MANUALE DI INGEGNERIA CIVILE *e* ambientale

AGGIORNAMENTO

**CRITERI E METODI
DI PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI
IN ZONA SISMICA
SECONDO LE NUOVE
«NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»
(DM 14 gennaio 2008)**

ZANICHELLI/ESAC

SOMMARIO

1. Introduzione, A.5
2. Progettazione degli edifici in zona sismica, A.6
3. Azione sismica di riferimento, A.7
4. Azione sismica di progetto, A.12
5. Metodi di analisi, A.14
5.1. Analisi lineare dinamica, A.15
5.2. Analisi lineare statica, A.16
5.3. Analisi non-lineare statica, A.18
5.4. Analisi non-lineare dinamica, A.20
6. Il criterio della gerarchia delle resistenze, A.20
7. Dettagli costruttivi, A.24
7.1. Limitazioni geometriche, A.24
7.2. Limitazioni sulle armature, A.26

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

CRITERI E METODI DI PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI IN ZONA SISMICA SECONDO LE NUOVE «NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI» (DM 14 gennaio 2008)

Prof. Ing. Donato Sabia, Ing. Giacomo Vincenzo Demarie
Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria strutturale e Geotecnica

1. Introduzione

L'esigenza di codificare la progettazione nei riguardi delle azioni sismiche trova una prima concreta applicazione in ambito nazionale nella Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. Con il DM 16 gennaio 1996 viene introdotta la possibilità di verifica mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite, non prevista nei precedenti documenti normativi; pur costituendo una significativa innovazione, il DM 16 gennaio 1996 si prefigurava come una normativa non moderna nella sua impostazione, fondata su principi prescrittivi e procedimenti di verifica convenzionali, lontani dal fenomeno fisico di cui trattano. Per tale ragione la norma si distaccava in maniera significativa da quanto si veniva configurando con la redazione dell'Eurocodice 8. L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 (OPCM 3274), e le successive modifiche, rappresentava un ammodernamento significativo della normativa tecnica italiana per le costruzioni in zona sismica, essendo caratterizzata da regole di progetto e metodi di verifica coerenti con quanto proposto nell'Eurocodice 8.

Il DM 14 gennaio 2008, recante le «Norme Tecniche per le Costruzioni», di seguito indicato come NTC, raccoglie in un unico documento e in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni. Il testo, frutto dell'elaborazione di istanze, osservazioni e suggerimenti formulati in ambito produttivo, scientifico e professionale, fornisce i metodi di calcolo e di verifica delle strutture e le regole di progettazione ed esecuzione delle opere. Le NTC introducono una serie di metodi e regole aventi carattere operativo, coerenti con gli indirizzi normativi forniti a livello comunitario, in particolare con gli Eurocodici, e tali da tradurre nel concreto il principio di progettazione secondo prestazioni. Esse, inoltre, assumono gli Eurocodici quali riferimenti tecnici, secondo quanto riportato nel capitolo 12:

«*Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:*

- *Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN*».

In affiancamento alle NTC sono state emesse il 26 febbraio 2009 le Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni», nel seguito indicate come

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

Istruzioni, le quali ampliano, specificano e, in alcuni casi, riportano correzioni a quanto riportato nelle NTC.

Le indicazioni riportate nelle NTC rappresentano il risultato di un costante riferimento all'Eurocodice 8, considerato in un'ottica di sintesi e adattato alle specificità del territorio nazionale. In particolare, nello stesso documento sono raccolti i principi di progettazione, i criteri di modellazione e i metodi di analisi validi per tutte le tipologie costruttive, nonché i metodi di verifica e le regole di dettaglio specifiche per ciascuna di esse. È ancora consentita l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e le classi d'uso I e II site in zone con pericolosità sismica bassa (Zona 4), come riportato al paragrafo 2.7 delle NTC.

2. Progettazione degli edifici in zona sismica

Le NTC prevedono, coerentemente con l'Eurocodice 8 e altre normative vigenti, il soddisfacimento dei requisiti di protezione nei confronti degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi. La definizione degli stati limite da considerare per la progettazione antisismica è introdotta nelle NTC al paragrafo 3.2.1.

Lo stato limite di esercizio costituisce una condizione, raggiunta la quale, i danni indotti dal terremoto sono tali da interferire con il normale esercizio della struttura e possono richiedere interventi di riparazione, il cui costo risulta comunque inferiore al costo della sostituzione delle parti strutturali. Le NTC distinguono due diversi *stati limite di esercizio*:

- *stato limite di operatività* (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo anche le parti non strutturali, gli impianti e le apparecchiature, non deve subire alcuna interruzione delle attività connesse al suo esercizio;
- *stato limite di danno* (SLD): i danni provocati dal terremoto, sia alle parti strutturali sia a quelle non strutturali, agli impianti e alle apparecchiature, sono tali da compromettere la funzionalità dell'opera ma non da mettere in pericolo l'incolumità degli utenti.

Lo *stato limite ultimo*, invece, rappresenta una condizione di danneggiamento grave, molto vicina alle condizioni di collasso, per la quale risultano antieconomici interventi di riparazione. Le NTC distinguono due diversi stati limite ultimi:

- *stato limite di salvaguardia della vita* (SLV): le rotture degli impianti e degli elementi non strutturali e i danni agli elementi strutturali sono tali da determinare una riduzione significativa della rigidezza e della resistenza nei riguardi delle azioni orizzontali, mentre è conservata in parte la resistenza e la rigidezza nei confronti delle azioni verticali. A tale condizione corrisponde, comunque, un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- stato limite di prevenzione del collasso (SLC), in cui la gravità dei danni alle parti strutturali è tale per cui, anche se la costruzione conserva un certo margine di sicurezza nei confronti delle azioni verticali, tale margine risulta del tutto esiguo nel caso delle azioni orizzontali.

Il soddisfacimento della verifica nei confronti di uno stato limite implica che la probabilità di raggiungere e superare tale stato limite, durante la vita utile della struttura, è inferiore a un valore ritenuto accettabile, essendo ciò garantito dal rispetto dei metodi di analisi e dalle regole costruttive previste nelle NTC. In parti-

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

colare, nel paragrafo 7.1 si dichiara che la verifica dei vari stati limite si considera soddisfatta, rispettivamente per gli stati limite di esercizio e ultimi, se sono soddisfatte le verifiche ai soli SLD e SLV. Nel caso di costruzioni di classe III e IV (NTC, paragrafo 2.4.2) e per elementi non strutturali e gli impianti è richiesto anche il soddisfacimento della verifica a SLO.

L'impostazione concettuale alla progettazione antisismica delle NTC è sostanzialmente uguale a quella dell'Eurocodice 8 e prevede:

- la determinazione dell'azione sismica di riferimento, rappresentata dallo spettro di risposta elastico oppure da accelerogrammi artificiali, simulati o naturali;
- la definizione dell'azione sismica di progetto;
- la valutazione degli effetti dell'azione sismica di progetto sugli elementi strutturali;
- il dimensionamento e la verifica delle membrature;
- l'applicazione di una serie di regole costruttive supplementari a quelle provenienti dal calcolo, finalizzate a garantire che gli elementi strutturali possiedano adeguate caratteristiche di duttilità.

3. Azione sismica di riferimento

Le azioni sismiche da considerare nella verifica dei diversi stati limite si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione dell'opera (NTC paragrafo 3.2). La pericolosità sismica di base è descritta dall'accelerazione di picco a_g, su suolo rigido e in condizioni topografiche di campo libero, e dalla forma dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$, corrispondente a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R. In alternativa è previsto l'impiego di accelerogrammi artificiali, simulati o naturali, purché coerenti con la pericolosità sismica di base.

Lo spettro di risposta elastico di riferimento è definito mediante i seguenti tre parametri:

- a_g: accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido e in condizioni topografiche di campo libero;
- F_O: fattore di amplificazione massimo dello spettro di risposta in accelerazione per le componenti orizzontali;
- T_C^*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta in accelerazione per le componenti orizzontali.

Le NTC definiscono tali parametri in punti individuati su tutto il territorio nazionale e appartenenti a una griglia con maglie di circa 5 km di lato; per i siti non

TAB. I. — PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO (NTC, tab. 3.2.I)

Stati limite		P_{V_R} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

coincidenti con i punti della griglia si ricorre a operazioni di interpolazione. Pertanto, a differenza dell'approccio seguito nell'Eurocodice 8, pur rimanendo in vigore la classificazione in zone sismiche di categoria da 1 a 4 in funzione dell'entità di a_g, la definizione dello spettro di risposta risulta del tutto specifica del sito di costruzione e non più vincolata ad appartenere a un insieme di entità amministrative territorialmente contigue.

I parametri a_g, F_O e T_C^* dipendono, oltre che dalla localizzazione del sito di costruzione, anche dal periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, che è a sua volta funzione del periodo di riferimento della costruzione V_R e della probabilità di eccedenza P_{V_R}. La tab. I riporta i valori di P_{V_R} per ciascuno stato limite.

Le istruzioni, al paragrafo C3.2.1, suggeriscono di determinare il tempo di ritorno dell'azione sismica mediante la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U V_N}{\ln(1 - P_{V_R})} \tag{1}$$

essendo V_R il periodo di riferimento della costruzione, ottenuto moltiplicando la vita utile V_N per il coefficiente d'uso C_U, che compete alla classe d'uso in cui ricade la costruzione (NTC paragrafo 2.4). Nelle tabb. II e III sono riportati i valori rispettivamente della vita nominale in funzione della tipologia di costruzione e del coefficiente C_U in funzione della classe d'uso.

TAB. II. — VITA NOMINALE V_N PER DIVERSI TIPI DI OPERE (NTC, tab. 2.4.I).

Tipi di costruzione		Vita nominale V_N (anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

TAB. III. — VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U (NTC, tab. 2.4.II)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Pertanto, a ogni stato limite corrisponde un valore di P_{V_R} e, di conseguenza, un valore del periodo di ritorno T_R dell'azione sismica; la localizzazione del sito di costruzione e il periodo di ritorno T_R consentono di determinare i valori di a_g, F_O e T_C^*, riportati in allegato alle NTC.

La forma spettrale per le componenti orizzontali dell'azione sismica è definita mediante espressioni formalmente analoghe a quelle riportate nell'Eurocodice 8, nelle quali l'amplificazione massima F_O e le grandezze a_g, T_B, T_C e T_D sono funzione

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

della pericolosità sismica del sito di costruzione.

$$
(2)\qquad
\begin{aligned}
S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] && 0 \le T < T_B \\
S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O && T_B \le T < T_C \\
S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) && T_C \le T < T_D \\
S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) && T_D \le T
\end{aligned}
$$

Le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, le sue condizioni stratigrafiche e le caratteristiche topografiche del sito di costruzione possono comportare l'amplificazione del moto sismico rispetto alle condizioni di suolo rigido e campo libero. Le categorie di sottosuolo e le categorie topografie previste dalle NTC sono riportate rispettivamente nelle tabb. IV e V.

L'amplificazione del moto sismico rispetto alle condizioni di suolo rigido e campo libero è valutata per tramite del coefficiente S, definito mediante la seguente espressione:

$$
(3)\qquad S = S_T \cdot S_S
$$

TAB. IV. — CATEGORIE DI SOTTOSUOLO (NTC, tab. 3.2.II)

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

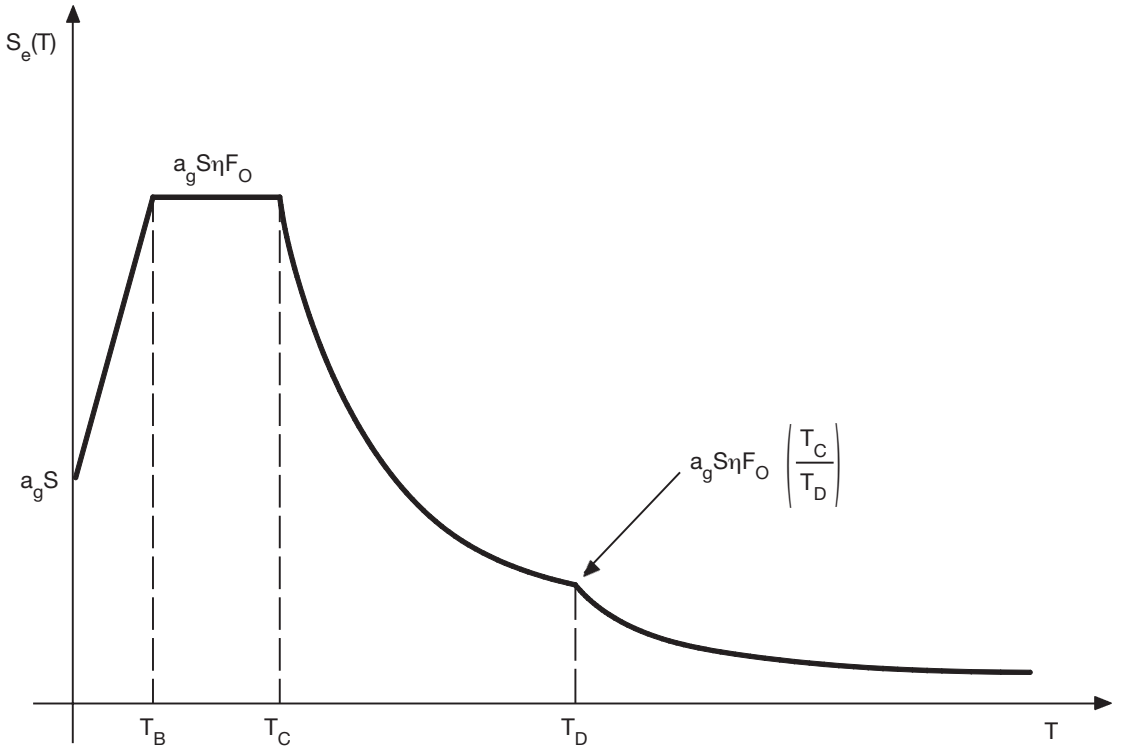

Fig. 1. — Spettro di risposta elastico proposto dalle NTC.

TAB. V. — CATEGORIE TOPOGRAFICHE (NTC, tab. 3.2.IV)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (tab. VI) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (tab. VII).

La capacità della struttura di dissipare energia per smorzamento viscoso equivalente è tenuta in conto mediante il fattore η, da assumere uguale a 1 se il fattore di smorzamento viscoso è 5%, mentre per smorzamenti differenti è definito mediante la seguente relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0{,}55 \tag{4}$$

Il periodo T_C è definito mediante la seguente espressione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \tag{5}$$

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

TAB. VI. — ESPRESSIONI DI S_S E DI C_C (NTC, tab. 3.2.V)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20$	$1{,}10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \leq 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}50$	$1{,}05 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \leq 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}80$	$1{,}25 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \leq 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}60$	$1{,}15 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0{,}40}$

TAB. VII. — VALORI MASSIMI DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA S_T (NTC, tab. 3.2.VI)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	–	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

essendo C_C un coefficiente che dipende dalla categoria di sottosuolo (tab. VI).

T_B è il periodo in corrispondenza del quale inizia il tratto dello spettro di risposta caratterizzato da accelerazione costante ed è pari a $T_C/3$; T_D è il periodo in corrispondenza del quale inizia il tratto dello spettro di risposta caratterizzato da spostamento costante ed è dato dalla seguente espressione:

$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6 \tag{6}$$

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
&S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] && 0 \leq T < T_B \\
&S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V && T_B \leq T < T_C \\
&S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) && T_C \leq T < T_D \\
&S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) && T_D \leq T
\end{aligned} \tag{7}$$

dove per a_g, F_O, η e S sono assunti i valori utilizzati nella determinazione dello spettro

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

TAB. VIII. — VALORI DEI PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE VERTICALE (NTC, tab. 3.2.VII)

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,0 s

elastico delle componenti orizzontali. I valori di S_S, T_B, T_C e T_D sono riportati nella tab. VIII, mentre F_V è dato dalla seguente espressione:

$$F_V = 1{,}35 \cdot F_O \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0{,}5} \tag{8}$$

Nella fig. 2 sono rappresentati, a titolo di esempio, gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale relativi alla città de L'Aquila, calcolati per lo SLV e per ciascuna delle categorie di suolo di fondazione previste dalla normativa.

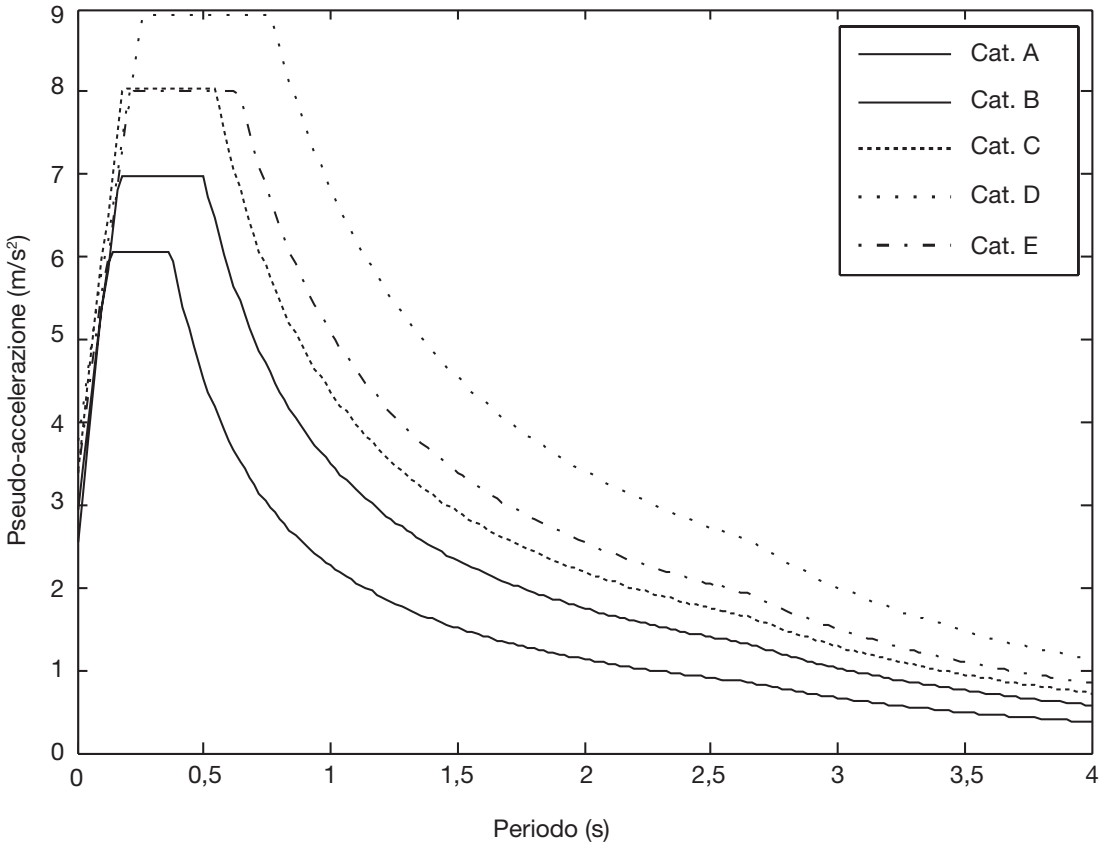

Fig. 2. — Spettro di risposta elastico per lo SLV (L'Aquila).

4. Azione sismica di progetto

Lo spettro di risposta di progetto per le verifiche agli stati limite di esercizio è lo spettro di risposta elastico valutato per la corrispondente probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento P_{V_R} (NTC, paragrafo 3.2.3.4).

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

Lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per gli stati limite ultimi si ottiene, invece, dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$, corrispondente alla probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento P_{V_R}, sostituendo al coefficiente η il fattore $1/q$ nelle equazioni (2) e (7), essendo q il fattore di struttura. Deve comunque risultare $S_d(T) \geq 0{,}2a_g$.

La riduzione delle ordinate dello spettro elastico operata mediante il fattore di - struttura q traduce le capacità della struttura di sviluppare deformazioni anelastiche, dissipando energia sotto azioni cicliche, senza che si verifichino eccessive riduzioni nella resistenza delle singole membrature e della costruzione nel suo insieme.

Le NTC individuano due classi di duttilità (CD), rispettivamente alta (CD «A») e bassa (CD «B»), a seconda dell'entità delle plasticizzazioni che si ammette possano verificarsi nella struttura e nella conseguente definizione dei dettagli costruttivi. In entrambi i casi il rispetto della normativa garantisce la stessa protezione nei riguardi del collasso per azioni sismiche e la scelta fra le due classi è spesso dettata da fattori di natura differente, quali per esempio economici e tecnologici.

Il fattore di struttura q dipende dalla tipologia strutturale, dal materiale di costruzione, dal grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati; esso può essere calcolato mediante la seguente espressione (NTC, paragrafo 7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R \tag{9}$$

dove:

q_0 = valore massimo del fattore di struttura, che dipende dalla classe di duttilità, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_1;

a_u = valore dell'azione sismica in corrispondenza del quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile;

a_1 = valore dell'azione sismica in corrispondenza del quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

K_R = fattore riduttivo, che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari e 0,8 per costruzioni non regolari).

Per le strutture regolari in pianta, qualora non si proceda a un'analisi statica non-lineare per la determinazione del rapporto a_u/a_1, è possibile adottare i valori suggeriti dalle NTC in funzione della tipologia costruttiva e del sistema strutturale. Per le strutture non regolari in pianta, invece, è possibile assumere per a_u/a_1 il valore medio tra 1 e quello corrispondente alla tipologia costruttiva in esame. Per la componente verticale dell'azione sismica è proposto $q = 1{,}5$, salvo analisi accurate che giustifichino l'assunzione di valori differenti (NTC, paragrafo 7.3.1).

TAB. IX. — STRUTTURE IN C.A., VALORI DI q_0 (NTC, tab. 7.4.I)

Tipologia	q_0	
	CD «B»	CD «A»
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3{,}0 \cdot a_n/a_1$	$4{,}5 \cdot a_u/a_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4{,}0 \cdot a_u/a_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

Con specifico riferimento alle strutture in calcestruzzo armato (c.a.), la tab. IX riporta i valori del fattore q_0 in funzione della tipologia strutturale e per entrambe le classi di duttilità previste dalle NTC.

In alternativa allo spettro di risposta, l'azione sismica può essere rappresentata mediante un insieme di terne di accelerogrammi, naturali, simulati o artificiali, rappresentative delle tre componenti del moto sismico. La durata degli accelerogrammi deve essere coerente con la magnitudo e gli altri parametri che caratterizzano la pericolosità sismica del sito di costruzione. Inoltre, per ciascun valore di T, la media delle ordinate degli spettri di risposta elastici degli accelerogrammi considerati non deve presentare uno scarto maggiore del 10% rispetto al corrispondente valore dello spettro elastico di riferimento (condizione di spettrocompatibilità).

Nella fig. 3 sono rappresentati lo spettro di risposta elastico e lo spettro di risposta di progetto per lo SLV per una struttura a telaio in c.a. a più piani e più campate, da costruire a L'Aquila su suolo di categoria B e CD «A».

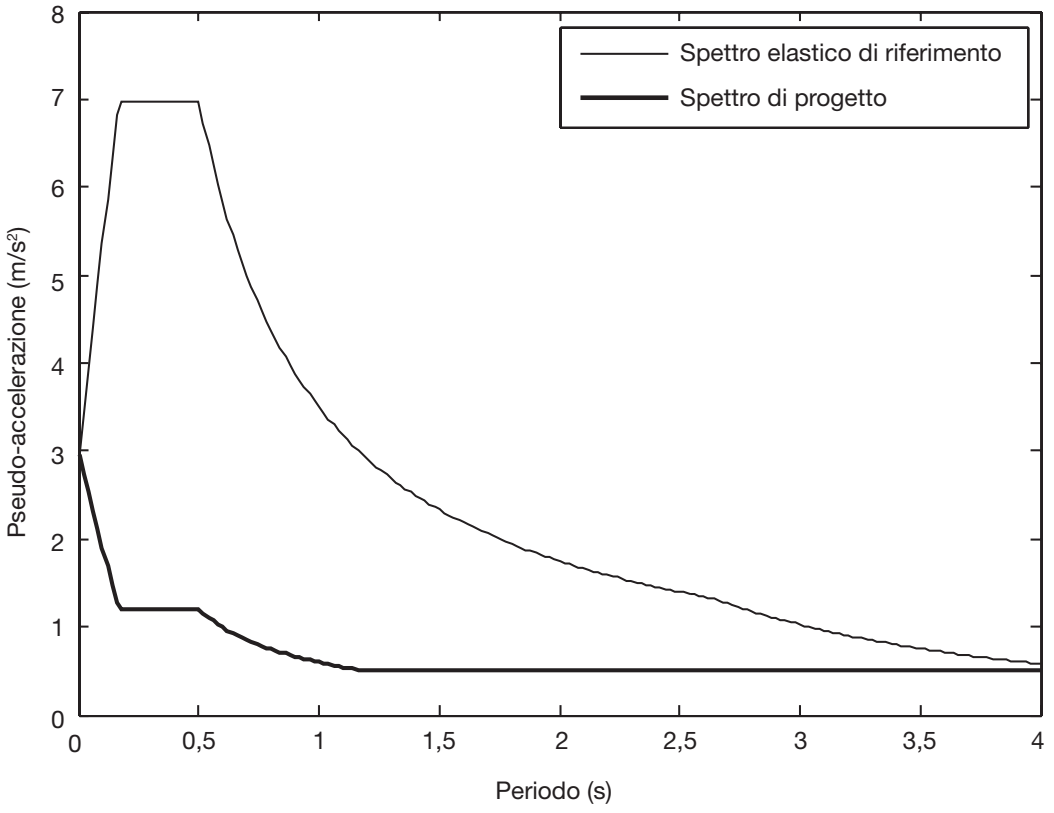

Fig. 3. — Spettri di risposta elastico e di progetto per lo SLV (L'Aquila).

5. Metodi di analisi

Le NTC prevedono la possibilità di eseguire analisi dinamiche e statiche, lineari e non-lineari, per la valutazione della domanda in termini di sollecitazioni e spostamenti:

- analisi lineare dinamica;
- analisi lineare statica;
- analisi non-lineare statica;
- analisi non-lineare dinamica.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

5.1. Analisi lineare dinamica. — L'analisi lineare dinamica presuppone la determinazione dei modi di vibrare della struttura, la valutazione degli effetti dell'azione sismica, rappresentata in termini di spettro di risposta di progetto, su ciascun modo di vibrare e un'opportuna combinazione di tali effetti. Tale metodo di analisi è sempre applicabile e rappresenta il riferimento principale, seppure non esclusivo, per l'analisi, la progettazione e la verifica di strutture in condizioni sismiche.

L'analisi modale permette di trattare l'equilibrio di un sistema a N gradi di libertà attraverso gli equilibri di N sistemi a un singolo grado di libertà, i quali rappresentano i modi di vibrare del sistema. Pertanto i valori massimi delle singole risposte modali possono essere determinati attraverso lo spettro di risposta.

Se il modello della struttura è caratterizzato da N gradi di libertà, allora l'analisi modale consente di determinare, dal punto di vista teorico, N modi di vibrare. Le NTC consentono di valutare gli effetti dell'azione sismica prendendo in conto solo i modi aventi massa modale partecipante di entità maggiore o uguale al 5% della massa dell'intera struttura e considerando un numero di modi cui compete una massa partecipante complessiva almeno pari all'85% della massa totale della struttura (NTC paragrafo 7.3.3.1). La massa modale pertinente al j-esimo modo di vibrare $\{\Phi\}_j$ è data dalla seguente espressione:

$$M_{part,j} = \frac{\left(\{\Phi\}_j^T [M]\{t\}\right)^2}{\{\Phi\}_j^T [M]\{\Phi\}_j} \tag{10}$$

essendo $\{t\}$ il vettore di trascinamento, definito dai coseni direttori della direzione del sisma rispetto ai gradi di libertà della struttura. Nel caso specifico di un telaio piano *shear-type* con eccitazione sismica in direzione orizzontale, il vettore $\{t\}$ risulta essere un vettore unitario (fig. 4).

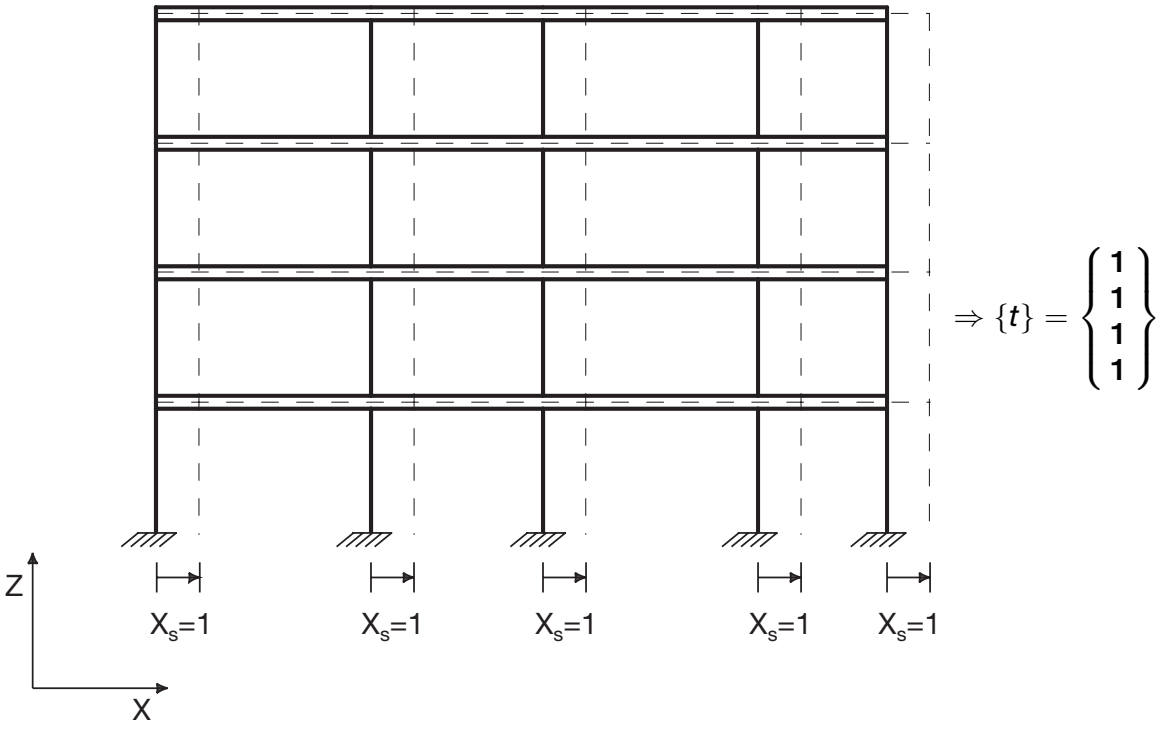

Fig. 4. — Vettore di trascinamento di un telaio piano *shear-type*.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

Le singole risposte modali possono essere combinate secondo la regola SRSS («Square Root of Sum of Squares») se il periodo di ciascun modo di vibrare differisce di almeno il 10% dal valore del periodo di tutti gli altri modi:

$$E = \left(\sum_j E_j^2 \right)^{0,5} \tag{11}$$

Se, invece, i periodi propri di alcuni modi di vibrare differiscono tra loro meno del 10%, allora si applica la regola CQC («Complete Quadratic Combination»):

$$\begin{aligned} E &= \left(\sum_j \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{0,5} \\ \rho_{ij} &= \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot \left(\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j\right) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{\left(1-\beta_{ij}^2\right)^2 + 4\xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij}^2 \cdot \left(1+\beta_{ij}^2\right) + 4\left(\xi_i^2 + \xi_j^2\right) \cdot \beta_{ij}^2} \end{aligned} \tag{12}$$

essendo $\beta_{ij} = T_j / T_i$, con T_i e T_j i periodi propri dei modi di vibrare i e j e ξ_i e ξ_j gli smorzamenti modali corrispondenti.

Al fine di considerare gli effetti conseguenti alla presenza di masse poste in posizione eccentrica e non modellate nella struttura (indicate nella normativa come eccentricità accidentali del baricentro delle masse), le NTC impongono, relativamente al caso degli edifici, l'applicazione di momenti torcenti di piano. L'entità di tali azioni è pari al prodotto tra le forze statiche equivalenti di piano [equazione (16)] e l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo (NTC, paragrafo 7.2.6).

Gli spostamenti d_{Ed} da considerare nelle verifiche di sicurezza a SLV si ottengono moltiplicando gli spostamenti ottenuti con l'analisi dinamica modale con spettro d_{Ee} per il fattore μ_d, secondo quanto previsto dalle NTC al paragrafo 7.3.3.3:

$$\begin{aligned} d_{Ed} &= \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \\ \mu_d &= \begin{cases} q & T_1 \geq T_C \\ 1 + (q-1) \cdot \dfrac{T_C}{T_1} & T_1 < T_C \end{cases} \\ \mu_d &\leq 5q - 4 \end{aligned} \tag{13}$$

Infine, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, è possibile valutare gli effetti dell'azione sismica non sulla base dell'analisi modale, ma risolvendo direttamente le equazioni del moto della struttura mediante integrazione al passo. In tal caso l'azione sismica è rappresentata attraverso opportuni gruppi di accelerogrammi e tenendo conto delle eccentricità accidentali secondo quanto indicato nelle NTC al paragrafo 7.2.6.

5.2. Analisi lineare statica. — L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di un sistema di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia massime agenti durante il moto della struttura causato dall'azione sismica.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

Tale metodo può essere interpretato come una semplificazione dell'analisi modale con spettro di risposta, da applicare a quelle strutture per le quali la risposta globale, in ciascuna delle direzioni di verifica, può essere approssimata a quella relativa a un solo modo di vibrare. In particolare, le NTC prevedono la possibilità di applicare l'analisi statica lineare alle strutture regolari in altezza, in cui il periodo T_1 del modo di vibrare fondamentale risulta:

$$T_1 \leq \begin{cases} 2{,}5\,T_C \\ T_D \end{cases} \tag{14}$$

Nel caso di strutture di altezza non superiore a 40 m e con massa distribuita in maniera approssimativamente uniforme, il periodo T_1 può essere stimato sulla base della seguente espressione (NTC, equazione 7.3.5):

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \tag{15}$$

dove:

H = altezza della costruzione dal piano delle fondazioni;

$$C_1 = \begin{cases} 0{,}085 \text{ (per costruzioni con struttura a telaio in acciaio);} \\ 0{,}075 \text{ (per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato);} \\ 0{,}050 \text{ (per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura).} \end{cases}$$

Il valore della forza statica equivalente F_i, agente sull'i-esima massa della struttura, deve essere calcolato sulla base della seguente espressione:

$$F_i = F_h \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \qquad F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g} \tag{16}$$

essendo:

F_h = tagliante sismico agente alla base della struttura;
W_i, W_j = pesi delle masse i-esima e j-esima;
z_i, z_j = quote delle masse i-esima e j-esima rispetto al piano di fondazione;
W = peso totale della costruzione;
g = accelerazione di gravità;

$$\lambda = \begin{cases} 0{,}085 \text{ (per costruzioni con almeno tre piani e } T_1 < 2T_C\text{);} \\ 1{,}00 \text{ (in tutti gli altri casi).} \end{cases}$$

$S_d(T_1)$ = ordinata dello spettro di progetto valutata in corrispondenza del periodo T_1.

Questa formulazione si basa sulla linearizzazione della deformata del modo di vibrare fondamentale.

Gli spostamenti d_{Ed} da considerare nelle verifiche di sicurezza a SLV si calcolano come nel caso dell'analisi lineare dinamica (NTC, paragrafo 7.3.3.3).

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

5.3. ANALISI NON-LINEARE STATICA. — L'analisi non-lineare statica prevede che la risposta sismica della struttura sia valutata sulla base di un modello di calcolo che tenga conto della non-linearità meccanica e geometrica, in presenza di carichi verticali costanti e di un sistema di forze orizzontali incrementali. Tali forze sono fatte variare in modo tale che lo spostamento di un punto rappresentativo (indicato come punto di controllo) cresca in maniera monotona. Il legame taglio alla base (F_b) - spostamento del punto di controllo (d_c) rappresenta la curva di capacità della struttura. Al sistema strutturale reale si associa un sistema equivalente a un singolo grado di libertà, definito a partire dalla curva di capacità.

L'analisi non-lineare statica, oltre che essere un metodo di progetto per le costruzioni nuove e di verifica della capacità delle costruzioni esistenti, consente di calcolare il valore del rapporto di sovraresistenza a_u/a_1 (par. 4) e di accertare la capacità di sviluppare deformazioni in campo plastico. Tale metodo può essere applicato nei casi in cui la risposta della struttura all'azione sismica è determinata in maniera prevalente da un singolo modo di vibrare.

L'applicazione del metodo si sviluppa nelle seguenti fasi:

1) determinazione della curva di capacità della struttura;
2) determinazione del sistema equivalente a un singolo grado di libertà;
3) valutazione della domanda in spostamento del sistema equivalente a un singolo grado di libertà.

La verifica viene eseguita confrontando la domanda con la capacità in spostamento.

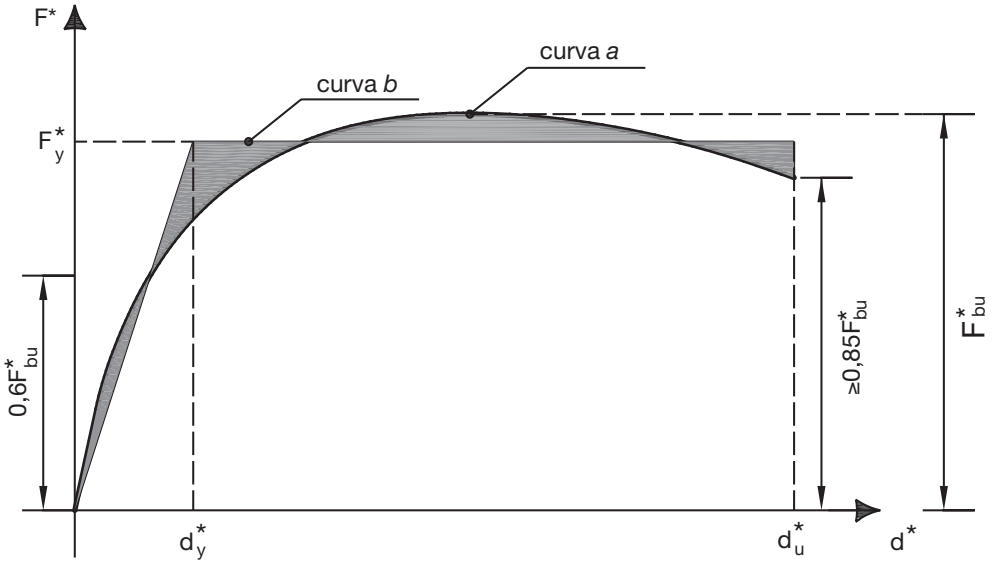

Fig. 5. — Curva di capacità del sistema equivalente a un singolo grado di libertà.

5.3.1. *Definizione del sistema equivalente*. — La curva di capacità F^*-d^* del sistema equivalente a un singolo grado di libertà (fig. 5, curva *a*) si ottiene a partire dalla curva di capacità della costruzione dividendo lo spostamento del punto di controllo e il taglio alla base per il coefficiente di partecipazione del modo di vibrare fonda-

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

mentale Γ:

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

(17) $$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T[M]\{t\}}{\{\Phi\}^T[M]\{\Phi\}}$$

essendo $\{\Phi\}$ la deformata del modo di vibrare fondamentale e $\{t\}$ il vettore di trascinamento per la direzione di verifica considerata.

La curva di capacità del sistema equivalente a un singolo grado di libertà è approssimata con una bilatera (fig. 5, curva *b*). In particolare, la pendenza del tratto elastico è valutata imponendo il passaggio per il punto di ordinata $0{,}6F^*_{bu}$, essendo F^*_{bu} il massimo valore della forza di taglio alla base F^*.

La forza di taglio F^*_y corrispondente alla plasticizzazione del sistema equivalente a un singolo grado di libertà si ottiene uguagliando le aree sottese rispettivamente dalla curva di capacità e dalla bilatera, mentre allo spostamento ultimo d^*_u corrisponde a una riduzione della resistenza massima F^*_{bu} minore del 15%.

5.3.2. *Determinazione della domanda in spostamento.* — L'inclinazione del tratto lineare della bilatera fornisce la rigidezza k^*, mediante cui è possibile valutare il periodo proprio del sistema equivalente a un singolo grado di libertà:

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

essendo $m^* = \{\Phi\}^T[M]\{t\}$.

In funzione del periodo proprio T^* si determina la domanda sismica in spostamento, mediante le seguenti espressioni:

(19) $$d^*_{\max} = d^*_{e,\max} = S_{De}(T^*) \qquad \text{se } T^* \geq T_C$$

(20) $$d^*_{\max} = \frac{d^*_{e,\max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] \geq d^*_{e,\max} \quad \text{se } T^* < T_C$$

essendo

$S_{De}(T^*)$ = ordinata dello spettro di risposta elastico in spostamento;

q^* = rapporto fra il taglio alla base elastico e il valore corrispondente allo snervamento del sistema equivalente a un singolo grado di libertà:

(21) $$q^* = \frac{m^* \cdot S_e(T^*)}{F^*_y}$$

Se risulta $q^* \leq 1$, allora $d^*_{\max} = d^*_{e,\max}$.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

La domanda in spostamento $d^*_{\max}$ va confrontata con la capacità d^*_u, verificando la condizione $d^*_{\max} \leq d^*_u$; qualora tale condizione sia soddisfatta, si procede alla verifica di compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'azione sismica deve essere applicata per ciascuna direzione e in entrambi i versi; devono essere considerati gli effetti più sfavorevoli ottenuti nelle diverse analisi.

5.4. ANALISI NON-LINEARE DINAMICA. — Nell'analisi non-lineare dinamica la risposta della struttura è valutata per integrazione al passo delle equazioni del moto. L'azione sismica è simulata imponendo ai vincoli accelerazioni variabili nel tempo secondo opportuni accelerogrammi, naturali o artificiali, rappresentativi del sito di costruzione, definiti secondo quanto riportato nelle NTC al paragrafo 3.2.3.6.

La modellazione dei materiali deve consentire la corretta rappresentazione del comportamento ciclico delle membrature, sia in termini di deformabilità, sia di resistenza, evidenziando laddove necessario possibili fenomeni di decadimento delle caratteristiche per accumulo del danno.

Le NTC impongono di controllare la validità dell'analisi dinamica non-lineare confrontando i risultati con quelli ottenuti dall'analisi modale con spettro.

6. Il criterio della gerarchia delle resistenze

Affinché la struttura sia in grado di dissipare stabilmente l'energia a esso fornita dall'azione sismica, senza evidenziare perdite significative della capacità portante, la progettazione degli elementi e dei meccanismi con comportamento fragile è condotta imponendo che essi forniscano una risposta sostanzialmente elastica lineare alle massime sollecitazioni che gli elementi e meccanismi duttili possono loro trasmettere. Tale principio è denominato gerarchia delle resistenze (nella letteratura tecnico-scientifica e in altre normative si indica come *capacity design*) e comporta specifiche regole per il dimensionamento e la verifica strutturale.

In particolare, le NTC richiedono che gli elementi e i meccanismi fragili, nonché i collegamenti fra elementi dissipativi e non dissipativi, possiedano un'adeguata sovraresistenza nei confronti delle massime sollecitazioni trasmesse dagli elementi e meccanismi duttili, sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica. La sovraresistenza è valutata moltiplicando la resistenza degli elementi e meccanismi duttili per il coefficiente γ_{Rd}, il cui valore è maggiore per le strutture progettate in classe di duttilità «A» rispetto a quelle in classe «B» (NTC, paragrafo 7.2). I dettagli costruttivi delle zone critiche delle membrature, ove si concentrano le plasticizzazioni, delle connessioni tra queste zone e le restanti parti delle struttura e delle diverse membrature fra loro sono progettati secondo specifiche regole.

Nel caso delle costruzioni in c.a., il dimensionamento a flessione delle travi è eseguito in base ai valori delle sollecitazioni derivanti dal calcolo, mentre lo sforzo di taglio è ottenuto applicando il criterio della gerarchia delle resistenze, garantendo l'equilibrio dell'elemento strutturale nella porzione alle cui estremità si ammette la formazione delle cerniere plastiche. Il valore di calcolo della sollecitazione tagliante è ottenuto come somma del contributo dovuto ai carichi gravitazionali e quello dovuto ai momenti resistenti valutati nelle sezioni di estremità e assunti di verso concorde (fig. 6).

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

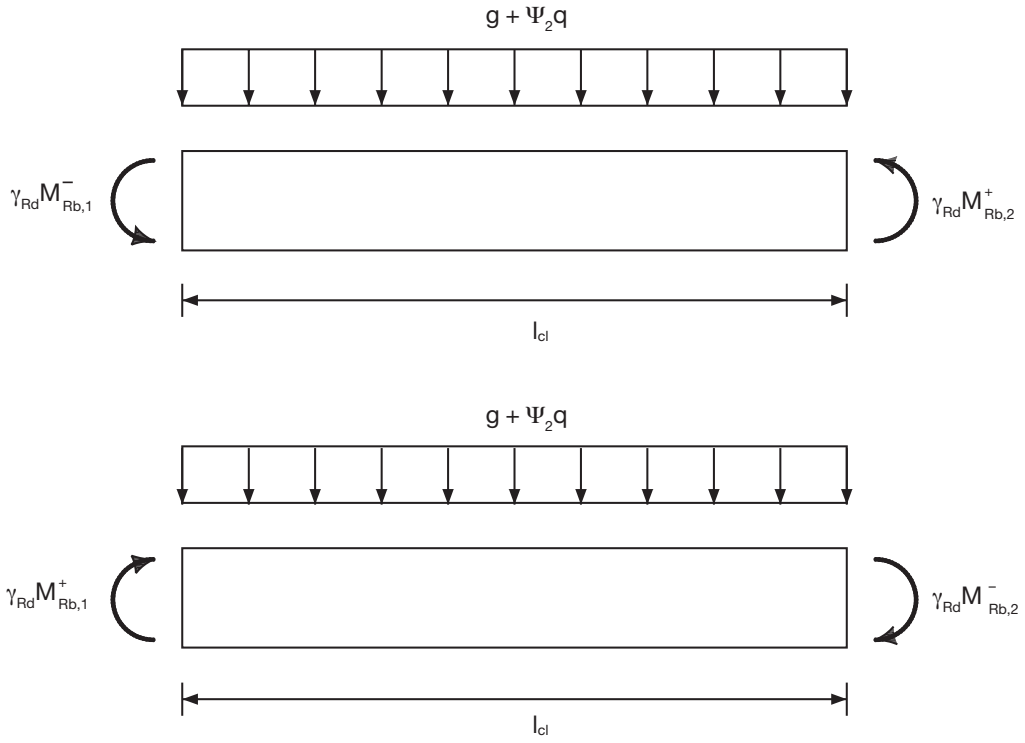

Fig. 6. — Equilibrio dei momenti flettenti per il calcolo della sollecitazione di taglio V_{Ed} (Istruzioni, paragrafo C.7.2.I).

Il valore del coefficiente γ_{Rd} imposto per le travi è 1,2 per le strutture progettate in CD «A» e 1,0 per CD «B» (paragrafo 7.4.4.1.1). Il criterio di verifica a taglio dei pilastri è analogo a quello delle travi, posto che sia assunto $\gamma_{Rd} = 1{,}3$ per le strutture progettate in CD «A» e $\gamma_{Rd} = 1{,}1$ per CD «B» (paragrafo 7.4.4.2.1).

Il criterio della gerarchia delle resistenze impone che la plasticizzazione alle estremità dei pilastri avvenga per azioni superiori a quelle che hanno prodotto estese plasticizzazioni alle estremità delle travi, allo scopo di evitare possibili cinematismi di piano. In tal caso il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd}, il cui valore è assunto pari a 1,3 in CD «A» e 1,1 per CD «B». In particolare, deve essere verificata la seguente condizione:

$$a \sum M_{c,Sd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd} \tag{22}$$

essendo $M_{b,Rd}$ il valore del momento resistente della generica trave convergente nel nodo e $M_{c,Sd}$ il valore del momento flettente agente alle estremità del generico pilastro convergente nel nodo. Il coefficiente a è ricavato dalla seguente relazione:

$$a \geq \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Sd}} \tag{23}$$

Relativamente ai nodi trave-pilastro, le NTC impongono la verifica di resistenza per le sole strutture progettate in CD «A». Le condizioni riportate nelle NTC sono finalizzate a prevenire i fenomeni di rottura per schiacciamento del calcestruzzo del nodo e per superamento della resistenza a trazione. In particolare, il progetto se-

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

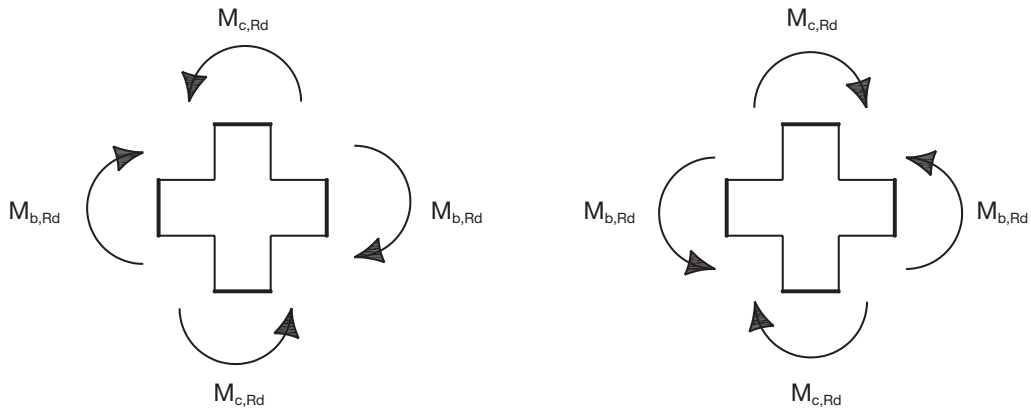

Fig. 7. — Equilibro al nodo trave-pilastro per la determinazione delle sollecitazioni di calcolo nei pilastri.

condo gerarchia delle resistenze prevede che la capacità portante del nodo sia tale da assicurare che si pervenga alla rottura prima nelle zone delle travi e dei pilastri a esso adiacenti.

I nodi trave-colonna sono distinti nelle seguenti categorie (fig. 8):

- *nodi interamente confinati*: in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Le NTC impongono di calcolare la sollecitazione di taglio agente in direzione orizzontale in un nodo, in assenza di più accurate valutazioni, sulla base della seguenti espressioni:

(24) $$V_{jbd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c$$ per nodi interni

(25) $$V_{jbd} = \gamma_{Rd}A_{s1}f_{yd} - V_c$$ per nodi esterni

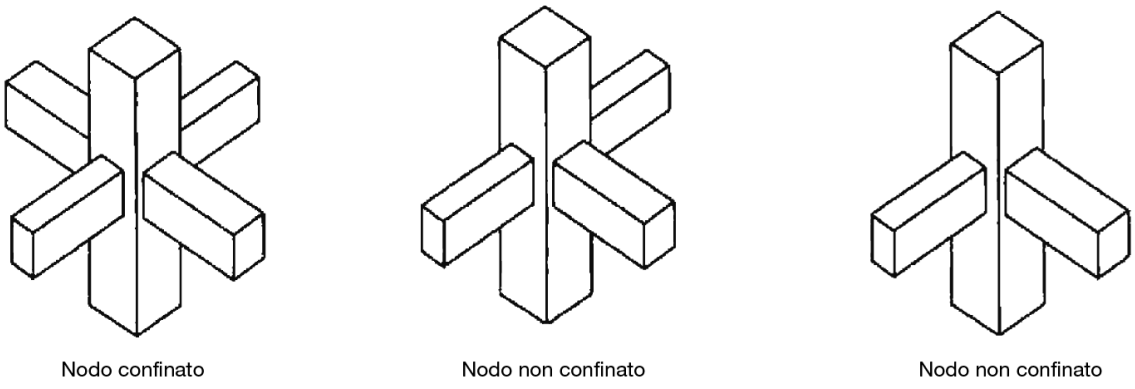

Fig. 8. — Esempio di nodi trave-pilastro confinati e non confinati (da ANIDIS - SSN: Commentario al DM 16.1.1996 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.).

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

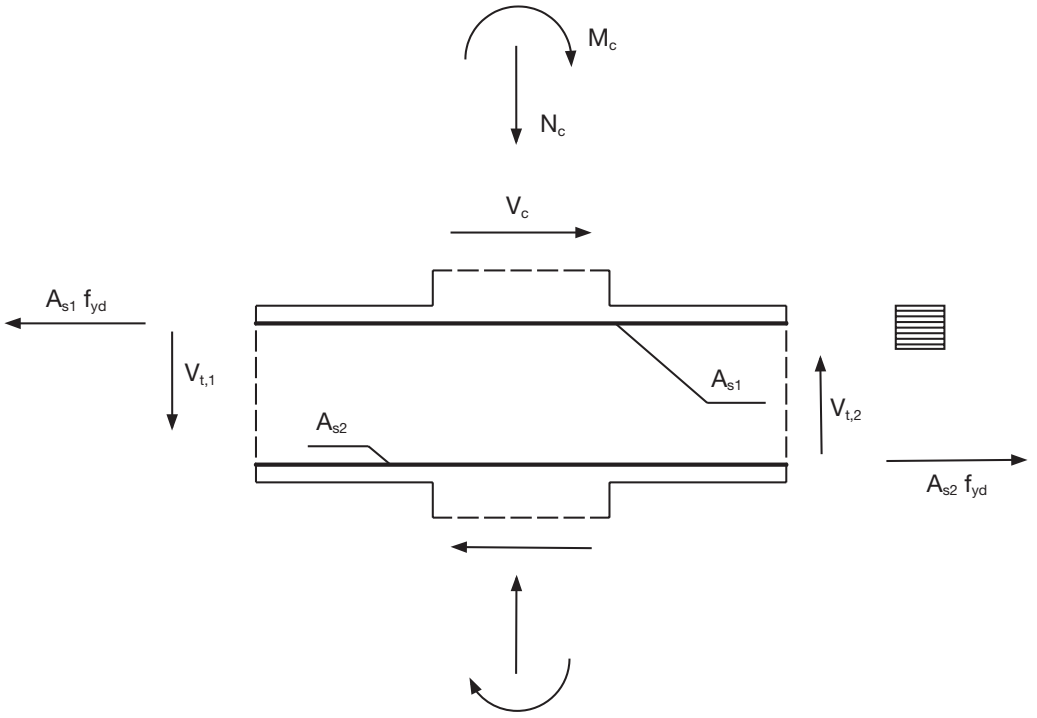

Fig. 9. — Forza di taglio agente in un nodo interno.

essendo $\gamma_{Rd} = 1{,}2$, A_{s1} e A_{s2} rispettivamente le aree di armature longitudinale superiore e inferiore della trave, V_c la sollecitazione di taglio agente nel pilastro superiore al nodo, ottenuta dall'analisi strutturale (fig. 9).

Le sollecitazioni agenti nelle diverse membrature comportano l'instaurarsi nel nodo di un meccanismo resistente di tipo traliccio, con formazione di una biella diagonale compressa di calcestruzzo. Il valore del taglio che sollecita il nodo non deve essere superiore al corrispondente valore della sollecitazione resistente, che consegue al raggiungimento della massima compressione nella biella compressa del meccanismo a traliccio. Tale condizione è descritta dalla seguente equazione di verifica (NTC, paragrafo 7.4.4.3.1):

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \qquad \eta = a_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \tag{26}$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo (espressa in MPa), a_j è un coefficiente il cui valore è 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro, bj è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

La resistenza del nodo alle sollecitazioni di trazione conseguenti al meccanismo di trasmissione degli sforzi a traliccio è garantita dal confinamento del nodo stesso mediante il posizionamento staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, per le

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

quali sia soddisfatta la seguente equazione di verifica:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{yvd}}{b_j \cdot h_{wj}} \geq \frac{[V_{jbd}/(b_j \cdot h_{wj})]}{f_{cd} + \nu_d \cdot f_{cd}} - f_{cd} \tag{27}$$

dove A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture delle armature longitudinali inferiore e superiore della trave.

7. Dettagli costruttivi

L'efficacia della progettazione antisismica secondo il principio della gerarchia delle resistenze si basa sulla concreta capacità da parte delle membrature di esibire un buon comportamento dissipativo in presenza di azioni cicliche, caratterizzato da ampi cicli di isteresi e in assenza di rotture, diffuse o localizzate.

Le NTC riportano al paragrafo 7.4.6 indicazioni e prescrizioni relative ai dettagli costruttivi, in termini di limitazioni sia sulla geometria delle membrature, sia sui quantitativi di armatura. Inoltre, vengono individuate «zone critiche», in cui si concentrano le deformazioni anelastiche e la dissipazione dell'energia, per le quali si richiede una particolare attenzione. Le indicazioni devono essere applicate alle strutture in c.a., sia gettate in opera, sia prefabbricate.

7.1. Limitazioni geometriche

7.1.1. *Travi*

- La larghezza b della trave deve essere non inferiore a 20 cm;
- per travi «a spessore», la larghezza b deve essere non superiore alla larghezza del pilastro b_c, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza h della sezione trasversale della trave stessa;
- per travi «a spessore» $b \leq 2b_c$;
- $b/h \geq 0{,}25$;
- nel caso di travi che sostengono pilastri in falso, non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi e l'asse dei pilastri;
- le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette;
- le zone critiche si estendono per una lunghezza, misurata a partire dal filo esterno del pilastro, pari a h e $1{,}5h$ rispettivamente per CD «B» e CD «A» (fig. 10);
- per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza per la zona critica pari a $2h$, misurata da entrambe le facce del pilastro.

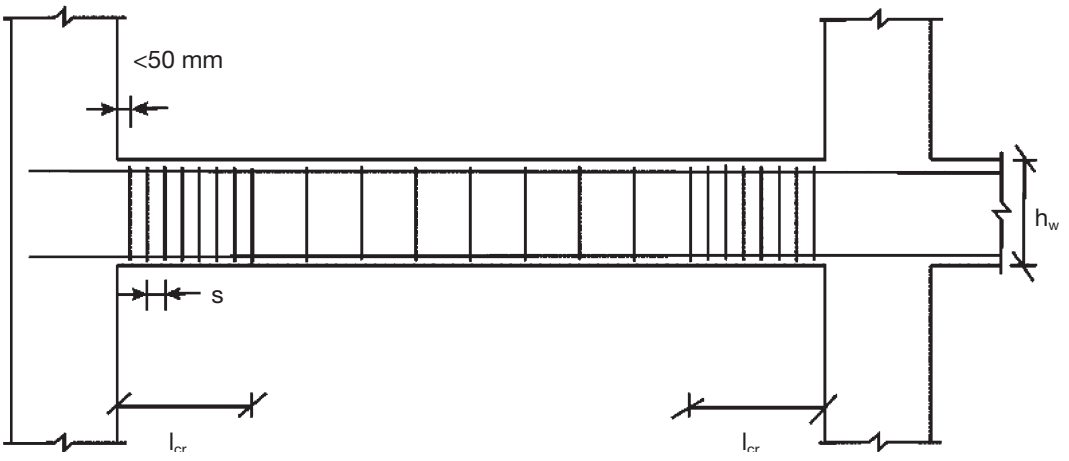

Fig. 10. — Estensione delle zone critiche nelle travi.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

7.1.2. *Pilastri*

- La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 25 cm;
- nel caso di effetti del secondo ordine significativi (NTC, paragrafo 7.3.1), qualora essi non siano valutati mediante l'analisi non-lineare, l'altezza della sezione non deve essere inferiore a un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro;

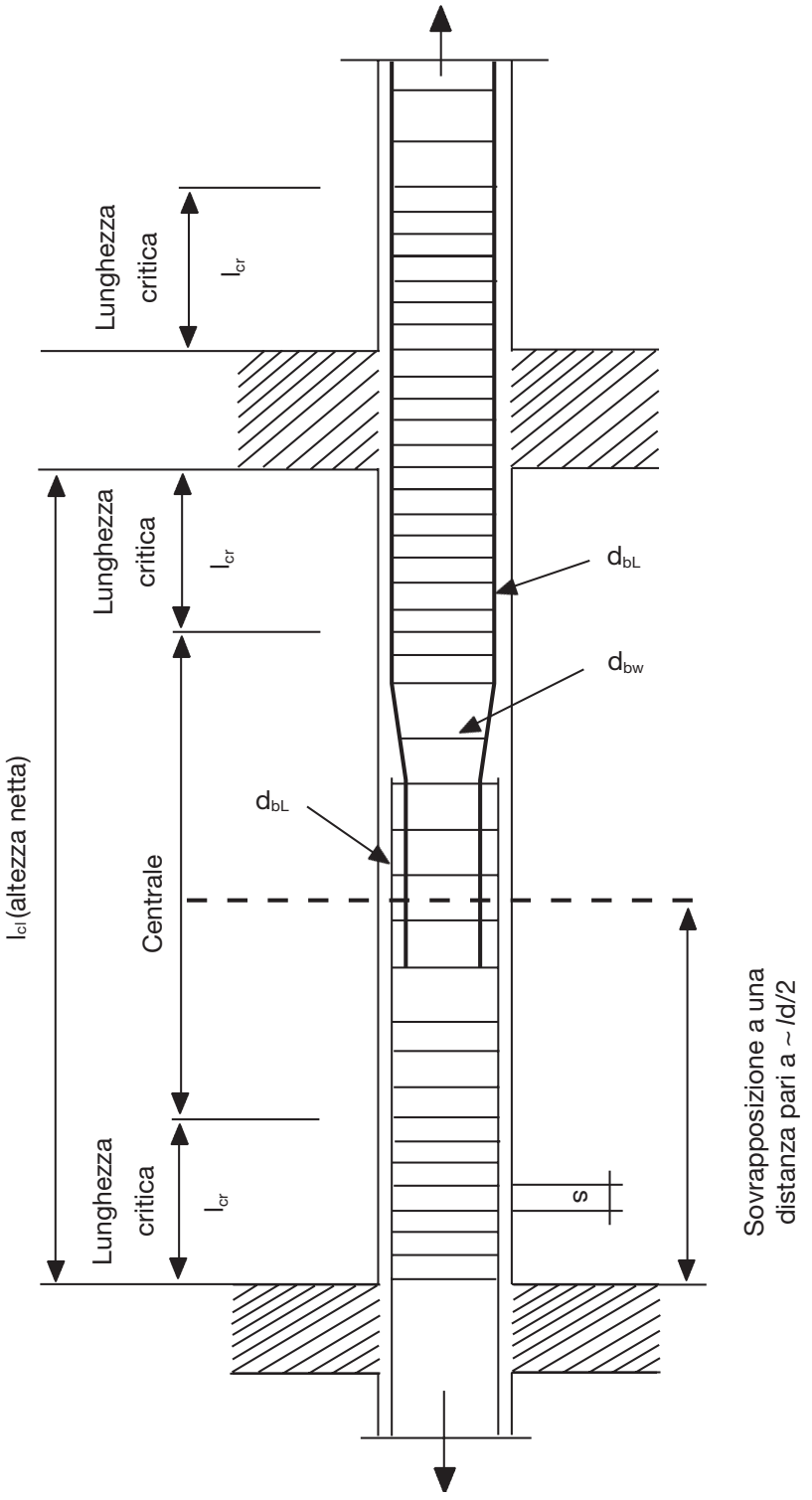

Fig. 11. — Estensione delle zone critiche nei pilastri.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

- in assenza di analisi più accurate, si può determinare la lunghezza l_{cr} delle zone critiche mediante la seguente espressione:

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 45\ \text{cm} \\ l_{cl}\ (se\ l_{cl} \leq 3h_c) \end{cases} \tag{28}$$

essendo h_c l'altezza della sezione e l_{cl} l'altezza netta del pilastro (fig. 11).

Relativamente ai nodi trave-pilastro, qualora non si possano evitare, è necessario limitare l'eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo (fig. 12). In particolare, se tale eccentricità è maggiore di ¼ della larghezza b_c del pilastro, allora è necessario predisporre specifica armatura per assicurare una corretta trasmissione delle sollecitazioni.

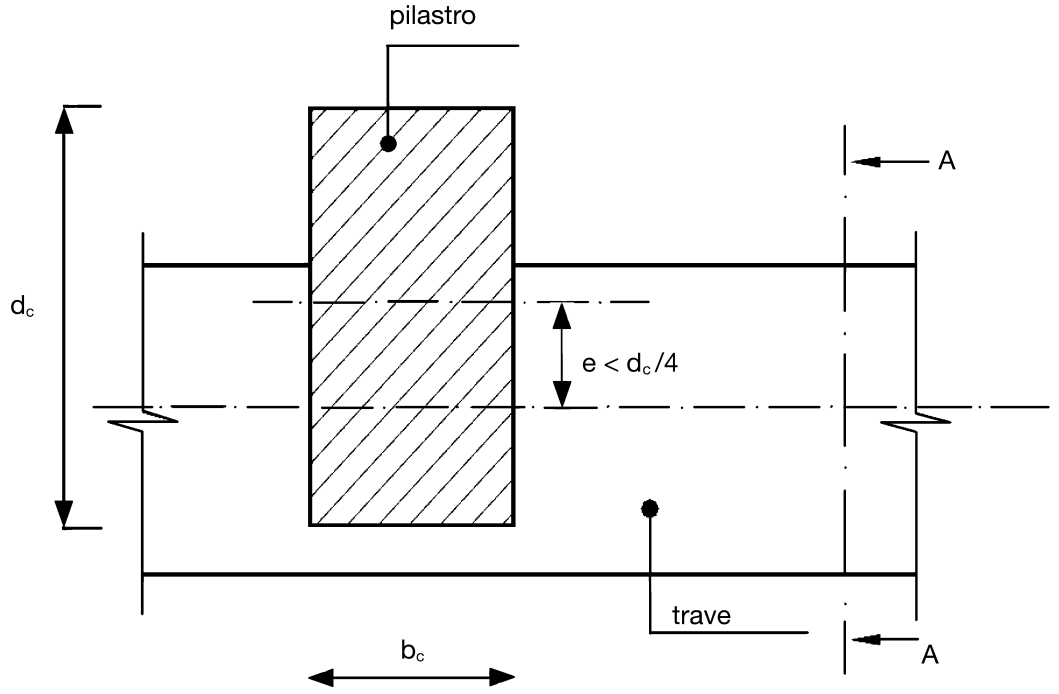

Fig. 12. — Eccentricità fra tra trave e pilastro (da ANIDIS - SSN: Commentario al DM 16.1.1996 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.).

7.2. Limitazioni sulle armature

7.2.1. *Travi*

Armature longitudinali

- Devono essere disposte almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm, sia inferiormente, sia superiormente.
- In ogni sezione della trave il rapporto geometrico di armatura tesa deve soddisfare la seguente condizione:

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} \leq \rho_t \leq \rho_c + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \tag{29}$$

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

essendo:

$\rho_t = \dfrac{A_{s,t}}{bh}$ = percentuale geometrica di armatura tesa;

$\rho_c = \dfrac{A_{s,c}}{bh}$ = percentuale geometrica di armatura compressa;

f_{yk} = tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio (in MPa).

- Nelle zone critiche della trave deve essere verificata la seguente condizione:

$$\rho_c \geq \begin{cases} \rho_t/2 \\ 0{,}25\rho_t \end{cases} \tag{30}$$

- L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta per almeno il 75% della quantità totale entro la larghezza dell'anima; in ogni caso, per le sezioni a T o a L, tale armatura deve essere disposta entro una fascia di soletta di larghezza pari rispettivamente a b_c o a $b_c + 2h_s$, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale, essendo h_s spessore della soletta (fig. 13).

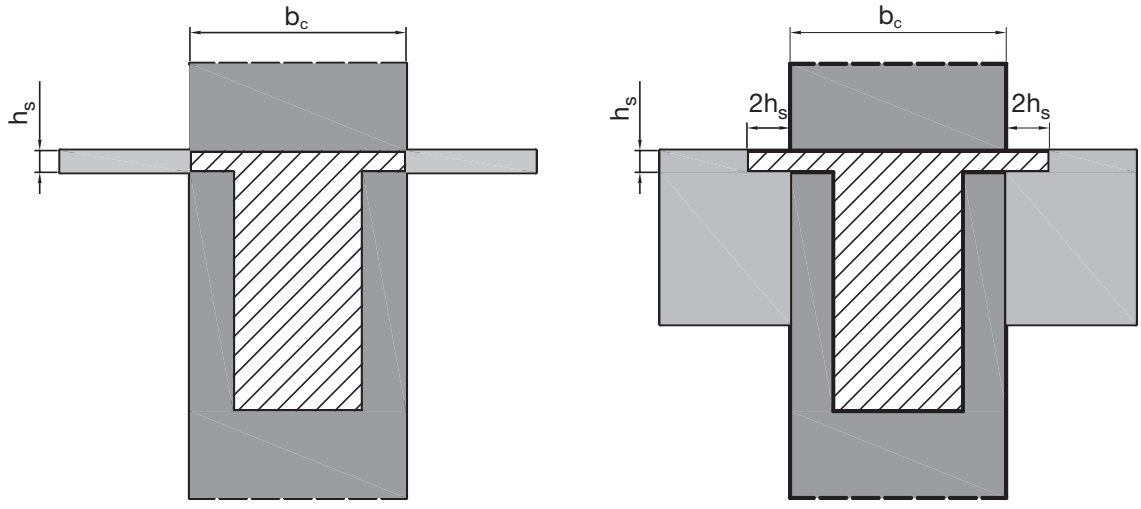

Fig. 13. — Larghezza collaborante delle travi.

- Almeno ¼ dell'armatura superiore, disposta per il momento negativo, deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.
- Le armature longitudinali devono attraversare i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi; qualora ciò non sia possibile, devono essere rispettate le seguenti condizioni:

  – le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
  – la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1{,}25f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

- La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.
- La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq a_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo:

$$a_{bL} = \frac{7{,}5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0{,}8 v_d}{1 + 0{,}75 k_D (\rho_c / \rho_t)} \text{ per nodi interni} \tag{31}$$

$$a_{bL} = \frac{7{,}5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0{,}8 v_d) \text{ per nodi esterni} \tag{32}$$

essendo:

v_d = sforzo normale di progetto normalizzato;
k_D = coefficiente pari a 1 per strutture in CD «A» e pari a 2/3 per strutture in CD «B»;
γ_{Rd} = coefficiente pari a 1,2 per strutture in CD «A» e pari a 1 per strutture in CD «B».

- Se per i nodi esterni non è possibile soddisfare la precedente condizione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Armature trasversali

- Nelle zone critiche devono essere disposte staffe per il contenimento: la prima staffa non deve distare più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro (fig. 10), mentre le successive devono essere disposte a un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

  – ¼ dell'altezza utile della sezione trasversale della trave;
  – 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;

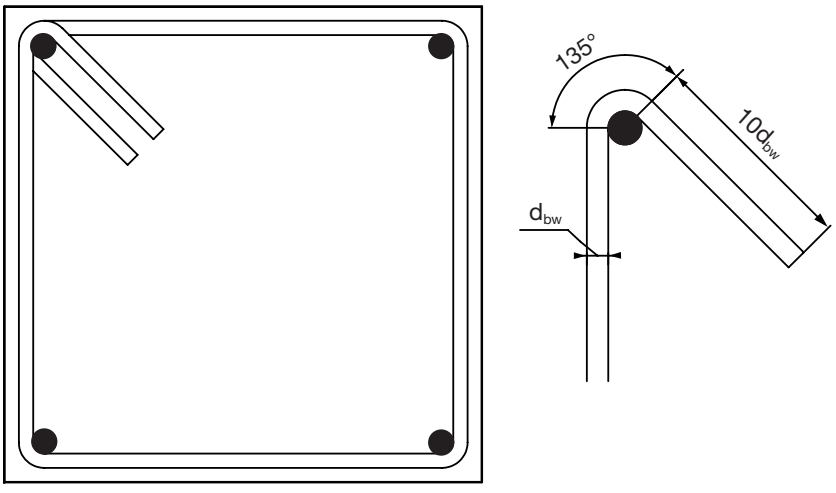

Fig. 14. — Staffa di contenimento per la trave.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

– 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD «A» e CD «B»
– 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo pari a 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità (fig. 14). I ganci singoli disposti all'interno della sezione trasversale della trave devono essere assicurati alle barre longitudinali.

7.2.2. *Pilastri*. — Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, devono essere utilizzate armature bi-diagonali. Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del paragrafo 7.4.5.3 deve essere estesa all'intera altezza del pilastro (fig. 15).

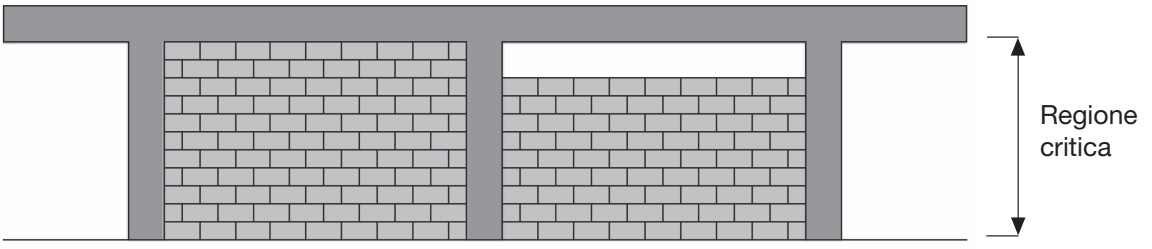

Fig. 15. — Esempio di tamponamento non esteso per l'intera altezza dei pilastri adiacenti (da ANIDIS - SSN: Commentario al DM 16.1.1996 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.).

Armature longitudinali
- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.
- $1\% \leq \rho \leq 4\%$.
- Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

Armature trasversali
- Nelle zone critiche le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe, mentre almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD «A» e CD «B» (fig. 16).
- Il diametro delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non inferiore a 6 mm e il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  – 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;
  – 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;
  – 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD «A» e CD «B».

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

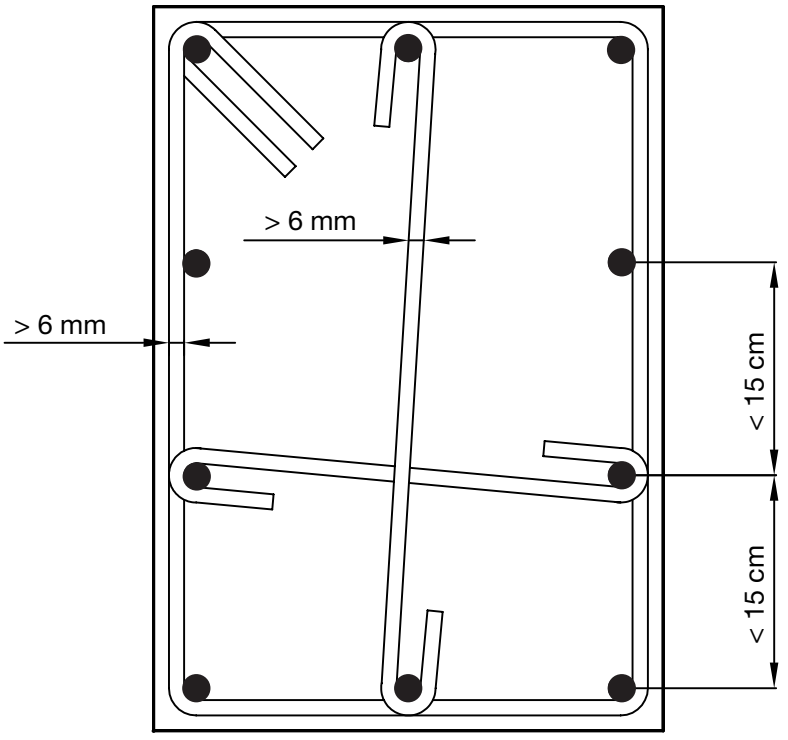

Fig. 16. — Esempio di staffe di contenimento per il pilastro (CD «A»).

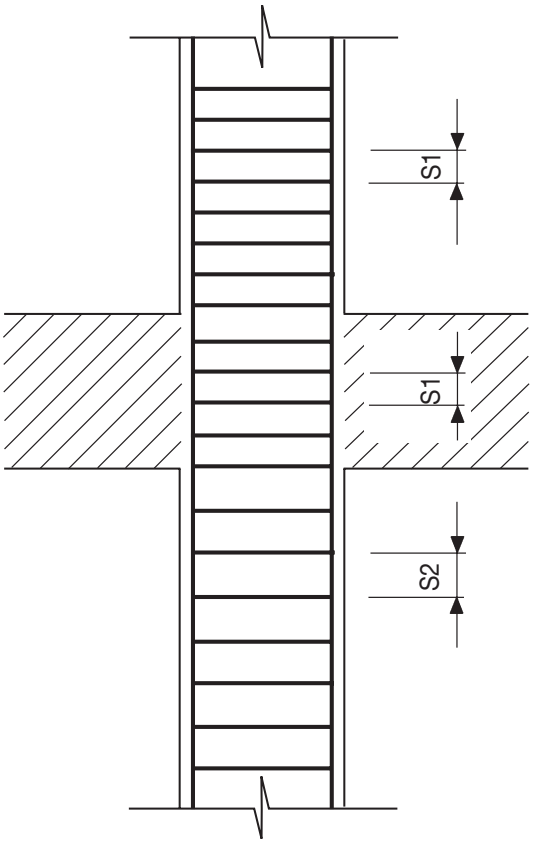

Fig. 17. — Disposizione delle staffe all'interno di un nodo trave-pilastro.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna

- Il quantitativo minimo di staffe è dato dalla seguente relazione:

(33) $$\frac{A_{st}}{s} \geq 0{,}08\,\frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ (CD «B» e CD «A» al di fuori delle zone critiche)}$$

(34) $$\frac{A_{st}}{s} \geq 0{,}12\,\frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ (CD «A»)}$$

dove A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe e s il passo delle staffe.

7.2.3. *Nodi trave-pilastro.* — Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel paragrafo 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo (fig. 17). Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD «A» che in CD «B», le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono inoltre verificare la seguente condizione:

(35) $$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0{,}05\,\frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

nella quale n_{st} e A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c, allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c, allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Ulteriori indicazioni di dettaglio sono fornite, nel paragrafo 7.4.6, in merito alle pareti e alle travi di collegamento fra pareti.

© 2010 Zanichelli editore, Bologna