di Hanshin siano insorti fenomeni di liquefazione, i casi di collasso dei muri sono da ricondurre esclusivamente all'incremento delle pressioni laterali sui muri, molti dei quali erano stati realizzati più di cinquanta anni fa, senza alcuna precauzione nei confronti delle azioni sismiche.

In occasione del medesimo terremoto, i muri in terra rinforzata hanno subito deformazioni molto contenute (60). L'origine di tale comportamento va ricercata nel fatto che la zona rinforzata collegata ad un rivestimento esterno rigido si configura come un blocco monolitico, caratterizzato da un rapporto altezza/larghezza molto maggiore rispetto al caso dei tradizionali muri di sostegno.

15.3.2. LE PRESCRIZIONI DEGLI EUROCODICI

La normativa sismica italiana, per quanto attiene alle problematiche della progettazione geotecnica è, senza alcun dubbio, una delle più lacunose ed obsolete e necessita certamente di un radicale intervento di revisione, da attuare anche alla luce di quanto previsto negli Eurocodici EC7 (53) ed EC8 (52). Il D.M. 16.01.96 trascura drasticamente tutti gli aspetti inerenti alla dipendenza delle azioni sismiche dalle caratteristiche dei terreni, limitandosi ad indicare un unico spettro di progetto ed il coefficiente di fondazione che costituisce un amplificatore della pseudo-accelerazione spettrale. E' noto, d'altra parte, che siti differenti esibiscono una diversa risposta all'azione sismica che è funzione dell'intensità del terremoto, della distanza del sito dalla sorgente del terremoto, delle formazioni geologiche attraversate dalle onde di volume lungo il percorso di propagazione dalla sorgente al sito e degli effetti locali prevalentemente legati alle caratteristiche meccaniche dei terreni nel sito considerato. Risulta pertanto evidente la inadeguatezza della attuale normativa che individua nell'unico spettro considerato, riportato in scala a tre distinti valori della accelerazione massima, lo strumento per suddividere il territorio nazionale in tre zone omogenee, caratterizzate ciascuna da un fissato livello di sismicità.

Per quanto specificatamente attiene alla progettazione delle opere di sostegno l'impiego dello spettro viene ulteriormente semplificato prendendo in considerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia, la pseudo-accelerazione massima relativa ai bassi periodi di vibrazione, assumendo implicitamente per tali opere un comportamento rigido.

| Grado di danno | Descrizione | Lunghezza totale (m) | Strutture danneggiate |
|-------------------|--|-------------------------|--------------------------|
| 4 | Completo collasso della intera struttura | 7120 | 57,1% |
| 3 | Collasso di parti principali della struttura | 3740 | 30,0% |
| 2 | Apprezzabili deformazioni di parti | 35 | 0,3% |
| | principali della struttura | | |
| 1 | Collasso di parti secondarie della struttura | 630 | 14,5% |
| 0 | Nessun danno | 1560 | 7,6% |

Tab. 15.2 - Livelli di danno definiti da Hayashi et al. (14).

Tuttavia la norma consente di valutare l'influenza che "le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni" mediante analisi approfondite, che si rendono necessarie per opere di particolare importanza ed ogni qualvolta l'opera in progetto per le proprie caratteristiche strutturali e per le specifiche condizioni al contorno non rispetti le ipotesi della teoria pseudostatica di Mononobe-Okabe, posta alla base del metodo di calcolo suggerito dalla normativa. In sintonia con la parte 1 dell'Eurocodice 8 potrebbe essere allora opportuno valutare l'accelerazione sismica da introdurre nei calcoli delle opere di sostegno utilizzando spettri di progetto definiti sulla base delle

caratteristiche del sottosuolo. In particolare le indicazioni dell'EC8, per quanto semplificate, individuano tre classi di sottosuolo, distinte sulla base di differenti stratigrafie e classificate con riguardo alla velocità media di propagazione delle onde di taglio, che esprime una misura indiretta.della rigidezza del terreno in sito (v. Cap. 2, Par. 2.2.2 e Cap. 4, Par. 4.4.1).

Nell'Eurocodice 7 sono fissati i principi generali della progettazione geotecnica secondo i criteri propri del metodo degli stati limite, che sostituisce al concetto deterministico di unico fattore di sicurezza per ciascuna verifica, il concetto di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle diverse grandezze definite su base statistica.

Il raggiungimento di uno stato limite può essere provocato dall'intervento concomitante di vari fattori di carattere aleatorio derivanti dalle incertezze relative alle resistenze dei materiali impiegati, alla intensità delle azioni ed alla probabilità della loro contemporanea presenza. Le verifiche sono finalizzate a mantenere la probabilità di raggiungimento dello stato limite considerato entro il valore prefissato. Come è noto, il metodo degli stati limite consiste nella introduzione, per tutte le grandezze che presentano un carattere aleatorio e, in modo particolare, per le azioni e le resistenze, dei cosiddetti valori caratteristici, e nella trasformazione di questi ultimi in valori di progetto mediante l'applicazione dei coefficienti parziali. Il valore caratteristico di una grandezza è definito come il frattile di ordine 0,95 ovvero quello di ordine 0,05 della distribuzione statistica dei valori della grandezza considerata. Specificatamente, si fa riferimento al frattile di ordine 0,95 o a quello di ordine 0,05 a seconda che i valori rilevanti ai fini della sicurezza siano quelli più elevati o quelli più bassi.

I valori di progetto si ottengono dai corrispondenti valori caratteristici moltiplicandoli, nel caso delle azioni, o dividendoli, nel caso delle resistenze, per i coefficienti parziali. Per le grandezze di interesse nella progettazione geotecnica i valori dei coefficienti parziali sono riportati nella Tab. 15.3 relativamente ai tre casi A, B e C rispettivamente riguardanti problemi di stato limite ultimo indipendenti dalla resistenza del terreno e delle strutture, problemi di stato limite ultimo nelle strutture e problemi connessi al raggiungimento dello stato limite ultimo nel terreno.

Per quanto concerne le opere di sostegno, il caso A non assume particolare rilevanza se non quando si verificano situazioni in cui le forze di natura idrostatica costituiscono le azioni più sfavorevoli. Nel caso B i coefficienti parziali vengono applicati moltiplicando per 1,35 i valori caratteristici delle spinte dovute al terreno, all'acqua ed ai sovraccarichi, agenti sfavorevolmente su entrambe le facce dell'opera. In talune situazioni tuttavia questo modo di procedere può condurre a valori di progetto della spinta risultante estremamente elevati ed inattendibili se non, addirittura, fisicamente impossibili. Ciò dipende dal fatto che il peso dell'unità di volume del terreno non è affetto da una dispersione di valori tale da giustificare l'adozione del coefficiente parziale pari ad 1,35; dalla Fig.15.8a sembrerebbe più opportuno adottare un coefficiente parziale pari a 1,15. In alternativa, nel caso dei muri di sostegno i coefficienti parziali possono essere applicati, piuttosto che alle azioni, agli effetti che queste inducono, quali ad esempio le caratteristiche della sollecitazione della struttura. Nel caso C i coefficienti parziali vengono invece applicati ai valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno. In questo caso dalla Fig.15.8b risulta che il coefficiente parziale 1,25 applicato all'angolo di resistenza al taglio appare appropriato, mentre dalla Fig. 15.8c il coefficiente parziale 1,4 applicato alla coesione non drenata cu appare sottostimato, risultando più idoneo un valore prossimo ad 1,6.

Le dispersioni dei valori dei parametri geotecnici indicati nella Fig. 15.8 derivano da una vastissima analisi statistica di risultati sperimentali (62).

Nell'EC7 le opere di sostegno, definite come le strutture di contenimento del terreno, di materiali simili o di acqua, sono suddivise in tre categorie:

- i muri a gravità in pietrame, in conglomerato cementizio semplice o armato, dotati di una suola di fondazione e di eventuali elementi di irrigidimento, quali mensole o contrafforti, che si oppongono all'azione della spinta del terreno per effetto del peso del muro stesso e del terreno che grava sulla fondazione;
- le paratie in acciaio, conglomerato cementizio armato o in legno, eventualmente dotate di tiranti o puntoni che si oppongono all'azione della spinta del terreno per effetto della resistenza flessionale della struttura;
- le strutture composite costituite da elementi afferenti alle due categorie precedenti, come, per esempi, i muri fondati su pali.

Tutte le opere di sostegno devono essere verificate rispetto ai seguenti stati limite:

- instabilità globale;
- rottura di un elemento strutturale o di una connessione tra elementi strutturali;
- rottura combinata nel terreno e nell'elemento strutturale;.- spostamenti della struttura di sostegno che possono determinare il collasso o la perdita di efficienza della struttura stessa o di strutture vicine;
- infiltrazione inaccettabile attraverso l'opera di sostegno o al di sotto di essa:
- trasporto inaccettabile di particelle di terreno attraverso l'opera di sostegno o al di sotto di essa;
- variazioni inaccettabili del regime delle acque sotterranee.

Tab. 15.3 - Coefficienti di sicurezza parziali (53).

| | | AZIONI | | | PROPRIETA' [| EL TERREN | 0 | | |
|---------------------------|--|------------|-------------|------|--------------|-----------|-------|--|--|
| | Permanenti | | Variabili | tanφ | c' | Cu | q (1) | | |
| | Sfavorevoli | Favorevoli | Sfavorevoli | | | | | | |
| Caso A | 1,00 | 0,95 | 1,50 | 1,10 | 1,30 | 1,20 | 1,20 | | |
| Caso B | 1,35 | 1,00 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| Caso C | 1,00 | 1,00 | 1,30 | 1,25 | 1,60 | 1,40 | 1,40 | | |
| ⁽¹⁾ Resistenz: | Resistenza a compressione del terreno o della roccia | | | | | | | | |

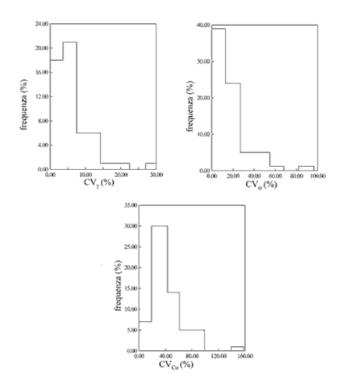


Fig. 15.8 - Istogramma dei valori del coefficiente di variazione di gamma, phi e cu (62).

A queste verifiche vanno aggiunte quelle classiche, previste anche dalle norme italiane, che sostanzialmente sono volte a garantire l'equilibrio dell'opera di sostegno rispetto alla traslazione orizzontale, alla rotazione ed alla traslazione verticale e che nel dettaglio sono:

- per i muri a gravità e per le strutture composite
- 1) rottura per scorrimento al contatto fondazione-terreno;
- 2) rottura per ribaltamento del muro;
- 3) rottura del terreno di fondazione per raggiungimento del carico limite;
- per le paratie
- 1) rottura per traslazione o rotazione della struttura o di parti di essa;

2) rottura del terreno di fondazione per raggiungimento del carico limite.

Le Fig. 15.9 ÷15.12 mostrano schematicamente alcuni casi di stati limite nei muri e nelle paratie, considerando casi di rottura del terreno per instabilità globale (Fig. 15.9) e per instabilità locale (Fig. 15.10 e 15.11) e casi di rottura di elementi strutturali (Fig. 15.12).

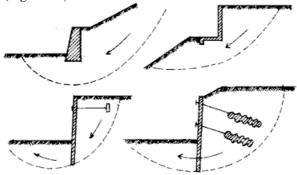


Fig. 15.9 - Esempi di stato limite per instabilità globale (53).

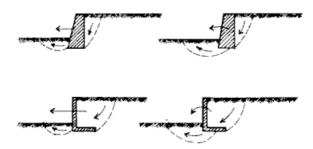


Fig. 15.10 - Esempi di stato limite per rottura in fondazione di muri a gravità dovuta a scorrimento o raggiungimento del carico limite (53).

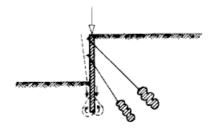


Fig. 15.11 - Esempi di stato limite per raggiungimento del carico limite di paratie (53).

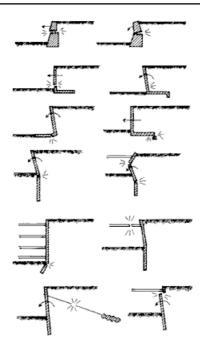


Fig. 15.12 - Esempi di stato limite per rottura degli elementi strutturali (53).

Per quanto attiene alla progettazione antisismica delle opere di sostegno, l'Eurocodice 8 sancisce che, in linea di principio qualunque metodo, basato sui principi della dinamica dei terreni e delle strutture e supportato dall'esperienza può essere ritenuto valido; suggerisce, tuttavia, di prendere debitamente in conto la non linearità del comportamento del terreno durante l'interazione dinamica con l'opera di sostegno, gli effetti inerziali dovuti alle masse che costituiscono il sistema opera di sostegno-terreno, gli effetti idrodinamici indotti dalla presenza dell'acqua nel terreno a tergo del muro ed, eventualmente, dell'acqua a contatto col paramento esterno del muro, nonchè infine, la compatibilità delle deformazioni del terreno, del muro e dei tiranti. Anche l'Eurocodice, come la normativa italiana, si limita ad indicare il metodo di calcolo di Mononobe-Okabe per la valutazione della spinta del terrapieno, supponendo che il cuneo di terreno a tergo del muro sia in condizioni di equilibrio limite attivo. D'altra parte perché le condizioni attive siano mobilitate è necessario che il muro subisca uno spostamento di una certa entità che nel caso di muri flessibili viene sperimentato mediante una deformazione flessionale dell'elemento strutturale, nel caso di muri a gravità si verifica per traslazione o rotazione rigida. L'ordine di grandezza dello spostamento che l'opera di sostegno deve subire affinché si sviluppino le condizioni attive è fissata convenzionalmente dall'EC7 nel caso di terreni incoerenti in funzione dell'altezza H dell'opera e del tipo di cinematismo che caratterizza la condizione di rottura. In particolare nel caso di rottura per rotazione del muro intorno alla testa, tipica per opere di sostegno in cui il moto in testa è impedito da tiranti o da eventuali sovrastrutture (per esempio l'impalcato di un ponte), tale spostamento è posto pari a 0,002 H; nel caso di rottura per rotazione del muro intorno alla base, tipica per i muri liberi in testa e vincolati alla base (per esempio da un riempimento che fornisce una resistenza al moto), lo spostamento vale 0,005 H; nel caso infine di rottura per traslazione, tipica per muri a gravità liberi alla base e posti su terreno di fondazione abbastanza rigido, lo spostamento è assunto pari a 0,002 H.

Qualora le condizioni al contorno siano tali da rendere impossibile le mobilitazione di tali spostamenti e quindi delle condizioni limite attive è necessario procedere alla determinazione del valore della spinta (maggiore di quello della spinta attiva) corrispondente allo spostamento effettivamente scontato dal muro.

In effetti i valori indicati nell'EC7 circa gli spostamenti necessari per mobilitare la spinta attiva, risultano, alla luce di importanti risultati sperimentali, ampiamente cautelativi. Infatti, Sherif et al. (27) hanno effettuato una rigorosa analisi sperimentale condotta su un modello di muro di sostegno di altezza pari a 1,2 m sottoposto, mediante una tavola vibrante, ad una eccitazione di tipo armonico. I risultati ottenuti hanno messo in evidenza

che lo spostamento del muro in corrispondenza del quale si instaurano le condizioni limite attive è funzione dell'altezza del muro e dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e può essere espresso mediante la relazione $s = H(7-0.13\phi)10^{-4}$ (15.23)

che è valida tanto in condizioni statiche quanto in condizioni dinamiche. Tale relazione conduce a valori estremamente piccoli di s (per esempio per $\varphi=35^{\circ}$ s = 0,000245 H) ed è pertanto lecito ritenere che la maggior parte delle comuni opere di sostegno si trovi effettivamente in condizioni attive.

Ai fini dell'analisi pseudostatica l'EC8 prevede che l'azione sismica venga rappresentata mediante un insieme di forze, sia orizzontali che verticali, la cui intensità è pari al prodotto dei pesi per un coefficiente sismico e dipende dall'entità dello spostamento permanente tollerabile o effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata. In mancanza di precise valutazioni i coefficienti sismici orizzontale e verticale si pongono pari a: $k_h = \alpha/r$ e $k_v = k_h/2$

dove con α l'Eurocodice indica il rapporto tra l'accelerazione di progetto al suolo e l'accelerazione di gravità ed il fattore r assume i valori indicati nella Tab. 15.4

Concettualmente r è definito come il rapporto tra l'accelerazione che determina il massimo spostamento permanente compatibile con i vincoli e l'accelerazione corrispondente alla condizione di equilibrio limite per spostamento incipiente. Pertanto r risulta maggiore per opere di sostegno in grado di tollerare spostamenti elevati.

I coefficienti sismici possono essere assunti costanti lungo l'altezza dell'opera di sostegno tranne nei casi in cui tale altezza è particolarmente elevata (per l'EC8: H>10 m), da fare prevedere eventuali fenomeni di amplificazione dell'accelerazione sismica. In tali casi è opportuno determinare, attraverso un'analisi monodimensionale della propagazione delle onde di taglio in direzione verticale, il valore della accelerazione sismica massima attesa a ciascuna quota e assumere come accelerazione di progetto un valore mediato lungo l'altezza.

Per quanto concerne l'azione sismica verticale, questa va esplicitamente considerata con il segno che determina l'effetto più sfavorevole per l'equilibrio dei muri a gravità ma può essere omessa del tutto per le altre tipologie di opere di sostegno.

La spinta totale del terreno, comprensiva degli effetti statici e dinamici si considera applicata ad una quota pari a H/2 a meno che non si tenga conto dell'effettivo spostamento con il quale l'opera perviene alle condizioni di rottura; in particolare, nel caso in cui il muro è libero di ruotare intorno alla base il punto di applicazione si suppone posto a H/3 dalla base. A tal proposito alcuni studi sperimentali (35, 37) hanno mostrato che, nel caso di rottura del terreno per rotazione del muro intorno alla base, la distribuzione delle pressioni attive totali è non lineare con la profondità ed è caratterizzata da elevate pressioni residue in prossimità della base del muro dovute alla piccola entità degli spostamenti in tale zona. Pertanto il punto di applicazione della spinta attiva totale si trova ad una quota inferiore rispetto ad H/3. Anche nel caso di rottura con rotazione del muro intorno alla testa la distribuzione delle pressioni è non lineare e presenta una concentrazione di tensioni nella zona superiore, dovuta ad un effetto arco del terreno, mentre alla base del muro gli spostamenti sono tali da provocare un significativo scarico tensionale. Ciò comporta che il punto di applicazione della spinta totale sia posto in alto, al di sopra di H/2 rispetto alla base del muro. Tuttavia è opportuno osservare che mentre per bassi livelli di accelerazione la distribuzione delle pressioni attive dinamiche è governata prevalentemente dal modo di rottura, per valori elevati dell'accelerazione gli effetti inerziali risultano dominanti e per k h>0,5 la quota del punto di applicazione dell'incremento dinamico della spinta converge approssimativamente al valore H/2. Qualora le condizioni di vincolo siano tali da impedire del tutto gli spostamenti dell'opera di sostegno, come ad esempio avviene per le pareti dei piani interrati degli edifici (basement walls) solidali agli altri elementi strutturali o per le paratie ancorate, il valore della spinta da considerare è quello caratteristico delle condizioni "a riposo". In particolare gli eurocodici indicano per il calcolo del coefficiente di spinta statica "a riposo" l'espressione seguente, derivata da una nota relazione di Jaky (7):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \sqrt{R_{OC}}$$
 (15.24)

valida per terreni normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati, in cui R_{OC} rappresenta il grado di sovraconsolidazione; oppure l'espressione

$$K_{0i} = K_0 (1 + \text{sen i})$$
 (15.25)

qualora il terrapieno sia inclinato di un angolo i rispetto all'orizzontale. Alla spinta statica "a riposo" bisogna aggiungere il contributo dinamico

$$\Delta P_{AE} = \alpha \gamma H^2 \tag{15.26}$$

applicato ad H/2 dalla base del muro. E' evidente che in questi casi la spinta risulta decisamente superiore sia in termini di contributo statico che in termini di incremento dinamico, rispetto al valore della spinta attiva (v. Par. 15.2.2 e 15.2.3).

Tab. 15.4 - Valori di r per il calcolo di kh (52).

| TIPO DI OPERA DI SOSTEGNO | r |
|--|-----|
| Muri a gravità liberi, in grado di tollerare spostamenti fino a 300∝ (mm) | 2 |
| Muri a gravità liberi, in grado di tollerare spostamenti fino a 200∝ (mm) | 1,5 |
| Muri flessibili in cemento armato, muri ancorati, muri in cemento armato fondati su pali, muri di piani interrati e spalle di ponti | 1 |

Nella determinazione della spinta bisogna infine tenere conto della eventuale presenza dell'acqua. Al riguardo l'EC8 distingue tra le condizioni dinamiche impermeabili in cui, durante l'azione sismica, il drenaggio è trascurabile e le condizioni dinamiche permeabili in cui l'acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto alle particelle solide. Nel primo caso il terreno ed il fluido si comportano come un mezzo monofase e non insorge una specifica azione dinamica dovuta alla presenza dell'acqua. Per il calcolo della spinta è sufficiente introdurre nella relazione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$
 (15.27)

i parametri

$$\gamma*=\gamma-\gamma_{\rm w}$$

$$\tan\vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_{w}} \frac{k_{h}}{1 - k_{v}} \tag{15.28}$$

in cui γ è il peso specifico del terreno saturo, γ_w è il peso specifico dell'acqua e ϑ interviene nella determinazione di K_{AE} . Nel secondo caso si considerano le pressioni dinamiche che l'acqua, libera di muoversi durante l'eccitazione sismica, esercita sul muro. La risultante dell'incremento dinamico di tali pressioni è pari a:

$$P_{WE} = \frac{7}{12} \gamma_W K_h H^2$$
 (15.29)

ove H' è l'altezza del pelo libero della falda misurata dalla base del muro. La spinta totale dovuta al terreno viene invece calcolata introducendo ancora i parametri γ^* e tan ϑ sopra indicati.

In entrambi i casi è inoltre necessario valutare la spinta statica dovuta all'acqua che può essere calcolata mediante l'espressione:

$$P_{W} = \frac{1}{2} \gamma_{W} H^{2}$$
 (15.30)

Nei casi in cui l'opera in progetto ha il paramento di valle a contatto con l'acqua, come si verifica ad esempio per i muri che fungono da banchine portuali, è necessario considerare la massima variazione, rispetto al caso idrostatico, della pressione dell'acqua sul paramento del muro. Anche in questo caso la spinta è data dall'espressione di PWE sopra indicata in cui H' rappresenta l'altezza del pelo libero dell'acqua. Tuttavia nei casi in cui l'opera di sostegno è a contatto con terreno saturo da una parte e con acqua libera dall'altra, è possibile, secondo Matsuo e O'Hara (10), considerare contemporaneamente agenti e rivolte verso valle la depressione idrodinamica P_{WE} e l'incremento di spinta del terrapieno saturo pari a $0.7P_{WE}$.

Il D.M. 16.01.96 non fornisce alcun criterio per valutare l'interazione terreno-struttura nel caso in cui l'opera sorga su un pendio. A tal proposito l'EC8 prescrive che per strutture importanti realizzate su pendii o in prossimità di essi, l'azione sismica deve essere amplificata per tener conto degli effetti topografici; per pendii inclinati meno di 15° gli effetti topografici possono essere trascurati, mentre per inclinazioni maggiori sono suggeriti alcuni criteri per la valutazione del parametro del terreno S che entra nella definizione dello spettro di progetto. In particolare in prossimità della cresta del pendio si assume S=1,2 per inclinazioni comprese tra 15 e 30° ed S =1,4 per inclinazioni maggiori; il valore di S deve essere altresì incrementato del 20% nel caso di presenza di strati superficiali sciolti con spessore superiore a 5 metri; si assume inoltre un valore di S linearmente decrescente procedendo dalla sommità del pendio verso la base dello stesso ove S è pari ad 1.

La risposta del pendio alla azione sismica può essere valutata o con i metodi pseudostatici sopra indicati o con metodi dinamici. Tra questi ultimi si possono citare il metodo dinamico per superfici di rottura piane basato sul moto del blocco su un piano inclinato formulato da Newmark (12) nonché, nel caso di superfici di rottura circolare, le procedure adottate da Maugeri e Motta (36) e da Crespellani et al. (63).

Per quanto, infine, attiene alle verifiche strutturali l'EC8 richiede di dimostrare che in concomitanza dell'azione sismica e degli altri possibili carichi non vengano superate le resistenze di progetto del muro e degli altri elementi strutturali.

15.3.3. CALCOLO DELLA SPINTA PER PARTICOLARI CONDIZIONI AL CONTORNO

In alcune situazioni che sovente si presentano nella pratica progettuale le condizioni al contorno del.problema della determinazione della risultante delle pressioni che il terreno esercita sulle opere di sostegno non coincidono con quelle previste nel metodo di calcolo di Mononobe e Okabe. Ciò comporta che il calcolo della spinta non può essere condotto utilizzando per il coefficiente di spinta sismica l'espressione (2). Oltre al limite di carattere matematico di tale espressione, discusso nel par. 15.2.2, in base al quale il radicando deve essere positivo o nullo, e che trova la sua giustificazione fisica nel fatto che un terrapieno incoerente non può essere in equilibrio se l'estradosso risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito, esistono limiti di applicabilità della soluzione di Mononobe e Okabe legati alle condizioni geometriche e di carico.

Un caso tipico è quello in cui il terrapieno presenta un profilo costituito da un tratto in pendenza, subito dietro il muro, e da un tratto orizzontale sul quale grava, eventualmente, un sovraccarico (Fig. 15.13). In tale situazione l'espressione di K_{AE} sopra richiamata può essere applicata solo se la superficie di rottura del terreno risulta inclinata di un angolo minore di α_1 interessando soltanto la porzione inclinata del terrapieno. Un altro caso ricorrente è quello in cui sul terrapieno, con estradosso orizzontale o inclinato, insista un sovraccarico verticale uniformemente distribuito posto ad una certa distanza dalla testa del muro (Fig. 15.14). E' noto, infatti, che in presenza di sovraccarico e nel caso di terreno dotato di solo attrito la spinta si può calcolare mediante la relazione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE,\gamma} + qH K_{AE,q}$$
 (15.31)

ove i coefficienti di spinta $K_{AE,\gamma}$ e $K_{AE,q}$ rispettivamente relativi al solo peso del terreno ed al sovraccarico, coincidono (e sono pari a K_{AE}) solo se il sovraccarico è posto immediatamente a tergo del muro e grava sul terrapieno per un tratto pari almeno all'ampiezza del cuneo di rottura.

Per i due tipi di problemi sono state formulate delle soluzioni in forma chiusa (51,54) che forniscono semplici espressioni per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva.

In particolare, nel caso di terrapieno con profilo spezzato, con riferimento alla Fig. 15.13, la spinta attiva, nell'espressione più generale che tiene conto anche del contributo della coesione, è data da:

$$P_{AE}(\alpha) = \frac{1}{2} \gamma H^{2} K_{AE,\gamma}(\alpha) + q H K_{AE,q}(\alpha) - c H K_{AE,c}(\alpha)$$
(15.32)

dove

$$\begin{split} K_{AE,\gamma}(\alpha) &= \left[(\cot\alpha + \tan\beta)(1+2t) + t^2(\cot\alpha - \cot i) \right] \frac{\text{sen}(\alpha + \vartheta + \phi)}{\cos\vartheta \cos(\alpha - \phi - \delta - \beta)} \\ K_{AE,q}(\alpha) &= \left[\cot\alpha(1+t)\tan\beta - t\cot i \right] \frac{\text{sen}(\alpha + \vartheta - \phi)}{\cos\vartheta \cos(\alpha - \phi - \delta - \beta)} \\ K_{AE,c}(\alpha) &= (1+t) \; \frac{\cos\phi}{\text{sen}\alpha\cos(\alpha - \phi - \delta - \beta)} \end{split} \tag{15.33}$$

sono i coefficienti di spinta relativi ai tre distinti contributi del peso proprio del terreno, del sovraccarico e della coesione, espressi in funzione dell'angolo di inclinazione della superficie di rottura del terreno e t è il rapporto tra l'altezza del pendio e l'altezza del muro:

$$t = \frac{h_0}{H}$$

Per ottenere la spinta bisogna calcolare il massimo della funzione $P_{AE}(\alpha)$ rispetto all'angolo α di inclinazione della superficie di rottura. Tale derivazione per un terreno dotato di attrito e coesione risulta piuttosto complessa, è tuttavia possibile determinare una soluzione in forma chiusa che consenta di tener conto oltre che del contributo del peso proprio del terreno, anche della presenza di un eventuale sovraccarico, valida per un terreno incoerente, ed un'altra soluzione per valutare il contributo minimo della coesione.

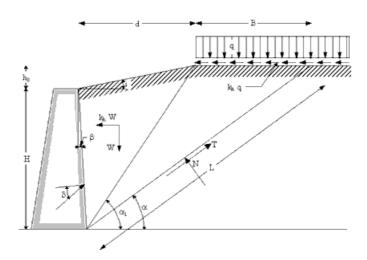


Fig. 15.13 - Schema per la valutazione della spinta (51).

Le espressioni che si ottengono sono le seguenti:

$$P_{AE}(\alpha) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE,\gamma q}(\alpha)$$
 (15.34)

ove $K_{AE,\gamma q}$ è il coefficiente di spinta attiva sismica che ingloba l'effetto del peso del terreno e quello del sovraccarico:

$$K_{AE,\gamma q}(\alpha) = \frac{(1+t)(1+t+n_p)(1-A\tan\alpha[\cos(\phi-\vartheta)-\sin(\phi-\vartheta)/\tan\alpha]}{\cos\vartheta[\cos(\phi+\delta+\beta)+\tan\alpha\sin(\phi+\delta+\beta)]}$$
(15.35)

e l'angolo di inclinazione della superficie di rottura è dato da:

$$\tan\alpha = \frac{\operatorname{sen}(\varphi + \delta + \beta)\operatorname{sen}(\varphi - \vartheta) + \sqrt{\mathsf{E}}}{\operatorname{A}\cos(\vartheta + \delta + \beta) + \cos(\varphi - \vartheta)\operatorname{sen}(\varphi + \delta + \beta)}$$
(15.36)

con le posizioni:

$$n_q = \frac{2q}{\gamma H}$$

$$A = \frac{t \cot i(t + n_q) - \tan \beta (1 + 2t + n_q)}{(1 + t)(1 + t + n_q)}$$

$$E = sen^{2}(\phi + \delta + \beta)sen^{2}(\phi - \vartheta) + \frac{sen[2(\phi - \vartheta)]sen[(\phi + \delta + \beta)]}{4} + Acos(\vartheta + \delta + \beta)sen(\phi - \vartheta)cos(\phi + \delta + \beta)$$

La soluzione ottenuta è ammissibile se risulta verificata la condizione $\alpha < \alpha_1$, solo, cioè, se la superficie di rottura interseca nel tratto orizzontale il profilo del terrapieno configurando un cuneo di forma quadrilatera. In caso contrario la soluzione va ricercata con il metodo di Mononobe-Okabe.

Il contributo minimo dovuto alla coesione è dato da:

$$P_{AE,c} = -2cH(1+t)\frac{\cos\phi}{1+\text{sen}(\phi+\delta+\beta)}$$
 (15.37)

e si ottiene in corrispondenza dell'angolo di rottura:

$$\alpha^* = 45^\circ + \frac{\varphi + \delta + \beta}{2} \tag{15.38}$$

diverso da quello calcolato assumendo che il terreno fosse dotato di solo attrito e relativo quindi ad una differente condizione di rottura. La presenza della coesione riduce la spinta e considerarne il contributo minimo (o trascurarlo del tutto) significa operare a vantaggio di sicurezza. Si vede facilmente che ponendo $i = \delta = \beta = 0$ si ottiene la nota espressione di Rankine (2) che fornisce il termine della spinta dovuto alla coesione:

$$P_{AE,c} = -2cH \frac{\cos\phi}{1 + \sin\phi} = -2cH \tan\left(45^{\circ} + \frac{\phi}{2}\right)$$
 (15.39)

Nel caso di terrapieno incoerente con estradosso piano (orizzontale o inclinato) soggetto ad un sovraccarico posto a distanza d dal muro, con riferimento alla Fig. 15.14, vale la relazione:

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE, \gamma q}$$
 (15.40)

in cui il coefficiente di spinta e l'angolo di inclinazione della superficie di rottura in condizioni critiche sono definiti dalle espressioni:

$$K_{AE,\gamma_q} = \frac{(1+n_q)\cos^2i\left[1-A\tan(\acute{\mathbf{A}}-i)\right]\left[\cos_{\mathbf{C}\mathbf{2}}-\sin_{\mathbf{C}\mathbf{2}}\tan(\acute{\mathbf{A}}-i)\right]}{\cos^2\left[\cos_{\mathbf{C}\mathbf{1}}+\tan(\acute{\mathbf{A}}-i)\sin_{\mathbf{C}\mathbf{1}}\right]} \tag{15.41}$$

$$Tan(\alpha - i) = \frac{\operatorname{sen}_{\varsigma} \operatorname{sen}_{\varsigma 2} + \sqrt{(\operatorname{sen}_{\varsigma} \operatorname{sen}_{\varsigma 2})^{2} \operatorname{sen}_{\varsigma} \operatorname{cos}_{\varsigma} \operatorname{sen}_{\varsigma} \operatorname{cos}_{\varsigma 2} + \operatorname{Acos}_{\varsigma} \operatorname{sen}_{\varsigma} \operatorname{cos}_{\varsigma 3}}{\operatorname{Acos}_{\varsigma 3} + \operatorname{sen}_{\varsigma} \operatorname{cos}_{\varsigma 2}}$$

con le posizioni: ϑ

$$\lambda = \frac{d}{H}$$

$$\eta_1 = \phi + \delta - i$$

$$\eta_2 = \phi - \vartheta - i$$

$$\eta_3 = \delta + \vartheta$$

$$A = \frac{(1+n_q)senicosi + \lambda n_q}{(1+n_q)cos^2i}$$

$$n_q = \frac{2q}{\gamma H}$$

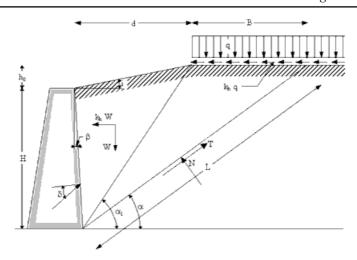


Fig. 15.14 - Schema per la valutazione della spinta (54).

Anche in questo caso perchè la soluzione sia ammissibile è necessario verificare che sia soddisfatta la condizione $\alpha < \alpha_1$, cioè che la superficie di rottura intersechi il profilo del terrapieno in corrispondenza del sovraccarico. In caso contrario la spinta deve essere calcolata con il metodo di Mononobe e Okabe.

Le soluzioni analitiche ottenute per i due casi sopra considerati si sono rivelate in buon accordo con alcuni risultati sperimentali ottenuti mediante prove su tavola vibrante (56, 57). In particolare si è osservato che l'inclinazione della superficie di rottura calcolata secondo le formulazioni analitiche risulta, con buona approssimazione, rispondente a quella misurata sperimentalmente sul modello purché in quest'ultimo venga introdotto l'effettivo valore dell'accelerazione sismica che induce la rottura.

15.3.4. IL CONCETTO DI SPOSTAMENTO AMMISSIBILE

I metodi tradizionali per la progettazione antisismica delle opere di sostegno non consentono di valutare gli spostamenti permanenti che tali opere possono subire a seguito di un evento sismico, trascurando così l'aspetto riguardante le condizioni di servizio delle opere da progettare. E' vero infatti che, in determinate condizioni, spostamenti significativi possano essere ben tollerati dall'opera senza che questa perda i propri requisiti di funzionalità, mentre in altre condizioni spostamenti molto limitati siano tali da compromettere il buon funzionamento dell'opera o la stabilità di altre opere vicine. Qualora fosse possibile definire uno spostamento permanente limite che sia ammissibile per l'opera di sostegno e compatibile con le condizioni di vincolo si potrebbe procedere alla progettazione dell'opera affinché essa resista ad una accelerazione sismica pari a quella che provoca tale spostamento di progetto.

I metodi di calcolo basati sul concetto di spostamento permanente ammissibile traggono spunto da una teoria formulata da Newmark (12) per la valutazione dei potenziali spostamenti che una diga o un terrapieno può subire in conseguenza di un evento sismico. Alla base della teoria di Newmark c'è lo studio del moto di un blocco che scorre su una superficie che può essere assunta cilindrica, piana inclinata o piana orizzontale. L'analisi di Newmark è essenzialmente basata sull'ipotesi di comportamento rigido-plastico del terreno e pertanto il blocco soggetto ad una forza esterna dinamica si muove solidalmente al terreno di fondazione, rappresentato dalla superficie su cui poggia, finche l'accelerazione impressa dalla forzante non supera un valore critico tale da superare la resistenza del sistema ed innescare un moto relativo tra il blocco ed il terreno di fondazione.

Per il caso di moto su un piano orizzontale Newmark ha ricavato l'espressione del massimo spostamento D del blocco in funzione del coefficiente di accelerazione critica N, definito come il rapporto tra l'accelerazione critica (in corrispondenza della quale si instaura il moto) e l'accelerazione di gravità, e dei valori della massima velocità V e della massima accelerazione orizzontale del sisma (espressa dal coefficiente di accelerazione k_h):

$$D = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{k_h} \right) \tag{15.42}$$

in tale relazione il termine $V^2/(2gN)$ rappresenta lo spostamento indotto dall'energia cinetica fornita al sistema ed il termine $(1-N/k_h)$ tiene in qualche misura conto del modo in cui il sistema acquista la velocità V.

Nel caso in cui il blocco si muova su un piano inclinato, o comunque la resistenza al moto non sia simmetrica rispetto alla direzione del moto, l'espressione del massimo spostamento è:

$$D = \frac{V^2}{2gN} \frac{k_h}{N} \tag{15.43}$$

I valori dello spostamento ottenuti con le relazioni sopra riportate sono stati confrontati da Newmark con quelli ottenuti considerando l'effettivo numero di cicli di carico di quattro registrazioni accelerometriche e tale confronto ha dimostrato che le soluzioni fornite approssimano bene gli spostamenti permanenti del blocco e ne costituiscono un limite superiore.

Le relazioni di Newmark sono state modificate da Richards ed Elms (20) che hanno formulato il primo metodo per il calcolo degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno ed hanno proposto una procedura di progetto basata sul concetto di spostamento limite.

Considerando la relazione (eq. 15.15) che esprime il peso W_w che deve avere il muro perché sia soddisfatto l'equilibrio alla traslazione, Richards ed Elms hanno osservato che per

$$\tan \varphi_b - \tan \vartheta = 0 \tag{15.44}$$

l'equilibrio del muro non è possibile in quanto W_w tende all'infinito, cioè il muro dovrebbe possedere una massa infinita per resistere al sisma (il cui effetto è rappresentato da tan ϑ). Pertanto, tenendo conto della definizione di (eq. 15.3), è possibile definire il valore limite del coefficiente di accelerazione sismica (cfr. eq. 15.5): $k_{h,lim} = (1-k_v) \tan \varphi_b$ (15.45)

che risulta del tutto indipendente dalle caratteristiche del muro. La stessa relazione (eq. 15.15), noto W_w e definite le caratteristiche geometriche e geotecniche del sistema muro-terreno, consente di individuare un valore critico del coefficiente di accelerazione sismica $N = \tan\vartheta$ in corrispondenza del quale il fattore di sicurezza del muro alla traslazione risulta unitario; l'accelerazione critica (data dal prodotto di N per l'accelerazione di gravità) rappresenta la massima accelerazione che il muro può subire senza traslare.

Fissato un sisma di progetto è possibile calcolare gli spostamenti rigidi di un muro di sostegno, secondo il modello di Richards ed Elms, integrando due volte rispetto al tempo l'accelerogramma ottenuto dalla differenza tra la registrazione del sisma e l'accelerazione critica costante. Più precisamente, si suppone che il muro possa accumulare spostamenti permanenti verso valle negli intervalli di tempo in cui l'accelerazione esterna è rivolta verso monte (il moto è infatti governato dalle forze di inerzia che sono opposte all'accelerazione sismica) e supera l'accelerazione critica del sistema. Tale procedura è comunque complessa e per le applicazioni pratiche è più immediato ricorrere ad una espressione empirica che fornisce lo spostamento massimo che i muri di sostegno possono subire a causa di una azione sismica:

$$D = 0.087 \frac{V^2}{k_h g} \left(\frac{N}{k_h}\right)^{-4} \tag{15.46}$$

in cui i simboli hanno il consueto significato. Invertendo quest'ultima relazione si può definire una procedura di progetto che consiste nei seguenti passi:

- -si fissa il valore D dello spostamento che si ritiene ammissibile;
- -si sceglie un sisma di progetto caratterizzato dai valori k_h e V rispettivamente del coefficiente di accelerazione sismica e della massima velocità sismica;
- -si calcola il valore del coefficiente di accelerazione critica N con la relazione

$$N = k_h \left(\frac{0.087 V^2}{D k_h g} \right)^{1/4}$$
 (15.47)

- si calcola il peso del muro W_w che garantisce l'equilibrio alla traslazione (eq. 15.15);

- si amplifica Ww per un opportuno fattore di sicurezza e si valuta il peso W del muro in progetto.

Una estensione del metodo di Richards ed Elms è stata proposta da Zarrabi (21), che ha introdotto l'effetto della accelerazione sismica verticale e la variazione di inclinazione della superficie di rottura del terrapieno sulla base della considerazione che la traslazione del muro deve necessariamente essere accoppiata ad una traslazione verticale del cuneo, affinchè risulti rispettata la congruenza degli spostamenti senza distacchi o compenetrazioni delle parti a contatto. La principale conclusione dell'analisi di Zarrabi consiste nell'ammettere che il coefficiente di accelerazione critica N varia nel tempo in fase con l'eccitazione esterna e non può essere assunto costante. Le accelerazioni critiche calcolate secondo il modello di Zarrabi risultano superiori del 10-30% rispetto a quelle indicate da Newmark e, di conseguenza, gli spostamenti permanenti calcolati per integrazione risultano inferiori nella stessa misura.

Adottando il modello di Zarrabi, Wong (28) ha calcolato gli spostamenti permanenti relativi ad una serie di 14 registrazioni sismiche, ciascuna costituita da due componenti del moto. Al fine di ridurre i problemi di normalizzazione delle registrazioni e per minimizzare l'effetto della durata dell'eccitazione sul calcolo degli spostamenti, si sono scelti accelerogrammi con accelerazioni di picco non inferiori a 0,15 g e magnitudo compresa tra 6,3 e 6,7 (tranne che per due registrazioni relative a terremoti di maggiore intensità). L'interpolazione dei valori degli spostamenti ottenuti ha consentito di formulare una relazione che consente il calcolo dello spostamento permanente massimo atteso per un muro di sostegno in corrispondenza di un fissato accelerogramma di progetto:

$$D = 37 \frac{V^2}{k_h g} exp \left(-9.4 \frac{N}{k_h}\right) R_v R_z$$
 (15.48)

dove Rv è un coefficiente che tiene conto delle accelerazioni verticali ed R_z è un coefficiente di correlazione riferito al modello di Zarrabi; le espressioni che definiscono tali coefficienti sono:

$$R_v = 1,015 - 0.2 \frac{N}{k_h} + 0.72 \left(\frac{N}{k_h}\right)^2$$

Wong (28) ha inoltre indicato una procedura di progetto, simile a quella proposta da Richards ed Elms (20), in base alla quale, fissato un accelerogramma di progetto ed uno spostamento ammissibile per la struttura di sostegno, si può calcolare il peso del muro introducendo come accelerazione critica il valore fornito dall'espressione:

$$N = \frac{k_h}{9.4} \ln \left(\frac{37(3+5N)V^2}{Dk_h g} \right)$$
 (15.49)

alla quale è associato il coefficiente di sicurezza alla traslazione Fs=3+5N.

Da una applicazione del metodo di Wong a quattro sistemi muro-terreno caratterizzati da valori di N compresi tra 0,04 e 0,146 compiuta utilizzando i dati accelerometrici relativi al terremoto dell'Irpinia (1980) ed al terremoto del Friuli (1976), è emerso che la formula di Wong fornisce una buona stima degli spostamenti nel caso degli accelerogrammi del terremoto del Friuli, ma sovrastima notevolmente quelli relativi alle registrazioni del terremoto dell'Irpinia in quanto queste sono caratterizzate da basse frequenze e lunghe durate e, in definitiva, da elevate energie di eccitazione (48).

Il modello di Richards ed Elms e le equazioni di Wong sono state riesaminate da Whitman e Liao (33) al fine di valutare gli errori e le incertezze ad essi connessi e principalmente legati: alla natura del moto sismico, alla resistenza del terreno (espressa in termini di angolo di resistenza al taglio, di angolo di attrito tra il paramento interno del muro ed il terrapieno e di angolo di attrito tra la base del muro ed il terreno di fondazione), al comportamento elasto-plastico del terreno ed alla possibilità che si manifestino rotazioni permanenti. Sulla base di alcune considerazioni statistiche Whitman e Liao hanno modificato le relazioni (48) e (49) mettendole nella forma:

DV

$$D = 130 \frac{V^2}{k_h g} \exp\left(-9.4 \frac{N}{k_h}\right) R_v R_z$$
 (15.50)

$$N = \frac{\alpha_h}{9.4} \ln \left(\frac{D\alpha_h g}{130 V^2} \right) \tag{15.51}$$

I valori dello spostamento permanente risultano in tal modo più elevati di quelli ottenuti con il metodo di Wong, ma nella determinazione del peso del muro in progetto non è necessario prevedere un coefficiente di sicurezza.

Una ulteriore soluzione per il calcolo dello spostamento massimo è stata proposta da Bouckovalas e Kotta (46) per tener conto del tipo di terreno di fondazione, dell'intensità e della durata del sisma di progetto, trascurati nel metodo di Richards ed Elms. Valutato il coefficiente di accelerazione critica in condizioni di equilibrio limite, secondo l'espressione:

$$N = \frac{\cos \vartheta \tan \varphi - \sin \vartheta}{\cos \vartheta + \sin \vartheta \tan \varphi}$$
(15.52)

è possibile calcolare il valore dello spostamento permanente per un ciclo di forzante armonica mediante la relazione:

$$D_1 = \frac{V^2}{k_h} f(N/k_h)$$
 (15.53)

dove

$$f(N/k_h) = -\frac{1}{2}(N/k_h)(\omega t_2 - \omega t_1)^2 + \sqrt{1 - (N/k_h)^2}(\omega t_2 - \omega t_1) + (N/k_h - \text{sen}\omega t_2)$$
 (15.54)

 ω è la pulsazione della forzante, t_1 rappresenta l'istante in cui l'accelerazione esterna eguaglia l'accelerazione critica, e si innesca il moto del blocco, e t_2 è l'istante in cui la velocità del blocco risulta pari a quella del suolo ed il moto relativo cessa. Per la $f(N/k_h)$ si può adottare l'espressione semplificata:

$$f(N/k_h) = 2\pi[1 - N/k_h)^{1-(N/kh)}]$$
(15.55)

e pertanto lo spostamento per un ciclo di forzante armonica si può mettere nella forma:

$$D_1 = 2\pi \frac{V^2}{k_h} \left[1 - N/k_h \right)^{1 - (N/kh)}$$
 (15.56)

Nel caso in cui si consideri una eccitazione sismica non armonica lo spostamento permanente è.funzione del numero equivalente di cicli della forzante per cui si pone:

 $D = N_{ep}D_1$

e può essere espresso dalla relazione:

$$D = 2\pi F \frac{C(t)}{N/k_h} \frac{V^2}{k_h} \left[1 - N/k_h \right)^{1 - (N/kh)}$$
 (15.57)

in cui F=1 nel caso di terreno di fondazione deformabile ed F=0,4 nel caso di terreno di fondazione rigido; inoltre, per sismi di magnitudo pari a 6,5 è stata desunta la seguente espressione di C(t):

$$C(t) = 0.0126 \cdot t^{-1.15}$$
 (15.58)

in cui t è la durata dell'eccitazione. Il confronto tra i risultati ottenuti con il metodo di Bouckovalas e Kotta (46) e la soluzione di Richards ed Elms (20) mostra che per N/kh>0,5 sussiste un discreto accordo, mentre per N/kh<0,4 la soluzione di Richards ed Elms fornisce valori molto più elevati e pertanto più conservativi.

Recentemente è stato proposto un metodo (64) per la valutazione degli spostamenti indotti dal sisma sui muri di sostegno, che presenta il pregio di dipendere da un unico parametro relativo al terremoto di progetto. Secondo tale metodo lo spostamento, misurato in centimetri, è dato dall'espressione:

$$D = 0.38 \cdot P_D^{0.977} \cdot N^{-1.338}$$
 (15.59)

in cui

$$P_{D} = \frac{\pi}{2g} \int_{0}^{t_{0}} a^{2}(t)dt$$
 (15.60)

è il potenziale di distruttività sismica (misurato in 10^{-4} gs³) definito da Araya e Saragoni (30); tale potenziale è funzione dell'accelerogramma a(t) e di v_0 che rappresenta il numero di passaggi per lo zero al secondo che si rilevano nell'accelerogramma.

15.3.5. ANALISI DINAMICHE DELL'INTERAZIONE MURO-TERRENO

Il calcolo degli spostamenti indotti dalle azioni sismiche sulle opere di sostegno può essere perseguito risolvendo il problema di interazione dinamica tra il terreno e la struttura. Fondamentalmente tale problema comporta la definizione di un legame costitutivo del terreno e la risoluzione del sistema delle equazioni del moto. Tale sistema, in generale, si può esprimere mediante l'equazione matriciale:

[M]X + [C]X + [K]X = -p(t) (15.61)

in cui [M], [C] e [K] sono rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema muroterreno, mentre X e le sue derivate rispetto al tempo rappresentano i vettori spostamento, velocità e accelerazione e, infine, p(t) è il vettore dei carichi dinamici esterni.

La determinazione dei coefficienti che compongono le matrici dipende dalle ipotesi alla base del modello dinamico considerato, nonché dai gradi di libertà che il sistema possiede. La definizione della massa che partecipa al moto, il meccanismo di dissipazione dell'energia, che a rigore dovrebbe tener conto sia dello smorzamento materiale che di quello geometrico, e la valutazione della rigidezza del terreno, il cui comportamento è marcatamente non lineare, rendono il problema dinamico estremamente complesso e risolvibile solo a condizione di porre ipotesi semplificative.

Nella letteratura scientifica sono disponibili alcune soluzioni dinamiche che tengono conto di uno (24, 25) o due gradi di libertà (32, 34, 58) per i muri rigidi e di uno (23) o numerosi gradi di libertà nel caso di muri a mensola e di opere di sostegno flessibili (43). Significative sono inoltre le soluzioni ottenute mediante la modellazione con il metodo degli elementi finiti dell'interazione muro-terreno che comporta tuttavia l'introduzione di particolari elementi di giunto all'interfaccia tra il terreno e la struttura (22, 29, 44).

Tutti questi modelli colgono bene le principali caratteristiche della risposta dinamica delle opere di sostegno e possono essere impiegati per effettuare calcoli approfonditi che, tuttavia, si giustificano soltanto per strutture di particolare rilievo, la cui sicurezza nei confronti di una eventuale azione sismica assume importanza strategica.

E' possibile modellare l'interazione dinamica terreno-struttura schematizzando il terreno a contatto col muro come un insieme discreto di molle che trasmettono all'opera di sostegno le azioni indotte dal terreno durante l'eccitazione sismica, e smorzatori che tengono conto della capacità del terreno di dissipare parte dell'energia fornita al sistema dalla forzante dinamica (Fig. 15.15) (50). Il modello considerato è caratterizzato da due gradi di libertà, uno traslazionale ed uno rotazionale, ed è applicabile a muri a gravità posti a sostegno di terreni granulari in assenza di falda.

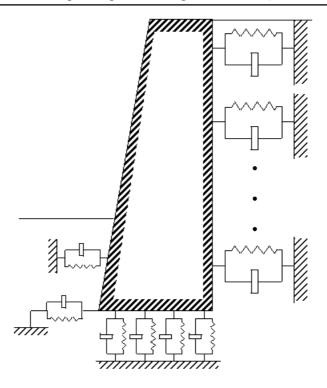


Fig. 15.15 - Schema del modello dinamico a due gradi di libertà (50).

I risultati ottenuti dall'applicazione del modello mostrano una dipendenza degli spostamenti dal contenuto in frequenza ed accelerazione delle forzanti sismiche, dallo smorzamento introdotto nel sistema e dalla rigidezza del terreno. Il tipico andamento degli spostamenti è illustrato in Fig. 15.16.

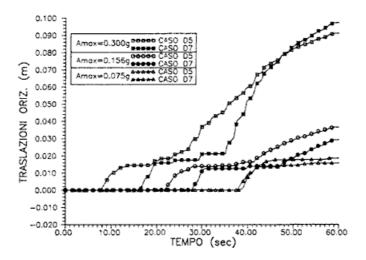


Fig. 15.16 - Tipico andamento degli spostamenti di un muro di sostegno (50).

Le diverse curve sono state ottenute considerando muri di altezza pari a 5 e 7 metri (casi D5 e D7 nella legenda), posti a sostegno di una sabbia densa ed eccitati utilizzando un accelerogramma registrato a Città del Messico nel 1985 (accelerazione massima pari a 0,156 g), e due altri accelerogrammi ottenuti dal precedente amplificando (accelerazione massima 0,3 g) o riducendo (accelerazione massima 0,075 g) i valori dell'accelerazione.

15.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

15.4.1. ESEMPIO DI APPLICAZIONE DELLE NORME ITALIANE E DEGLI EUROCODICI

Al fine di confrontare le verifiche di stabilità prescritte dalle norme italiane (D.M. 11.03.88 e D.M. 16.01.96) e quelle previste dalle norme europee (EC7 ed EC8), si presenta un esempio di calcolo relativo ad un muro a gravità di altezza H = 5 m posto a sostegno di un terreno dotato di solo attrito. Per il problema in esame siano dati i seguenti parametri:

```
\phi=36^{\circ}
```

 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

 $\delta = 2 \varphi / 3$

 $\beta = 0$ (paramento interno verticale)

i = 0 (estradosso del terrapieno orizzontale)

 $k_h = 0.1$

 $k_v = 0$

Facendo riferimento alla teoria di Mononobe e Okabe, trattata nel par. 15.2.2, il coefficiente di spinta attiva sismica vale (eq. 15.2)

 $K_{AE} = 0.295$

e per il muro in questione la spinta attiva sismica vale (eq. 15.1)

 $P_{AE} = 6,645 \text{ (t/m)}.$

Secondo le norme italiane, le azioni da considerare ai fini delle verifiche consistono nella spinta attiva statica, nell'incremento dinamico di spinta dovuto al sisma e nella forza di inerzia del muro.

Il coefficiente di spinta sismica attiva in condizioni statiche, calcolato ponendo $k_h = 0$ nella eq. 15.2 oppure mediante la Tab. 15.1, risulta.

 $K_A = 0.235$

pertanto la spinta attiva statica vale

 $P_A = 5,285 \text{ (t/m)}$

e si considera applicata ad H/3 dalla base del muro.

L'incremento dinamico di spinta calcolato con l'eq. 15.9 è pari a:

 $\Delta P_{AE} = 1,360 \text{ (t/m)}$

ed è applicato a 2H/3 dalla base del muro.

Fissate le dimensioni della base e della testa del muro, rispettivamente pari a m 1,80 e m 0,80, e noto il peso per unità di volume del conglomerato cementizio semplice (2,4 t/m³), è possibile calcolare il peso del muro e quindi la forza d'inerzia (eq. 15.10):

Fi = 1,560 (t/m)

applicata nel centro di massa del muro.

Effettuando le verifiche si ottengono i coefficienti di sicurezza allo scorrimento ed al ribaltamento che risultano rispettivamente pari a 1,74 ed 1,63 soddisfacendo le prescrizioni di norma; si trascura in questa sede la verifica al carico limite dell'insieme fondazione terreno.

Per le verifiche agli stati limite della struttura i valori delle forze P_{AE} , P_A ed Fi devono essere incrementati del 50%.

Secondo le norme europee è necessario distinguere i casi B e C discussi nel par. 15.3.2. In particolare nel caso B le azioni sfavorevoli devono essere moltiplicate per il coefficiente parziale 1,35 mentre le azioni favorevoli all'equilibrio rimangono immutate (v. Tab. 15.3).

Per la verifica allo scorrimento deve risultare:

 $(W + P_{AE}sen\delta)tan\phi > 1,35(P_{AE}cos\delta + Fi)$

```
ove W rappresenta il peso del muro.
```

Nel caso in esame si ha:

 $(W + P_{AE}sen\delta)tan\varphi = 13,297 (t/m)$

 $1,35(P_{AE}\cos\delta + Fi) = 10,30 (t/m)$

Per la verifica al ribaltamento deve risultare:

 $M_{\rm w} > 1.35 M_{\rm s}$

ove Mw è il momento resistente ed M_s è il momento instabilizzante. In particolare il momento resistente è dovuto al peso del muro ed alla componente verticale della spinta, ed il momento instabilizzante è dovuto alla componente orizzontale della spinta attiva sismica, supposta agente ad H/2 dalla base del muro ed alla forza di inerzia applicata nel centro di massa del muro.

Nelle verifiche sopra riportate, tuttavia, non è chiaro nel testo degli eurocodici, se la componente verticale della spinta debba essere considerata con il suo valore caratteristico (in quanto azione favorevole, infatti, il coefficiente parziale risulta unitario) come, a vantaggio di sicurezza, si è assunto in questo esempio; oppure se essa debba essere calcolata rigorosamente come componente verticale dell'azione di progetto (e quindi moltiplicata per 1,35).

Valutati i bracci di tutte le forze si ottiene:

 $M_w = 22,305 \text{ (tm/m)}$

 $1,35 \cdot Ms = 21,250 \text{ (tm/m)}$

Nel caso C i coefficienti parziali si applicano ai valori caratteristici dei parametri di resistenza in modo da ottenere i corrispondenti parametri di progetto. Poichè il terreno considerato è dotato di solo attrito l'unico parametro da modificare è l'angolo di resistenza al taglio che, secondo quanto indicato nella Tab. 15.3 risulta: $\varphi_d = \tan^{-1}[(\tan\varphi)/1,25] = 30,17^{\circ}$

di conseguenza il valore di progetto dell'angolo d'attrito muro-terreno risulta:

 $\delta_{\rm d} = 20.11^{\circ}$

A tali valori degli angoli di progetto corrispondono il coefficiente di spinta attiva sismica:

 $K_{AE} = 0.364$

e la spinta attiva sismica:

 $P_{AE} = 8,184 \text{ (t/m)}$

Le verifiche in questo caso si possono esprimere nel modo seguente:

 $(W + P_{AE}sen\delta_d)tan\phi_d > (P_{AE}co\delta_d + Fi)$

 $M_w > M_s$

ove i simboli hanno il consueto significato.

I risultati ottenuti sono:

 $(W + P_{AE}sen\delta_dtan\varphi_d) = 11,456 (t/m)$

 $(P_{AE} \cos \delta_d + F_i) = 9,245 \text{ (t/m)}$

 $M_w = 22,505 \text{ (tm/m)}$

 $M_s = 19,779 \text{ (tm/m)}$

L'esempio presentato mette in evidenza che, per il sistema considerato, le verifiche risultano soddisfatte sia applicando la normativa italiana, sia seguendo le indicazioni degli Eurocodici. In particolare, si osserva che qualora si progetti secondo le norme europee è necessario esaminare entrambi i casi B e C previsti dall 'EC7, al fine di pervenire per ciascuna verifica alle condizioni più sfavorevoli. Infatti dall 'esempio si evince che il caso B è più vincolante nella verifica al ribaltamento, mentre il caso C è più gravoso nella verifica allo scorrimento. Allo stesso risultato si perviene effettuando le verifiche in condizioni statiche (55).

15.4.2. ESEMPIO DI APPLICAZIONE PER UN MURO CON PARTICOLARI CONDIZIONI AL CONTORNO

Al fine di chiarire l'importanza della scelta della soluzione da adottare in presenza di particolari condizioni al contorno, viene presentato un esempio di applicazione riguardante il caso di un muro che sostiene un terrapieno il cui profilo è inclinato nel tratto iniziale, per poi divenire orizzontale. A tale caso si applicano le equazioni riportate nel Par. 15.3.3 (51) ed i risultati vengono messi a confronto con quelli che si ottengono con la teoria di Mononobe e Okabe che nel caso specifico non risulta applicabile.

Con riferimento alla Fig. 15.17 si consideri un muro a gravità posto a sostegno di un terreno incoerente e siano dati i seguenti parametri geometrici e geotecnici:

```
\begin{split} H &= 5 \text{ m} \\ h_0 &= 2 \text{ m} \\ \beta &= 0 \\ \tan i &= 2/3 \text{ (i = 33,69°)} \\ \gamma &= 2 \text{ t/m3} \\ \phi &= 35° \\ \delta &= /2 \\ q &= 0 \end{split}
```

 $k_h = 0$

Dall'equazione che fornisce l'angolo di inclinazione della superficie di rottura si ottiene

$$\tan \alpha = 1,49 \text{ da cui } \alpha = 56,17^{\circ}.$$

Il coefficiente di spinta risulta:

$$K_{AE,\gamma q} = 0.388$$

Con la teoria di Mononobe e Okabe si ricava:

$$K_{AE} = 0.531 \text{ e } \alpha = 42.67^{\circ}$$

In Fig. 15.17sono indicati gli angoli ottenuti. Risulta evidente che la teoria di Mononobe e Okabe fornisce risultati incompatibili con le condizioni al contorno.

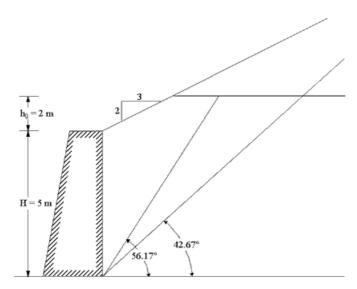


Fig. 15.17 - Esempio di applicazione.

Se poi si pone $k_h = 0,1$ (cioè $\vartheta = 5,71^\circ$) la soluzione riportata al par. 15.3.3 fornisce $\alpha = 51,54$ e $K_{AE,\,\gamma q} = 0,501$, mentre la teoria di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto risulta $\varphi - \vartheta - i = 35 - 5,71 - 33,69 < 0$

ed il coefficiente di spinta K_{AE} non può essere calcolato.

15.4.3. ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEI METODI DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Questo esempio mostra una applicazione delle relazioni di Richards ed Elms (20) e di Wong (28) ad alcuni muri di sostegno caratterizzati da diversi fattori di sicurezza alla traslazione. Gli stessi sistemi sono stati analizzati utilizzando un modello dinamico (50) per il calcolo degli spostamenti in modo da poter effettuare un confronto tra le diverse soluzioni.

In particolare, si sono considerati quattro muri a gravità di altezza H=5 m ed i parametri geotecnici $\gamma=1,8$ t/m³, $\phi=30^{\circ}$ e c=0. I muri sono stati dimensionati in modo da presentare, in corrispondenza di un coefficiente sismico $k_h=0,07$, quattro diversi valori del coefficiente di sicurezza e del coefficiente di accelerazione critica (Tab. 15.5). Si sono inoltre considerate tre registrazioni accelerometriche, relative ai terremoti di Niigata, del Montenegro e di Città del Messico, le cui caratteristiche sono indicate in Tab. 15.6. Sulla base di tali dati sono stati calcolati i valori dello spostamento massimo dei muri. I risultati ottenuti sono riportati in Tab. 15.7.

In generale è possibile osservare che il metodo di Richards ed Elms conduce ad una considerevole sopravvalutazione dei risultati rispetto agli altri metodi utilizzati. È evidente inoltre che per i muri a gravità con coefficiente di sicurezza inferiore all'unità il metodo di Richards ed Elms, almeno per i casi considerati, perde di validità.

I risultati ottenuti utilizzando il metodo di Wong mostrano che per i muri con fattore di sicurezza allo scorrimento superiore all'unità gli spostamenti sono molto contenuti ed in linea di massima trascurabili. Nei casi invece di muri con coefficiente di sicurezza inferiore o pari all'unità gli spostamenti calcolati sono piuttosto elevati tranne che nel caso del muro B sottoposto all'accelerogramma del terremoto di Niigata in cui il sistema trasla di poco più di 2 cm.

Il modello dinamico ha fornito risultati che solo in parte concordano con quelli ottenuti applicando i metodi basati sul concetto di accelerazione limite. Infatti, fatta eccezione per i casi in cui si è considerato il sistema con fattore di sicurezza pari a 0,9, per i quali si sono riscontrati spostamenti elevati, sono stati determinati spostamenti di maggiore entità nelle simulazioni numeriche effettuate impiegando gli accelerogrammi relativi al terremoto di Niigata e di Città del Messico e spostamenti minori nelle simulazioni effettuate con l'accelerogramma relativo al terremoto del Montenegro. Ciò è principalmente dovuto alla notevole influenza che la frequenza della forzante esterna esercita sul comportamento dinamico del sistema. Le curve delle traslazioni orizzontali nel tempo ottenute applicando il modello dinamico ai casi esaminati sono mostrate in Fig. 15.18.

Tab. 15.5 - Caratteristiche dei sistemi considerati (49).

| MURO | W/(½gH²) | N | Fs | | | | |
|---|----------|-------|-----|--|--|--|--|
| А | 0,430 | 0,035 | 0,9 | | | | |
| В | 0,500 | 0,070 | 1,0 | | | | |
| С | 0,653 | 0,130 | 1,2 | | | | |
| D | 0,722 | 0,155 | 1,3 | | | | |
| W=peso del muro | | | | | | | |
| N⊨coefficiente di accelerazione critica | | | | | | | |

F_S=fattore di sicurezza allo scorrimento

 Tab. 15.6 - Caratteristiche degli accelerogrammi considerati.

| TERREMOTO | ANNO | a _{max} | V _{max} (cm/s) | DURATA (s) |
|-------------------|------|--------------------|--------------------------|------------|
| NIIGATA | 1964 | 0,140 g | 33.61 | 35 |
| MONTENEGRO | 1979 | 0,265 g | 41.70 | 20 |
| CITTÀ DEL MESSICO | 1985 | 0,263 g 0,156 g | 52.81 | 60 |
| CITTA DEL MESSICO | 1900 | U,156 g | 52,01 | 00 |
| | | | | |

Tab. 15.7 - Risultati ottenuti con i diversi metodi considerati (49).

| ACCELEROGRAMMA | MURO | MURO SPOSTAMENTO (cm) | | | |
|--------------------|------|-----------------------|-------|------------------|--|
| A SOCIETIO STANINA | MORO | Richards ed Elms | Wong | Analisi dinamic: | |
| | Α | 183,19 | 21,71 | 16,95 | |
| KAWAGISHI-CHO | В | 11,45 | 2,36 | 6,51 | |
| NIIGATA 1964 | С | 0,96 | 0,06 | 5,29 | |
| | D | 0,47 | 0,01 | 3,15 | |
| | Α | 1912,44 | 53,01 | 27,54 | |
| ULCINJ | В | 119,53 | 16,28 | 8,08 | |
| MONTENEGRO 1979 | С | 10,05 | 2,24 | 0,12 | |
| | D | 4,97 | 0,99 | 0,05 | |
| | Α | 625,73 | 60,99 | 54,31 | |
| SCT SITE | В | 39,11 | 8,27 | 10,44 | |
| CITTÀ' DEL MESSICO | С | 3,29 | 0,30 | 6,38 | |
| | D | 1,63 | 0,08 | 2,72 | |

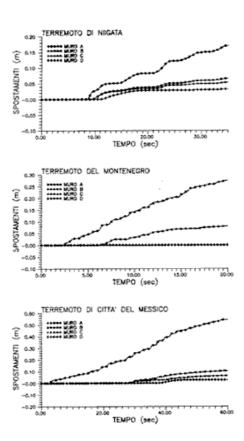


Fig. 15.18 - Risultati dell'analisi dinamica (49).

15.5. CONCLUSIONI

Il D.M. 16.01.1996 indica nel Par. D i criteri per la progettazione antisismica delle opere di sostegno ed in particolare per la determinazione della spinta sismica dovuta al terrapieno e della forza di inerzia agente sul muro. Tali criteri sono basati su formulazioni geotecniche ormai consolidate che hanno dato prova, in linea di massima, di essere largamente cautelative ed idonee per il calcolo delle ordinarie opere di sostegno. E' tuttavia necessario sottolineare che possono presentarsi situazioni progettuali nelle quali le particolari condizioni al contorno o la rilevanza dell'opera rendono indispensabile il ricorso a metodi di analisi dinamica più o meno sofisticati. La sinteticità della norma lascia alla sensibilità del progettista ampi margini d'azione, tuttavia è bene far rilevare che l'uso di metodi raffinati per problemi di una certa importanza non può prescindere da una rigorosa valutazione dei parametri geotecnici di progetto suffragata da indagini accurate.

Per quanto concerne la determinazione delle azioni sismiche, le norme contenute nel decreto prescindono quasi del tutto dalla influenza che su di esse hanno le caratteristiche di rigidezza dei terreni e dall'importanza che le condizioni locali assumono durante un evento sismico. Su questo punto l'Eurocodice 8 fornisce raccomandazioni più precise definendo tre spettri di progetto in funzione della stratigrafia di massima del sito considerato.

Un importante aspetto da non trascurare nella progettazione delle opere di sostegno è quello delle condizioni di servizio. Infatti è possibile che l'azione sismica induca nell'opera deformazioni e spostamenti permanenti senza però ridurne l'efficienza. Può essere utile, soprattutto nei casi in cui alla stabilità dell'opera di sostegno è legata la sicurezza di strutture vicine, valutare lo spostamento massimo che il muro può subire a seguito di un evento sismico atteso. A tal proposito trovano applicazione le formulazioni riportate nel Par. 15.3.4 che possono essere adoperate anche ai fini di progetto.

E' altresì necessario condurre una verifica di stabilità globale dei muri di sostegno realizzati su pendii. Anche in questo caso il D.M. 16.01.1996 lascia ampi margini operativi al progettista. Al riguardo l'EC8 fissa le linee guida per la determinazione del parametro S che tiene conto dell'amplificazione dell'azione sismica dovuta agli effetti topografici. Per la verifica di stabilità globale possono essere impiegati metodi pseudostatici o metodi dinamici più rispondenti alla realtà dei fenomeni in gioco che tuttavia presuppongono una adeguata determinazione dei parametri geotecnici da introdurre nei modelli.

15.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) C.A. Coulomb Essai sur une application des Règles des Maximis et Minimis à quelques problèmes de Statique relatifs a l'Architecture, Mémoirs Académie Royal Pre. Division Sav., 7, Paris, 1776.
- (2) W.J.M. Rankine On the Stability of loose Earth, Trans. Royal Soc., London, vol. CXLVII, 1857.
- (3) H. Mueller-Breslau Erdruck auf Stuetzmauern, Kroener, 1906.
- (4) S. Okabe General Theory of Earth Pressure, Journal of Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, N. 1, 1926.
- (5) N. Mononobe, H. Matsuo On the Determination of Earth Pressure during Earthquake, Paper No. 388, Proc. of World Engineering Congress, Vol. 9, 1929.
- (6) A. Caquot, J. Kerisel Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations, Gautier, Villars, Paris, 1948.
- (7) J. Jaky Pressure in Silos, Proc., 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1948.
- (8) A.W. Bishop The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, vol. 5 n. 1.
- (9) R. Amano, H Azuma, Y. Ishii Aseismic Design of Quay Walls in Japan, Proc., World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 1956.
- (10) H. Matsuo., S. O'Hara Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes, Proc., 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.
- (11) N.R. Morgenstern, V.E. Price The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, Vol. 15, n. 1, 1965.
- (12) N.M. Newmark Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol. 15, N. 2, 1965.
- (13) V.V. Sokolovskii Statics of granular media, Pergamon Press, London, 1965.
- (14) S. Hayashi, K. Kubo, A. Nakase Damage to Harbor Structures in the Niigata Earthquake, Soil and Foundations, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 6, N. 1, 1966.
- (15) F.Kawakami, A. Asada Damage to the Ground and Earth Structures by the Niigata Earthquake of June 16, 1964, Soil and Foundations, Vol. 6, 1966.
- (16) J.M. Bell General slope stability analysis, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE Vol. 94, N. SM6, 1968.
- (17) G.A. Ross, H.B. Seed, R. Migliaccio Bridge Foundation Behaviour in Alaska Earthquake, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE Vol. 95, N. SM4, 1969.
- (18) H.B. Seed, R.W. Whitman Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, Proc., Specialty Conference on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, Cornell University, Ithaca, New York, USA, 1970.
- (19) N. Janbu Slope Stability Computations, The Embankment Dam Engineering Casagrande Volume, John Wiley & Sons, 1973.
- (20) R.Jr. Richards, D.G. Elms Seismic Behaviour of Gravity Retaining Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 105, N. 4, April 1979.
- (21) K. Zarrabi-Kashani Sliding of Gravity Retaining Walls during Earthquake considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface, M.S. Thesis, Dept. of Civ. Eng. MIT, Cambridge, USA, 1979.
- (22) D. Aubry, D. Chouvet Numerical Computation of Earth-Pressures during Earthquakes, Proc., International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Missouri, 1981.
- (23) P.M. Byrne, F. Salgado Seismic Response of Retaining Structures, Proc., 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Missouri, 1981.
- (24) S. Prakash Analysis of Rigid Retaining Walls during Earthquakes, Proc., 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, USA, 1981.
- (25) S. Prakash, V.K. Puri, J.U. Khandoker Displacement Analysis of Rigid Retaining Walls in Rocking, Proc., 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, USA, 1981.
- (26) J.B. Burland, D.M. Potts, N.M. Walsh The Overall Stability of Free and Propped Embedded Cantilever Retaining Walls, Ground Engineering, July, 1981.

- (27) M.A. Sherif., I. Ishibashi, C.D. Lee Earth Pressures against Rigid Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, 1982.
- (28) C.P. Wong Seismic Analysis and an Improved Design Procedure for Gravity Retaining Walls, M.S. Thesis, Dept. of Civ. Eng. MIT, Cambridge, USA, 1982.
- (29) F. Nadim, R.W. Whitman Seismically Induced Movement of Retaining Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, N. 7, July 1983.
- (30) R. Araya, R. Saragoni, Earthquake accelerogram destructiveness potential factor, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, 1984.
- (31) D.A. Grivas, C. Souflis Performance of the Plateas Wingwall during the 1981 Earthquakes in Greece, Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 1984.
- (32) F.Nadim, R.W. Whitman Coupled Sliding and Tilting of Gravity Retaining Walls during Earthquakes, Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering, Oakland, USA, 1984.
- (33) R.W. Whitman, S. Liao Seismic Design of Gravity Retaining Walls, Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, Vol. 3, 1984.
- (34) R.K. Reddy, S. Saran, M.N. Viladkar Prediction of Displacements of Retaining Walls under Dynamic Conditions, Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology, Vol. 22, N. 3, September 1985.
- (35) Y.S. Fang, I. Ishibashi Static Earth Stresses on Walls Rotating about Top, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, N. 3, 1986.
- (36) M. Maugeri, E. Motta On seismic design of clayey embankments and slopes, Proc. of the International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari, 13-19 April, 1986.
- (37) I. Ishibashi, Y.S. Fang Dynamic Eatrh Pressures with Different Wall Movement Modes, Soil and Foundations, Vol. 27, N. 4, 1987.
- (38) R. Lancellotta Geotecnica, Zanichelli, Bologna, 1987.
- (39) Ministero dei Lavori Pubblici D.M. 11.03.1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione Supplemento alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n.127, 1.06.1988, Roma, 1988.
- (40) V.N. Ghionna Opere di sostegno in zona sismica, Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, novembre 1989.
- (41) K. Pitilakis, A. Moutsakis Seismic Analysis and Behaviour of Gravity Retaining Walls: The Case of Kalamata Harbour Quay-Wall, Soils and Foundations, Vol. 29, N. 1, March 1989.
- (42) G. Gazetas, P. Dakoulas, K. Dennehy Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls, Proc., Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, USA, ASCE Geo-Special Publ. N. 25, 1990.
- (43) S.M. Frenna, M. Maugeri, E. Motta Analisi dinamica di opere di sostegno flessibili, Atti del V Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Palermo, 1991.
- (44) R.Siddharthan, G.M. Norris On the Seismic Displacement Response of Rigid Retaining Walls, Soils and Foundations, Vol. 31, N. 2, 1991.
- (45) R.V. Whitman Seismic Design of Earth Retaining Structures, Proc., 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, 1991.
- (46) G. Bouckovalas, N. Kotta An improved method to compute seismic sliding of gravity walls, Proc., 2nd Greek National Conference on Geotechnical Engineering, Thessaloniki, 1992 (in greco).
- (47) R.Jr. Richards, D.G. Elms Seismic Passive Resistance of Tied-Back Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 118, N. 7, Irly 1992.
- (48) A.L. Simonelli, C. Viggiani Some Remarks on Retaining Wall Design Under Seismic. Conditions, Proc., 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 1992.
- (49) E. Cascone, M. Maugeri Sulla stabilità di muri a gravità in condizioni sismiche, Atti del VI Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Perugia, ottobre 1993.
- (50) E. Cascone, M. Maugeri, E. Motta Risposta sismica dei muri di sostegno a gravità, Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXVII, N. 4, 1993.
- (51) E. Motta Sulla valutazione della spinta attiva in terrapieni di altezza finita, RIG, XXVII, 3, 1993.
- (52) CEN (1993-94) Eurocode 8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV 1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (ottobre 1993); ENV 1998-5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects (giugno 1994).
- (53) CEN (1993-94) Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1 General Rules (ottobre 1994).

- (54) E. Motta Generalized Coulomb Active-Earth Pressure for Distanced Surcharge, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, N. 6, ASCE, 1994.
- (55) S. Aversa EC7: Opere di sostegno, Giornata di studio su: Eurocodici e Normativa Geotecnica: Attualità e Prospettive, Sala ANCE, Roma 20 marzo 1995.
- (56) E. Cascone, M. Maugeri Shaking Table Tests of Gravity Retaining Walls, Proc., 7th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Chania, Greece, May 1995.
- (57) E. Cascone, M. Maugeri, S. Tiberio Effetto di un sovraccarico sul comportamento dinamico di muri a gravità: risultati sperimentali, VII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica il Italia", Siena, settembre 1995. (58) S. Prakash, Y. Wu, E.A. Rafnsson On Seismic Design Displacemens of Rigid Retaining Walls, Proc., 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis. Missouri. 1995.
- (59) M.Tateyama, F. Tatsuoka, J. Koseki, K. Horii Damage to Soil Retaining Walls for Railway Embankments during The Great Hanshin-Awaji Earthquake, Proc., 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, 1995.
- (60) Tatsuoka, J. Koseki, M. Tateyama Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin- Awaji Earthquake, January 17, 1995, Proc., 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, 1995.
- (61) E. Cascone Analisi sperimentale e modellazione del comportamento dinamico dei muri di sostegno, Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica, Università di Catania, 1996.
- (62) C. Cherubini La valutazione della sicurezza nella stabilità dei versanti, Atti del Convegno Internazionale "La prevenzione delle catastrofi idrogeologiche: il contributo della ricerca scientifica", Alba, 1996.
- (63) T.Crespellani, C. Madiai, M. Maugeri Analisi di stabilità di un pendio in condizioni sismiche e postsismiche, Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXX, n. 1, 1996
- (64) T.Crespellani, C. Madiai, G. Vannucchi Earthquake destructiveness potential factor and permanent displacement of gravity retaining walls, Session on Analysis and Design of Earth Retaining Structures against Earthquakes, ASCE Annual Convention, Washington DC, USA, 1996.
- (65) Ministero dei Lavori Pubblici D.M. 16.01.1996 Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche Supplemento alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n.29, 5.01.1996, Roma, 1996.