

Impatto delle Norme Tecniche per le Costruzioni sulla resistenza sismica dei telai in acciaio

Edoardo M. Marino*, Marco Muratore**

SOMMARIO – Le Norme Tecniche per le Costruzioni contenute nel D.M. 14/01/2008 rappresentano il culmine del processo di evoluzione della normativa antisismica che si è sviluppato in Italia nell'ultimo quinquennio (O.P.C.M. 3274/2003, O.P.C.M. 3431/2005, D.M. 14/09/2005 e D.M. 14/01/2008). Tali norme hanno apportato importanti innovazioni alla progettazione antisismica delle strutture: introduzione dell'approccio prestazionale, l'uso del metodo degli stati limite in luogo di quello delle tensioni ammissibili nelle verifiche di resistenza, distinzione della progettazione in bassa ed alta duttilità, nuove modalità di assegnazione delle azioni sismiche di progetto, uso dei criteri di gerarchia delle resistenze, ecc. Nella memoria si analizzano le indicazioni fornite dalle nuove norme per telai in acciaio a nodi rigidi e per quelli con controventi concentrici, e si confrontano con quelle stabilite dal D.M. 16/01/1996. L'esito del confronto è legato alla tipologia di telaio, tuttavia i risultati ottenuti mostrano che sovente la richiesta di resistenza sismica dettata dalle nuove norme è meno conservativa.

SUMMARY – The Technical Regulations for Constructions of 2008 (D.M. 14/01/2008) are the final step of the development of the new seismic code which has taken place in Italy in the last five years: the O.P.C.M. 3274 in 2003, the O.P.C.M. 3431 and D.M. 14/09/2005 in 2005 and, finally the D.M. 14/01/2008 in 2008. This code has introduced important innovative seismic design practices for building structures, such as performance based design, use of strength criteria based on limit state method instead of allowable stress method, definition of high and low ductility structures, a new and very articulated framework for the evaluation of the design seismic force, capacity design criteria, etc. In this paper the regulations provided by the new Italian seismic code for steel moment-resisting frames and for concentrically braced frames are analysed and compared with those of the old Italian seismic code (D.M. 16/01/1996). The outcome of the comparison depends on the structural type, however the obtained results show that often lateral strength demand stipulated by the new code is less conservative.

Parole chiave: normativa sismica, resistenza sismica, telai in acciaio a nodi rigidi, telai controventati in acciaio.

Keywords: seismic code, seismic resistance, steel moment-resisting frames, steel braced frames

1. Introduzione

Per molti anni le innovazioni proposte dalla comunità scientifica nel campo della progettazione delle strutture sismo-resistenti sono state introdotte nella normativa solo sotto forma di suggerimenti che il progettista era libero di disattendere. Ciò ha consentito al mondo professionale di rimanere ancorato alla prassi progettuale tradizionale determinando un forte divario tra l'evoluzione dei metodi di progetto conseguita in ambito scientifico e la progettazione delle strutture reali. Un forte segnale di innovazione è stato dato nel 2003 con l'emanazione dell'O.P.C.M. 3274 /1/ che proponeva notevoli cambiamenti alle regole per il progetto in zona sismica, sostanzialmente in linea con le conoscenze sulla materia consolidate in ambito scientifico /2/, ed apriva il campo a tecniche innovative di protezione degli edifici. Il processo di rinnovamento della norma sismica italiana è proseguito con l'emanazione

della O.P.C.M. 3431 /3/ e del D.M. 14/09/2005 /4/ raggiungendo il proprio culmine con le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (D.M. 14/01/2008 /5/) e la relativa circolare (circolare n. 617 del 02/02/2009 /6/). Il D.M. 14/01/2008 si ispira alla normativa Europea ed in particolare all'Eurocodice 3 /7/ ed all'Eurocodice 8 /8/ per quanto riguarda il progetto antisismico dei telai in acciaio.

L'adozione della nuova norma sismica modifica il modo di progettare le strutture ed ha certamente un impatto significativo sulle proprietà strutturali che consentono di contrastare con efficacia un evento sismico, tra queste la resistenza laterale che le nuove strutture saranno in grado di opporre all'azione sismica. La valutazione della resistenza sismica che viene conferita alle strutture progettate con il D.M. 14/01/2008 non è immediata perché scaturisce da numerose prescrizioni normative che, direttamente o indirettamente, la influenzano: l'entità dell'azione sismica assegnata, il valore del fattore di struttura q , i criteri adottati per le verifiche di resistenza ed i limiti sugli spostamenti d'interpiano /9, 10/. Ad esempio una norma potrebbe sembrare più conservativa di un'altra se assegna un'azione sismica più elevata. Ma se al contempo è consentita una maggiore riduzione delle forze sismiche attraverso un valore

* Ricercatore Universitario, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Catania, email: emarino@dica.unict.it

** Docente a contratto di «Costruzioni in zona sismica» presso la Facoltà di Architettura – Sede di Siracusa, Università degli Studi di Catania, email: mmuratore@dica.unict.it

più elevato di q la resistenza richiesta dalla norma in questione potrebbe in definitiva essere minore.

Prendendo spunto da queste considerazioni, al fine di valutare quale sia l'impatto della nuova norma sismica sulla resistenza sismica dei telai in acciaio, si analizzano le indicazioni del D.M. 14/01/2008 per le tipologie di telai sismo-resistenti in acciaio più comuni e si confrontano con quelle della vecchia norma sismica contenute nel D.M. 16/01/1996 /11/, nel D.M. 9/01/1996 /12/ e nella norma CNR 10011/97 /13/. Lo studio prende in considerazione sia gli edifici ordinari (classe II) sia quelli di rilevanza strategica (classe IV) e si articola nelle seguenti parti. In primo luogo si confrontano le azioni sismiche stabilite dalle due norme per zone ad alta sismicità, tenendo conto della diversa classificazione del suolo di fondazione nonché della forma e dell'ampiezza dello spettro di risposta elastico. Nella seconda parte si confrontano le prescrizioni sulla riduzione delle forze sismiche ammesse, sulla duttilità richiesta alla struttura e sui limiti degli spostamenti d'interpiano. Infine si confrontano le resistenze sismiche richieste dalle due norme per i telai in acciaio a nodi rigidi e per quelli con controventi concentrici.

2 Azioni sismiche

Il D.M. 14/01/2008 definisce quattro livelli di intensità sismica associati alla verifica di altrettanti obiettivi prestazionali; due terremoti moderati sono associati agli stati limite di esercizio (stato limite di operatività SLO e stato limite di danno SLD) e due terremoti severi agli stati limite ultimi (stato limite di salvaguardia della vita SLV e stato limite di collasso SLC). Ciascun livello di intensità sismica è definito attraverso la probabilità di superamento P_{VR} (81%, 63%, 10% e 5% rispettivamente per SLO, SLD, SLV e SLC) nel periodo di riferimento V_R ottenuto come prodotto della vita nominale dell'opera V_N (in genere non inferiore a 50 anni) per un coefficiente C_U che dipende dalla classe d'uso. Il coefficiente C_U è pari a 1.0 per edifici ordinari (classe II), 1.5 per edifici suscettibili di affollamento (classe III) e 2.0 per edifici di rilevanza strategica (classe IV). L'azione sismica viene definita dal D.M. 14/01/2008 attraverso i parametri a_g , F_0 e T_C^* riferiti ad un suolo rigido assunto come riferimento; a_g è l'accelerazione di picco al suolo, F_0 è il fattore che misura l'amplificazione spettrale massima e T_C^* è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione spettrale costante. I parametri sono forniti dalla norma per i 10.751 vertici di un reticolo di riferimento di lato 10 km che ricopre l'intero territorio nazionale e per 9 valori del periodo di ritorno T_R del sisma (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2.475 anni). Il periodo di ritorno T_R può essere determinato in funzione della probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , mediante l'espressione

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

Il D.M. 16/01/1996 prevede due soli livelli di intensità sismica associati al terremoto severo ed a quello

moderato. Il terremoto severo atteso è assegnato specificandone lo spettro di progetto le cui ordinate sono ridotte per tener conto della duttilità che possiede la struttura. Il terremoto moderato è definito attraverso il suo spettro di risposta elastico ottenuto scalando lo spettro di progetto del terremoto severo attraverso un coefficiente, di seguito indicato con λ , che dipende dall'importanza dell'edificio. Il coefficiente λ vale 2 per edifici ordinari, 3 per edifici suscettibili di affollamento e 4 per edifici di rilevanza strategica.

Poiché gli spettri dipendono dal tipo di suolo, nei paragrafi seguenti è preliminarmente definita la corrispondenza tra i tipi di suolo definiti dalle due norme. Quindi sono confrontati gli spettri di risposta elastici per terremoto severo e terremoto moderato stabiliti dalle due norme per zone ad alta sismicità con riferimento ad edifici ordinari (classe II) ed edifici di rilevanza strategica (classe IV).

2.1. Tipo di suolo

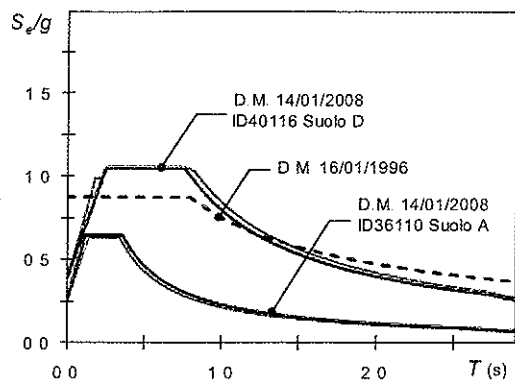
Il D.M. 14/01/2008 classifica i suoli di fondazione in funzione della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ negli strati di suolo presenti sino ad una profondità di 30 metri al di sotto della quota d'imposta della fondazione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^L \frac{h_i}{V_i}} \quad (2)$$

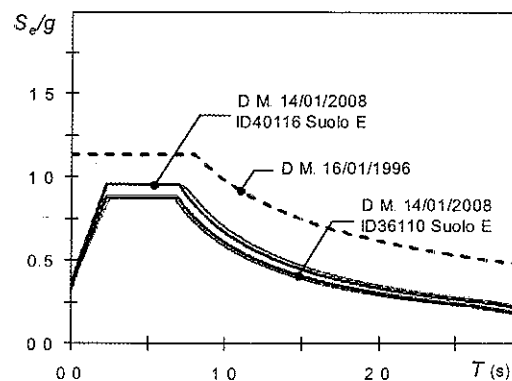
dove L è il numero di strati di suolo presenti, mentre h_i e V_i rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio nell' i -esimo strato. La norma distingue cinque tipi di suolo denominati A, B, C, D ed E, oltre ai tipi S1 ed S2 caratterizzati rispettivamente da elevata plasticità e propensione a fenomeni di liquefazione. I tipi A e D includono rispettivamente i suoli compatti ($V_{s,30} > 800$ m/s) ed i suoli soffici ($V_{s,30} < 180$ m/s). I suoli di tipo B e C contengono i terreni di fondazione con caratteristiche intermedie e la velocità $V_{s,30}$ che separa i due tipi di suolo è pari a 360 m/s. Il suolo di tipo E corrisponde ad una particolare configurazione stratigrafica nella quale uno strato di terreno soffice (tipo C o D) di spessore compreso tra 5 e 20 m si colloca sopra uno strato di suolo compatto (tipo A). Il suolo di tipo A è assunto dal D.M. 14/01/2008 quale suolo di riferimento.

Il D.M. 16/01/1996, invece, distingue solo due tipi di suolo in funzione della stratigrafia; il primo, comunemente denominato «ordinario», comprende tutte le possibili stratigrafie fatta eccezione per i «depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori» corrispondente al secondo tipo di suolo.

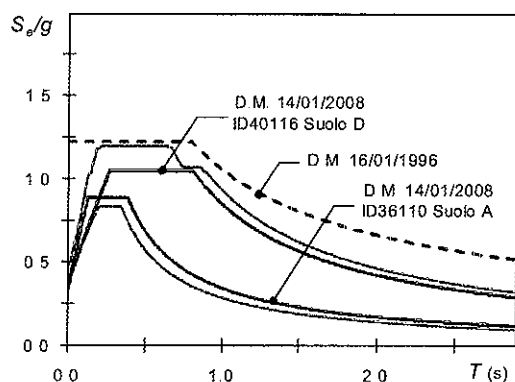
Dal confronto delle descrizioni dei tipi di suolo date dalle due norme emerge che il suolo ordinario definito dal D.M. 16/01/1996 comprende l'insieme dei suoli A, B, C e D definiti nel D.M. 14/01/2008 e che il secondo tipo di suolo coincide con il suolo E.



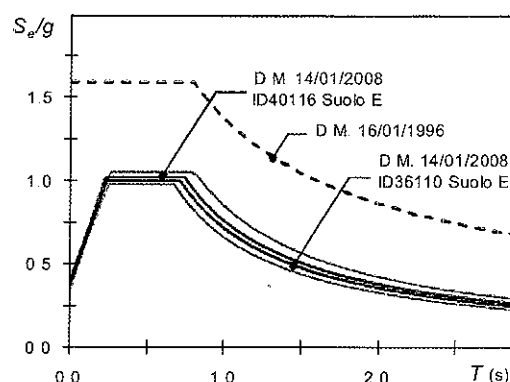
(a)



(b)

Fig. 1. Confronto tra gli spettri per terremoto severo ed edifici di classe II: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon=1.0$; b) suoli C e D ed $\varepsilon=1.3$ 

(a)



(b)

Fig. 2. Confronto tra gli spettri per terremoto severo ed edifici di classe IV: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon=1.0$; b) suoli C e D ed $\varepsilon=1.3$

2.2. Spettri di risposta elastici

Il D.M. 14/01/2008 definisce lo spettro di risposta elastico del terremoto severo in termini di pseudo-accelerazione S_e , attraverso le seguenti equazioni

$$S_e = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (3a)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (3b)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (3c)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad T_D \leq T \leq 4.0 \text{ s} \quad (3d)$$

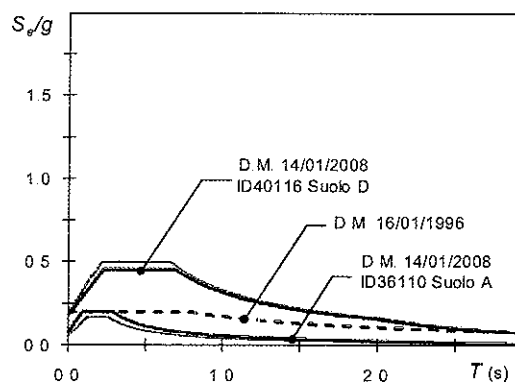
dove S è il fattore di amplificazione legato al tipo di suolo ed alle condizioni topografiche, η è il fattore di correzione dello smorzamento (pari ad 1 per un rapporto di smorzamento viscoso del 5%), e T_B , T_C e T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta. I periodi T_B e T_C vengono calcolati in funzione di T_C^* attraverso relazioni che dipendono dal tipo di suolo. Il periodo T_D è funzione solo di a_g .

Il D.M. 16/01/1996 fornisce lo spettro di progetto del terremoto severo che, nel caso di suolo ordinario ed edifici ordinari, si ottiene moltiplicando il coefficiente di intensità sismica C , pari a 0.10 per zone ad alta sismicità e per verifiche alle tensioni ammissibili, per il coefficiente di risposta R , che ne definisce la forma

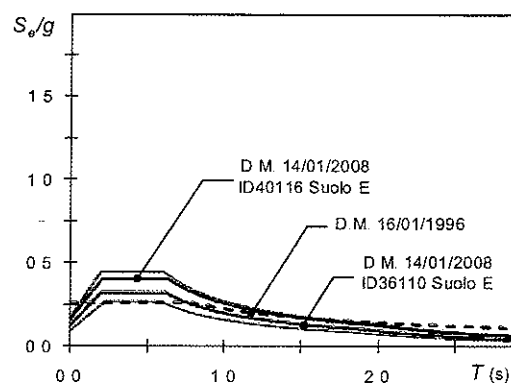
$$R = 1.0 \quad 0 \leq T \leq 0.8 \text{ s} \quad (4a)$$

$$R = \frac{0.862}{T_0^{2/3}} \quad 0.8 \text{ s} \leq T \quad (4b)$$

Per il secondo tipo di suolo previsto dal D.M. 16/01/1996 lo spettro di progetto si ottiene moltiplicando quello per suolo ordinario per il coefficiente di fondazione ε pari a 1.3. Gli spettri relativi ad edifici suscettibili di affollamento ed a quelli di rilevanza strategica si ottengono amplificando le ordinate spettrali mediante un coefficiente di importanza I pari rispettivamente a 1.2 ed 1.4. Lo spettro di risposta elastico del terremoto severo, che non è definito esplicitamente dalla norma, è stato ottenuto percorrendo a ritroso il procedimento seguito in ambito pre-normativo per ricavare lo spettro di progetto. In particolare, lo spettro di risposta elastico per zone ad alta sismi-

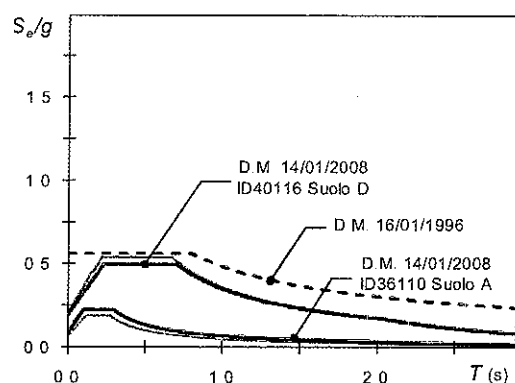


(a)

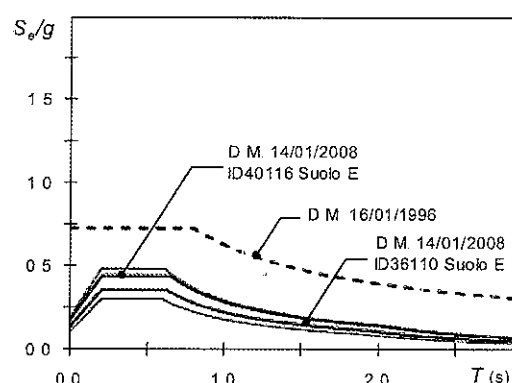


(b)

Fig. 3 Confronto tra gli spettri per terremoto moderato ed edifici di classe II: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$



(a)



(b)

Fig. 4 Confronto tra gli spettri per terremoto moderato ed edifici di classe IV: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$

cità è ottenuto moltiplicando le ordinate dello spettro di progetto per il rapporto tra 2.5 volte l'accelerazione di picco al suolo, assunta pari a 0.35 g [14], e l'accelerazione massima dello spettro di progetto pari a 0.10 g .

La Figura 1 mostra il confronto tra gli spettri elastici per terremoto severo forniti dalle due norme per zone ad alta sismicità con riferimento agli edifici di classe II. Le ordinate spettrali relative al D.M. 14/01/2008 sono ottenute come involucri (curve continue in grigio), minimo e massimo, dei valori relativi ai punti del reticolo di riferimento caratterizzati da un'accelerazione di picco al suolo a_g non inferiore a 0.25 g per $P_{VR}=10\%$ in 50 anni, un rapporto di smorzamento viscoso pari al 3% ed una categoria topografica II. Il confronto è eseguito in Figura 1a tra il gruppo di tipi di suolo A, B, C e D definiti dal D.M. 14/01/2008 ed il tipo di suolo del D.M. 16/01/1996 con $\varepsilon=1.0$ (suolo ordinario). In Figura 1b lo stesso confronto è eseguito tra il tipo di suolo E del D.M. 14/01/2008 ed il corrispondente tipo di suolo del D.M. 16/01/1996 ($\varepsilon=1.3$). La Figura 1a mostra che le ordinate spettrali elastiche previste dal D.M. 16/01/1996 per il suolo ordinario sono generalmente superiori a quelle previste

dal D.M. 14/01/2008 per i suoli A, B, C e D; solo per periodi inferiori ad 1.2 s e soprattutto per suolo di tipo D lo spettro del D.M. 14/01/2008 può essere talvolta più conservativo. Nel caso di suolo di tipo E ed $\varepsilon=1.3$ (Fig. 1b) e per qualunque tipo di suolo nel caso degli edifici di rilevanza strategica (Fig. 2), lo spettro del D.M. 14/01/2008 è sempre meno gravoso di quello assegnato dal D.M. 16/01/1996.

Gli spettri di risposta specificati dal D.M. 14/01/2008 per il terremoto moderato si ottengono dalle equazioni (3) assumendo per i parametri a_g , F_0 e T_c^* i valori corrispondenti alle probabilità di superamento del 63% in 50 anni ed 81% in 100 anni, rispettivamente per edifici di classe II e IV. Gli spettri del D.M. 16/01/1996 si ottengono, invece, moltiplicando le ordinate degli spettri di progetto per terremoto severo per $\lambda=2$ e $\lambda=4$, rispettivamente per edifici di classe II e IV. La Figura 3 mostra che gli spettri del D.M. 14/01/2008 sono generalmente più conservativi per edifici di classe II. Nel caso di edifici di classe IV, invece, il D.M. 14/01/2008 fornisce sempre ordinate spettrali decisamente inferiori a quelle del D.M. 16/01/1996 (Fig. 4).

Nelle Figure 1, 2, 3 e 4 sono rappresentati anche gli spettri elastici relativi ai due punti del reticolo

di riferimento identificati con ID36110 e ID40116 (curve continue in nero) che descrivono con un buon grado di approssimazione rispettivamente gli involucri delle ordinate spettrali minime e massime specificate dal D.M. 14/01/2008 per zone ad alta sismicità ($a_g > 0.25$ g). A questi spettri si fa riferimento nel seguito per rappresentare l'azione sismica di progetto minima e massima specificata dal D.M. 14/01/2008.

3. Resistenza e duttilità

Entrambe le norme, tenendo conto della duttilità della struttura, consentono che le si conferisca una resistenza pari a quella necessaria per garantire un comportamento elastico quando si verifica il terremoto severo ridotta attraverso un fattore di riduzione delle forze sismiche, di seguito denominato fattore di struttura q . Il D.M. 14/01/2008 fornisce diversi valori di q in funzione del tipo di telaio, del grado di iperstaticità, della duttilità globale della struttura, della duttilità delle membrature e della regolarità in pianta ed in altezza. Invece, il fattore di struttura del D.M. 16/01/1996 non è definito esplicitamente, ma se ne può dedurre il valore, che dipende solo dal tipo di telaio (telaio a nodi rigidi o telaio con controventi concentrici). Nel seguito sono descritte le relazioni che definiscono la resistenza minima da conferire alla struttura e successivamente sono confrontati i valori di q del D.M. 14/01/2008 con quelli dedotti per il D.M. 16/01/1996.

3.1. Forze sismiche di progetto

Secondo il D.M. 14/01/2008, se la struttura è regolare e possiede un periodo fondamentale inferiore a $2.5 T_C$ o T_D , il progetto può essere eseguito attraverso un'analisi statica. Superato tale valore di periodo è opportuno eseguire un'analisi modale, non discussa in questa studio. Il taglio alla base di progetto V_{d1}^{DM08} , somma delle forze orizzontali statiche equivalenti al sisma, è definito attraverso la seguente relazione

$$V_{d1}^{DM08} = S_d m = \frac{S_d W}{g} \quad (5)$$

dove m è la massa totale dell'edificio valutata considerando la presenza dei carichi permanenti ed una frazione dei sovraccarichi variabili, W è il peso corrispondente ad m , S_d è l'ordinata spettrale di progetto corrispondente al periodo fondamentale T_1 ridotta del 15% se la costruzione ha più di due elevazioni e $T_1 < 2T_C$. L'ordinata spettrale di progetto S_d è ottenuta dividendo lo spettro elastico delle azioni sismiche corrispondenti al terremoto severo per il fattore di struttura q . Per gli edifici di classe III e IV, se si vogliono limitare danni agli elementi strutturali in occorrenza di terremoti moderati, il taglio di progetto deve essere comunque non inferiore a quello ottenuto utilizzando in luogo di S_d l'ordinata dello spettro elastico S_e determinato ponendo $\eta = 2/3$ nell'equazione (3)

Secondo il D.M. 16/01/1996 l'analisi statica è ammessa per le strutture regolari caratterizzate da un pe-

riodo fondamentale non superiore a 1.4 s ed il taglio alla base di progetto è definito dalla relazione

$$V_{d1}^{DM96} = C R \varepsilon \beta I W \quad (6)$$

dove β assume i valori 1.0 ed 1.2 rispettivamente per telai a nodi rigidi e telai con controventi concentrici. Il prodotto $C \times R \times \varepsilon \times \beta \times I$ definisce l'ordinata spettrale di progetto corrispondente al periodo T_1 normalizzata rispetto a g .

3.2. Fattore di struttura

Per la valutazione del fattore di struttura il D.M. 14/01/2008 distingue i telai in acciaio a nodi rigidi da quelli con controventi concentrici e prevede due classi di duttilità, bassa (CD "B") ed alta duttilità (CD "A"). A ciascuna tipologia strutturale ed a ciascuna classe di duttilità è associato un valore base del fattore di struttura q_o . Nei telai ad alta duttilità il proporzionamento degli elementi non dissipativi avviene attraverso un'applicazione più severa dei criteri di gerarchia delle resistenze; ciò garantisce meccanismi di collasso più favorevoli ed il valore di q_o è maggiore di quello assegnato ai telai a bassa duttilità. Il valore del fattore di struttura va ridotto nel caso di strutture irregolari, non esaminate in questo studio. In Tabella 1 sono riportati i valori di $q = q_o$ per telai regolari a più piani e più campate distinti per tipo di telaio e per classe di duttilità.

Il D.M. 16/01/1996 non fornisce esplicitamente il valore del fattore di struttura. Tale valore è ottenuto come il fattore di proporzionalità tra lo spettro di progetto assegnato dal D.M. 16/01/1996, amplificato attraverso un coefficiente 1.5 per tenere conto del rapporto tra le forze impiegate nelle verifiche alle tensioni ammissibili e quelle impiegate nelle verifiche allo stato limite ultimo, ed il corrispondente spettro di risposta elastico definito nel paragrafo 2.2. Il valore che si ottiene è pari a 5.83 per i telai in acciaio a nodi rigidi; per telai con controventi concentrici le ordinate dello spettro di progetto sono amplificate attraverso un coefficiente $\beta = 1.2$ ed il fattore di struttura vale $5.83/\beta = 4.86$.

In Tabella 1 è riportato il confronto tra i fattori di struttura assegnati dalle due norme. Solo nel caso di telai a nodi rigidi ad alta duttilità, a più piani e più campate, il D.M. 14/01/2008 consente una riduzione delle forze sismiche lievemente maggiore del D.M. 16/01/1996 ($q = 6.5$ invece di 5.83). In tutti gli altri casi la riduzione delle forze sismiche è inferiore. La differenza tra i valori di q forniti dalle due norme è massima per telai con controventi concentrici a V a bassa duttilità; in questo caso il fattore di struttura del D.M. 14/01/2008 è circa il 40% di quello del D.M. 16/01/1996 ($q = 2$ anziché di 4.86).

3.3. Duttilità delle membrature

Il D.M. 14/01/2008 classifica le sezioni trasversali in quattro classi denominate 1, 2, 3 e 4, in funzione

Tabella 1. Valori del fattore di struttura q per strutture regolari.

Tipo di telaio	D.M. 14/01/2008		D.M. 16/01/1996
	CD "B"	CD "A"	
Telai a nodi rigidi	4.0	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} (6.5)$	5.83
Telai con controventi a diagonale tesa attiva	4.0	4.0	4.86
Telai con controventi concentrici a V	2.0	2.5	4.86

della loro capacità di sviluppare rotazioni plastiche. La classe 1 comprende le sezioni più duttili, in grado di raggiungere la piena plasticizzazione e di sviluppare una curvatura ultima pari almeno a 4 volte quella corrispondente allo snervamento. La classe 2 comprende sezioni in grado di raggiungere la piena plasticizzazione e di sviluppare una curvatura ultima pari almeno a 2.5 volte quella corrispondente allo snervamento. Le altre classi includono sezioni per le quali la rottura interviene prima del raggiungimento della piena plasticizzazione. La determinazione della classe della sezione si ottiene attraverso il confronto dei rapporti larghezza-spessore delle sue parti con valori limite forniti dalla norma in funzione del tipo sezione e della distribuzione delle tensioni.

La duttilità delle membrature deve essere coerente con la classe di duttilità assunta in progetto. A tal fine, il D.M. 14/01/2008 stabilisce quali classi delle sezioni possano essere utilizzate in funzione della classe di duttilità della struttura e del valore di riferimento del fattore di struttura q_o (Tab. 2). Il D.M. 16/01/1996 non fornisce prescrizioni sulla duttilità delle sezioni.

Per telai con controventi concentrici, il D.M. 14/01/2008 stabilisce limiti sulla snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}$ dei controventi

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_b}{\lambda_y} = \frac{\lambda_b}{\pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} \quad (7)$$

dove E è il modulo elastico dell'acciaio, λ_b è la snellezza del controvento ed f_{yk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio impiegato. In particolare $\bar{\lambda}$ deve essere sempre non superiore a 2. Inoltre, nel caso di controventi concentrici a diagonale tesa attiva, $\bar{\lambda}$ deve essere non inferiore ad 1.3. Il D.M. 9/01/1996 stabilisce che la snellezza λ_b in presenza di azioni dinamiche rilevanti non deve superare il valore 150. Per ciascuno dei tre tipi di acciaio Fe360, Fe430 ed Fe510 definiti dal D.M. 9/01/1996 e corrispondenti rispettivamente agli acciai S235, S275 ed S355 del D.M. 14/01/2008, tale condizione comporta corrispondenti valori massimi di $\bar{\lambda}$ pari a 1.61, 1.74 e 1.98.

4. Spostamenti relativi

Al fine di limitare i danni agli elementi non strutturali in occorrenza di eventi sismici di intensità moderata, entrambe le norme prevedono una verifica sugli

Tabella 2. Prescrizioni sulla duttilità delle sezioni del D.M. 14/01/2008.

Classe di duttilità	q_o	Classi di sezione consentite
CD "B"	$2 < q_o \leq 4$	1 e 2
CD "A"	$q_o > 4$	1

spostamenti relativi di interpiano. Tale verifica deve essere eseguita controllando che gli spostamenti d'interpiano d_r causati dal terremoto moderato risultino non superiori ad un limite massimo $d_{r,Max}$ che dipende dalla natura degli elementi non strutturali.

Il D.M. 14/01/2008 distingue le verifiche per edifici di classe II da quelle per edifici di classe IV. Nel primo caso la verifica è eseguita assumendo come azione di progetto quella corrispondente allo SLD ed i valori di $d_{r,Max}$ assegnati sono più ampi. Nel caso di edifici di classe IV l'azione di progetto è quella corrispondente allo SLO ed i limiti di spostamento sono pari a 2/3 di quelli validi per edifici di classe II. Il D.M. 16/01/1996 stabilisce limiti di spostamento indipendenti dalla destinazione d'uso dell'edificio, ma distingue l'azione sismica per edifici ordinari (classe II) e di importanza strategica (classe IV) moltiplicando le ordinate dello spettro di progetto per terremoto severo rispettivamente per $\lambda = 2$ e $\lambda = 4$.

In Tabella 3 si riportano i limiti sugli spostamenti $d_{r,Max}$ stabiliti dalle due norme. I valori di $d_{r,Max}$ del D.M. 14/01/2008 sono 2.5 e 1.67 volte quelli del D.M. 16/01/1996 rispettivamente per edifici di classe II e IV.

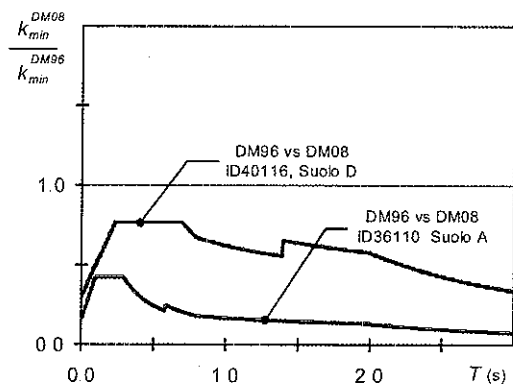
Imporre un limite massimo sugli spostamenti causati da un'assegnata azione sismica equivale a stabilire un valore minimo per la rigidezza laterale di piano $k_{i,min}$ richiesta alla struttura. Calcolata $k_{i,min}$ come il rapporto tra il taglio sismico di piano e lo spostamento d'interpiano consentito, il rapporto tra la rigidezza di piano richiesta dal D.M. 14/01/2008 e quella richiesta dal D.M. 16/01/1996 è dato dalla seguente equazione

$$\frac{k_{i,min}^{DM08}}{k_{i,min}^{DM96}} = \frac{V_{di}^{DM08} d_{r,Max}^{DM96}}{d_{r,Max}^{DM08} V_{di}^{DM96}} = \begin{cases} 0.4 \frac{S_{e,SLD}}{g \lambda C R \epsilon \beta I} & \text{per edifici di Classe II} \\ 0.6 \frac{S_{e,SLO}}{g \lambda C R \epsilon \beta I} & \text{per edifici di Classe IV} \end{cases} \quad (8)$$

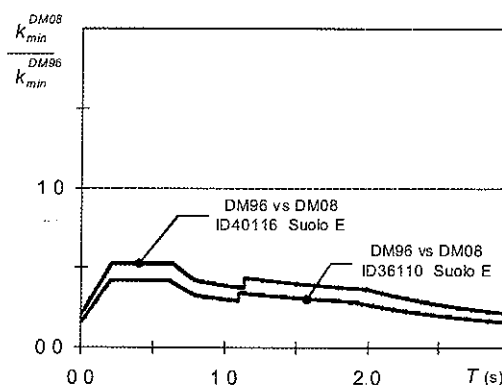
Tale rapporto è indipendente dal piano considerato, perché le due norme considerano la stessa distribuzione di forze lungo l'altezza, e dal tipo di elemento

Tabella 3. Massimi spostamenti relativi d'interpiano $d_{r,Max}$ stabiliti dalle due norme.

Elementi non strutturali	D.M. 14/01/2008		D.M. 16/01/1996
	Classe I e II	0.50%	
fragili che interferiscono con la struttura	Classi III e IV	0.33%	0.2%
duttili o che non interferiscono con la struttura	Classe I e II	1.00%	0.4%
	Classi III e IV	0.67%	

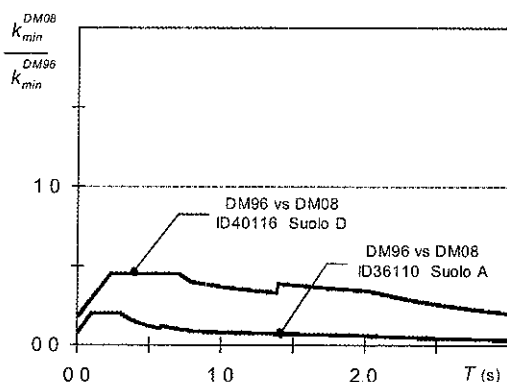


(a)

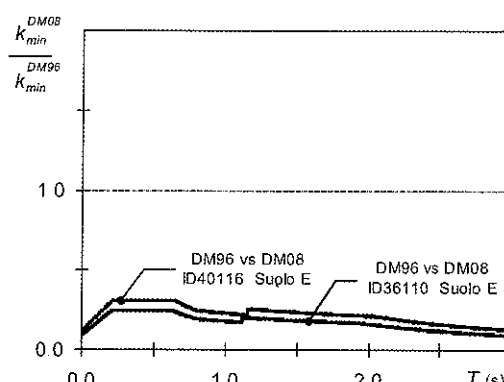


(b)

Fig. 5. Confronto tra le rigidezze richieste per edifici di classe II. a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$. b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$.



(a)



(b)

Fig. 6. Confronto tra le rigidezze richieste per edifici di classe IV. a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$. b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$.

non strutturale, mentre dipende dagli spettri di risposta utilizzati per il terremoto moderato. Il rapporto tra le rigidezze di piano richieste dal D.M. 14/01/2008 e dal D.M. 16/01/1996 è rappresentato nelle Figure 5 e 6, rispettivamente per edifici di classe II e IV, al variare del periodo fondamentale della struttura e considerando diversi tipi di suolo. Per edifici di classe II, il D.M. 14/01/2008 prevede una minore richiesta di rigidezza del D.M. 16/01/1996 per via dei limiti di spostamento più ampi (Tab. 3), nonostante la maggiore entità dell'azione sismica assegnata (Fig. 3). Le differenze sono ancora più importanti nel caso di edifici di classe IV, poiché in questo caso il D.M. 16/01/1996 specifica anche forze di progetto nettamente superiori (Fig. 4).

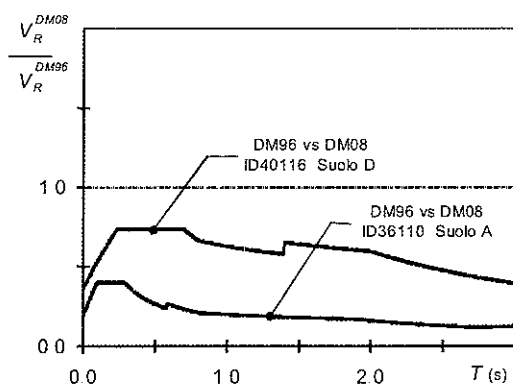
5 Resistenza sismica di telai a nodi rigidi

I telai in acciaio a nodi rigidi possiedono un comportamento altamente dissipativo e pertanto vengono progettati con forze sismiche ridotte (valori di q elevati) rispetto a quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura. Se poi si considera l'elevata resistenza dell'acciaio è facile comprendere perché il rispetto dei requisiti di resistenza previsti dalle norme e descritti nel

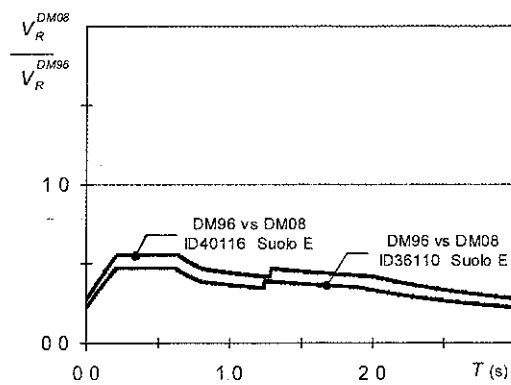
paragrafo 3 determina sistemi molto flessibili che spesso non soddisfano la verifica sugli spostamenti di cui al paragrafo 4. Per tali motivi la effettiva resistenza alle azioni sismiche dei telai in acciaio a nodi rigidi è spesso determinata dalla necessità di soddisfare questa seconda verifica. Nell'ipotesi che il progetto sia governato dal controllo degli spostamenti relativi di interpiano per terremoto moderato, il rapporto tra le resistenze sismiche di telai progettati secondo il D.M. 14/01/2008 (V_R^{DM08}) ed il D.M. 16/01/1996 (V_R^{DM96}) può essere espresso attraverso la seguente equazione

$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \left[\frac{S_{e,SL}}{g\lambda C R \varepsilon \beta I} \frac{d_{r,Max}^{DM96}}{d_{r,Max}^{DM08}} \left(1 - \frac{\gamma' - 1}{\gamma'} s \right) \right]^{3/4} \quad (9)$$

dove $S_{e,SL}$ rappresenta lo spettro di risposta elastico specificato dal D.M. 14/01/2008 in funzione della classe d'uso dell'edificio (SLD ed SLO rispettivamente per edifici di classe II e IV), s rappresenta il contributo allo spostamento d'interpiano dovuto alla deformazione delle colonne e γ rappresenta il fattore di amplificazione del momento d'inerzia delle colonne dovuto all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze richiesta dal D.M. 14/01/2008. I dettagli della derivazione dell'equazione (9) sono riportati nell'Appendice A.

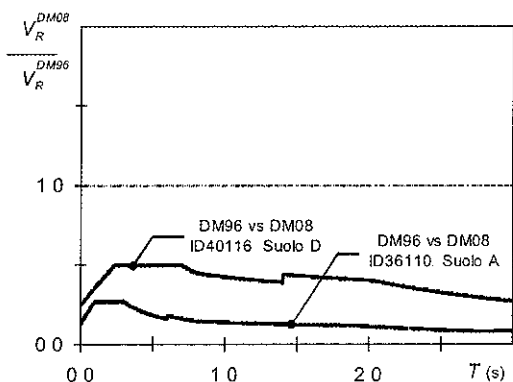


(a)

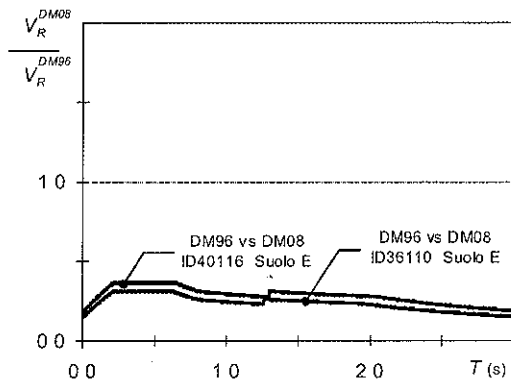


(b)

Fig. 7. Confronto tra le resistenze sismiche (Equazione 9) di telai a nodi rigidi per edifici di classe II: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$; b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$.



(a)



(b)

Fig. 8. Confronto tra le resistenze sismiche (Equazione 9) di telai a nodi rigidi per edifici di classe IV: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$; b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$.

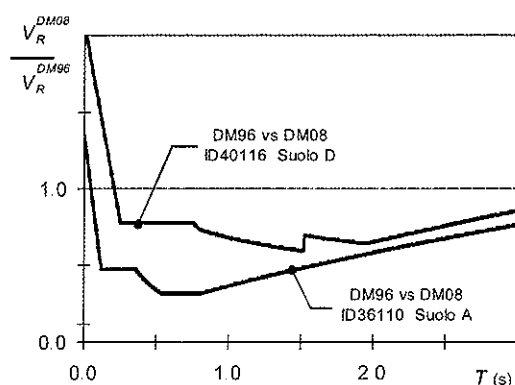
Nell'equazione (9) si possono distinguere tre termini: il rapporto tra le azioni di progetto per terremoto moderato, il rapporto tra i limiti di spostamento previsti dalle due norme e l'effetto dell'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze. Il confronto tra la resistenza sismica richiesta dalle due norme è mostrato nelle Figure 7 ed 8. Il parametro γ' si assume pari a 1.37 come indicato nell'Appendice A per acciaio S275. Si è assunto che travi e colonne diano lo stesso contributo alla deformabilità della struttura e pertanto $s=0.50$. I risultati ottenuti per il gruppo di tipi di suolo A, B, C e D definiti dal D.M. 14/01/2008 sono mostrati in Figura 7a. La massima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID40116 per suolo D) è sempre inferiore a quella richiesta dal D.M. 16/01/1996, mediamente di circa il 35%. Il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} si riduce sensibilmente nel punto con ID36110 per suolo A. Per il tipo di suolo E del D.M. 14/01/2008 i confronti sono riportati in Figura 7b; per entrambi i punti considerati, il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} assume valori sempre inferiori ad 1.0, mediamente prossimi a 0.45. I risultati per edifici di classe IV, mostrati in Figura 8, sono qualitativamente analoghi ed il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} assume valori moderatamente inferiori.

Il confronto tra le resistenze sismiche è ripetuto sotto l'ipotesi che la verifica di resistenza per terremoto se-

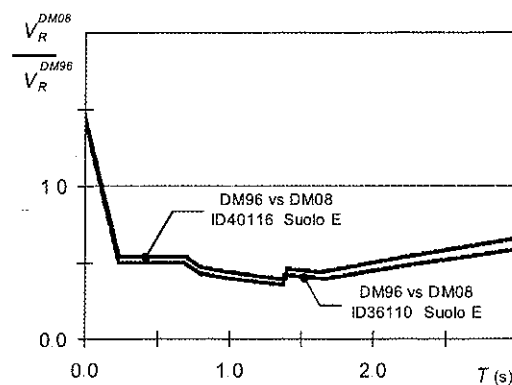
vero sia più gravosa della verifica sugli spostamenti relativi di interpiano per terremoto moderato. In questo caso il rapporto tra le resistenze sismiche dei telai progettati secondo le due norme può scriversi come

$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \frac{S_d}{g C R \varepsilon \beta I} \frac{\bar{\sigma}_s \gamma_{M0}}{\alpha f_{yk}} \quad (10)$$

dove f_{yk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio, $\bar{\sigma}_s$ è la tensione ammissibile dell'acciaio, $\gamma_{M0}=1.05$ è il coefficiente di sicurezza parziale fornito dal D.M. 14/01/2008 per la valutazione della resistenza plastica delle sezioni ed α è il fattore di forma della sezione. I dettagli della derivazione dell'equazione (10) sono riportati nell'Appendice B. Il rapporto fornito dall'equazione (10) è stato valutato per telai ad alta duttilità ($q=6.5$). Inoltre, il rapporto tra f_{yk} e $\bar{\sigma}_s$ è assunto pari ad 1.45 ed il fattore di forma α pari ad 1.15. Per gli edifici di classe II, i risultati così ottenuti sono riportati in Figura 9. Per il gruppo di tipi di suolo A, B, C e D (Fig. 9a) il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} è sempre inferiore ad 1.0, tranne che per valori del periodo fondamentale molto bassi, attestandosi tra 0.8 e 0.3. Per il tipo di suolo E (Fig. 9b) il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} assume valori prossimi a 0.5 per un ampio intervallo di periodi.

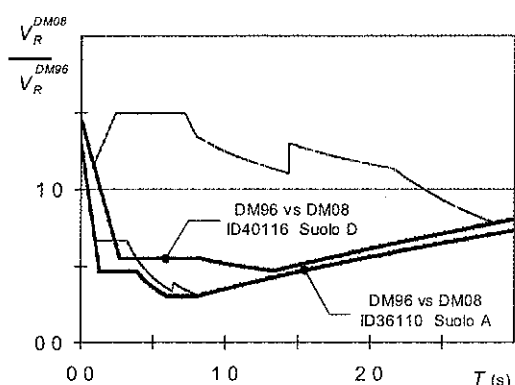


(a)

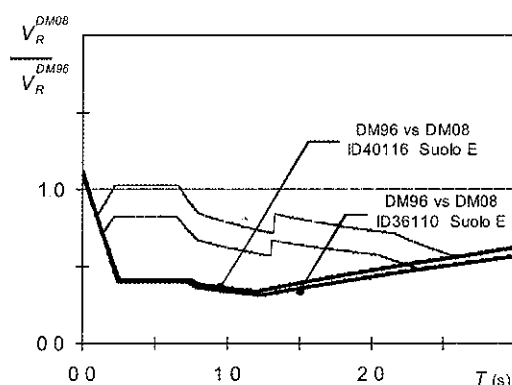


(b)

Fig. 9 Confronto tra le resistenze sismiche (Equazione 10) di telai a nodi rigidi ad alta duttilità per edifici di classe II a) suoli A B C e D ed $\varepsilon = 1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$



(a)



(b)

Fig. 10. Confronto tra le resistenze sismiche (Equazione 10) di telai a nodi rigidi ad alta duttilità per edifici di classe IV. a) suoli A B C e D ed $\varepsilon = 1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$

Il confronto è ripetuto per edifici di classe IV in Figura 10. La resistenza sismica dei telai progettati in accordo al D.M. 14/01/2008 è determinata seguendo due diversi approcci progettuali; assumendo che l'ordinata dello spettro di progetto S_d nell'equazione (10) non sia inferiore a quella dello spettro elastico per SLD calcolata con $\eta=2/3$ (condizione richiesta dalla norma qualora si vogliano evitare danni agli elementi strutturali in occorrenza di terremoti moderati), e prescindendo da questa condizione. Nel primo caso, la resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 è generalmente superiore (curva sottile nella Figura 10), fino a 1.5 volte quella richiesta dal D.M. 16/01/1996 per il punto con ID40116, suolo D e per periodi compresi tra 0.2 s e 0.7 s (Fig. 10a). Nel secondo caso (curva spessa nella Figura 10), invece, la resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 è generalmente inferiore a quella richiesta dal D.M. 16/01/1996. In particolare, in un ampio intervallo di periodi, il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} assume valori compresi tra 0.3 e 0.6 per i tipi di suolo A, B, C e D, mentre si attesta sul valore 0.4 per il tipo di suolo E (Fig. 10b).

6. Resistenza sismica di telai con controventi concentrici

Il D.M. 14/01/2008 fornisce criteri di progetto diversi per i telai con controventi a diagonale tesa attiva e per quelli con controventi a V. La resistenza sismica di piano dei telai con controventi a diagonale tesa attiva è valutata considerando solo i controventi tesi e si assume uguale al taglio di piano che ne determina la plasticizzazione. Nei telai con controventi a V, invece, si assume che entrambi i controventi (tesi e compressi) sopportino l'azione sismica. La resistenza sismica di piano di tali telai si assume pari al taglio di piano che provoca l'instabilità dei controventi compressi. Il D.M. 16/01/1996 non specifica esplicitamente criteri di progetto differenti per i due tipi di telai, tuttavia è prassi progettuale consolidata affidare l'azione sismica ai soli controventi tesi nel caso di telai con controventi diagonali (controventi a diagonale tesa attiva) ed a tutti i controventi nel caso di controventi a V. I controventi diagonali, che a parità di altre condizioni (sezione trasversale, luce delle campate ed altezza d'interpiano) sono più snelli di quelli a V e pertanto possiedono una resistenza a compressione

modesta, vengono progettati imponendo il rispetto della verifica a trazione. I controventi a V, che sono più tozzi e riescono a sopportare uno sforzo normale di compressione significativo, vengono progettati imponendo il rispetto della verifica di stabilità. Nel seguito si mostra il confronto tra la resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 per telai controventati ad alta duttilità e quella richiesta dal D.M. 16/01/1996.

6.1. Telai con controventi a diagonale tesa attiva

Il rapporto tra le resistenze sismiche di telai con controventi a diagonale tesa attiva progettati secondo il D.M. 14/01/2008 ed il D.M. 16/01/1996 può essere espresso attraverso la seguente equazione

$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \frac{S_d}{g C R \epsilon \beta I} \frac{\bar{\sigma}_s \gamma_{M0}}{f_{yk}} \quad (11)$$

I dettagli della derivazione dell'equazione (11) si trovano nell'Appendice C. Nell'equazione (11) il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} è dato dal prodotto di due termini che tengono conto rispettivamente delle differenze tra le azioni sismiche di progetto specificate e dei diversi limiti sulle tensioni previsti dalle due norme. L'ordinata spettrale di progetto S_d specificata dal D.M. 14/01/2008 è stata determinata assumendo $q=4.0$ (telai con controventi a diagonale tesa attiva). L'azione sismica di progetto del D.M. 16/01/1996 è stata valutata assumendo $\beta=1.2$ (telai controventati).

Il rapporto tra le resistenze sismiche dei telai progettati con le due norme è rappresentato in Figura 11 per edifici di classe II in funzione del periodo fondamentale della struttura. I risultati ottenuti per il gruppo di tipi di suolo A, B, C e D definiti dal D.M. 14/01/2008 sono mostrati in Figura 11a. La massima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID40116 per suolo D) è più grande di circa il 20% di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996 in un ampio intervallo di periodi. Considerando altri punti della zona ad elevata sismicità del territorio nazionale il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} si riduce sensibilmente (fino a valori mediamente pari a 0.5 nel punto con ID36110 per suolo A) ed il D.M. 14/01/2008 diventa decisamente meno conservativo del D.M. 16/01/1996. Il confronto è ripetuto in Figura 11b per il tipo di suolo E del D.M. 14/01/2008 con riferimento agli stessi punti del territorio nazionale. In questo caso, per entrambi i punti considerati, il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} assume valori prossimi a 0.7 ad esclusione di valori molto bassi del periodo.

Il confronto tra le resistenze sismiche dei telai progettati con le due norme nel caso di edifici di classe IV è mostrato nella Figura 12a per il gruppo di tipi di suolo A, B, C e D e nella Figura 12b per il tipo di suolo E. La resistenza sismica dei telai progettati in accordo al D.M. 14/01/2008 è determinata sia assumendo l'ordinata dello spettro di progetto S_d nell'equazione (11) non inferiore a quella dello spettro elastico per SLD calcolata con $\eta=2/3$ sia prescindendo da questa condizione. Nel primo caso (curva sottile nella Figura 12a), la massima resistenza sismica richiesta

dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID40116 per suolo D) è fino al 40% più grande di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996. Nel secondo caso, invece, la massima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 è generalmente inferiore e mediamente pari al 75% di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996 (curva spessa nella Figura 12a). La minima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID36110 per suolo A) non è influenzata dalla condizione specificata dalla norma per evitare danni agli elementi strutturali in occorrenza di terremoti moderati ed è mediamente pari al 50% di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996 se si escludono le strutture a basso periodo (Fig. 12a). Per il tipo di suolo E, la resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 non è mai superiore a quella richiesta dal D.M. 16/01/1996 (Fig. 12b) ed il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} varia tra 1 e 0.5 al variare del periodo fondamentale della struttura se si considera la condizione specificata dal D.M. 14/01/2008 per evitare danni agli elementi strutturali in occorrenza di terremoti moderati, mentre è mediamente pari a 0.6 in caso contrario.

6.2. Telai con controventi a V

Il rapporto tra le resistenze sismiche di telai con controventi a V progettati secondo le due norme può essere espresso attraverso la seguente equazione

$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \frac{S_d}{g C R \epsilon \beta I} \frac{\bar{\sigma}_s \gamma_{M1}}{\omega \chi f_{yk}} \quad (12)$$

dove $\gamma_{M1}=1.05$ è il coefficiente di sicurezza parziale fornito dal D.M. 14/01/2008 per la valutazione della resistenza all'instabilità delle aste, mentre χ ed ω sono i coefficienti adimensionali forniti rispettivamente dal D.M. 14/01/2008 e dalla norma CNR 10011/97 in funzione della snellezza per la verifica di stabilità delle aste in acciaio. I dettagli della derivazione dell'equazione (12) si trovano nell'Appendice D. Il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} è dato dal prodotto di due termini: il rapporto tra le azioni sismiche di progetto per terremoto severo ed il rapporto tra i limiti sulle tensioni previsti dalle due norme. Come mostrato nell'appendice E i parametri χ ed $1/\omega$ assumono valori pressoché identici per qualunque valore di snellezza, pertanto il prodotto di χ per ω è assunto pari ad 1. L'ordinata spettrale di progetto S_d è determinata assumendo il valore $q=2.5$ specificato dal D.M. 14/01/2008 per telai con controventi a V ad alta duttilità. Il coefficiente β è assunto pari ad 1.2 come specificato dal D.M. 16/01/1996 per telai controventati.

La Figura 13 mostra il rapporto tra le resistenze sismiche dei telai progettati con le due norme per edifici di classe II. In particolare, per il gruppo di tipi di suolo A, B, C e D (Fig. 13a), la massima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID40116 per suolo D) è sempre maggiore di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996, quasi il doppio per periodi inferiori a 0.8 s. Invece, la minima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID36110 per suolo A) è appena superiore a quella del D.M. 16/01/1996.

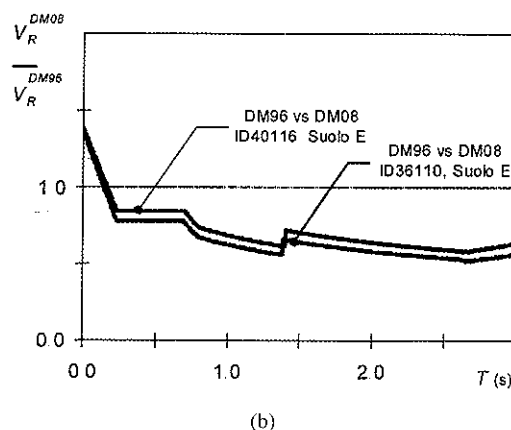
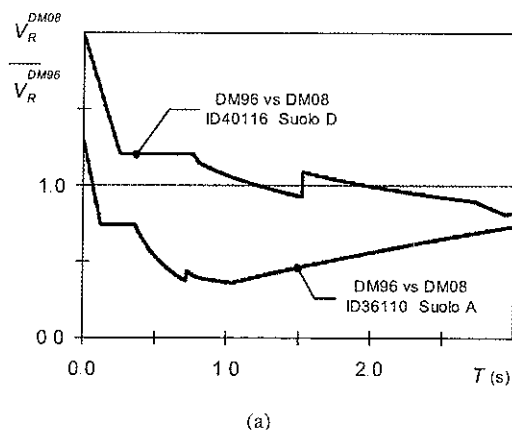


Fig. 11 Confronto tra le resistenze sismiche di telai con controventi a diagonale tesa attiva per edifici di classe II: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$

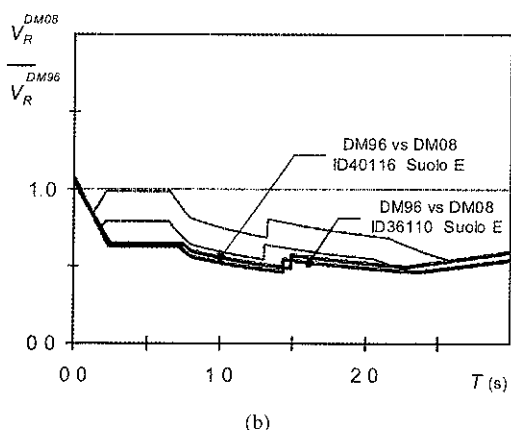
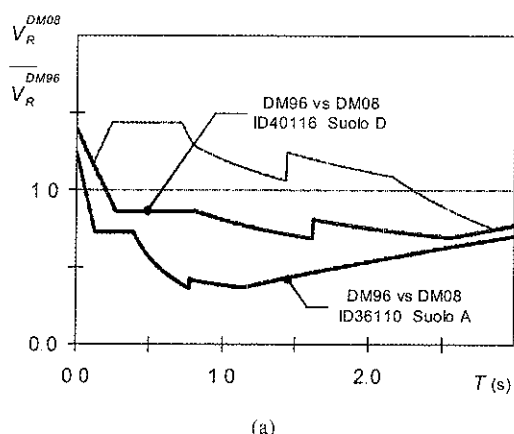


Fig. 12 Confronto tra le resistenze sismiche di telai con controventi a diagonale tesa attiva per edifici di classe IV: a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon = 1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon = 1.3$

per periodi inferiori di 0.4 s e si riduce fino al 50% di questa per periodi maggiori. La Figura 13b mostra il confronto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} per il tipo di suolo E. Anche in questo caso la resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 è generalmente maggiore ed il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} varia tra 1.3 e 0.9 all'aumentare del periodo fondamentale della struttura.

Il confronto tra le resistenze sismiche dei telai progettati con le due norme nel caso di edifici di classe IV è mostrato nella Figura 14. In questo caso, la condizione specificata dalla norma per evitare danni agli elementi strutturali in occorrenza di terremoti moderati solo raramente influenza il progetto. Per i tipi di suolo A, B, C e D (Fig. 14a), la massima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID40116 per suolo D) è sempre maggiore di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996, fino al 40% più grande per periodi minori di 0.8 s. La minima resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 (punto con ID36110 per suolo A) è generalmente inferiore di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996, tranne che per periodi inferiori a 0.4 s, come per gli edifici di classe II. Infine, per il tipo di suolo E (Fig. 14b), il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} varia tra 1.0 e 0.8 al crescere del periodo fondamentale della struttura.

7. Conclusioni

Dall'analisi delle prescrizioni per il progetto antisismico di telai in acciaio stabilite dal D.M. 14/01/2008 e dal confronto di queste con quanto prescritto dalla vecchia norma sismica è possibile trarre le seguenti considerazioni preliminari.

- Le ordinate degli spettri elastici per terremoto severo forniti dal D.M. 14/01/2008 sono prevalentemente inferiori a quelle dei corrispondenti spettri del D.M. 16/01/1996. Solo in qualche caso e per periodi inferiori ad 1.2 s, lo spettro assegnato dal D.M. 14/01/2008 per edifici di classe II è più gravoso di quello del D.M. 16/01/1996. Lo spettro del D.M. 14/01/2008 per edifici di classe IV è sempre meno gravoso di quello assegnato dal D.M. 16/01/1996.

- Gli spettri del D.M. 14/01/2008 per terremoto moderato sono generalmente più conservativi di quelli del D.M. 16/01/1996 per edifici di classe II e meno conservativi per edifici di classe IV.

- Rispetto al D.M. 16/01/1996, il D.M. 14/01/2008 è più accurato nel fornire criteri e regole di progetto (criteri di gerarchia delle resistenze, limiti sulla rapporto larghezza-spessore dei profilati, snellezza dei controventi) atti a conferire una adeguata duttilità alla struttura.

– Il D.M. 16/01/1996 fornisce, implicitamente, valori del fattore di struttura sempre elevati, compresi tra 4.86 e 5.83. Il D.M. 14/01/2008, invece, assegna il valore del fattore di struttura all'interno di un intervallo ben più ampio (tra 2.0 e 6.5) tenendo conto della tipologia strutturale e della classe di duttilità. I valori del fattore di struttura specificati dalle due norme per telai a nodi rigidi ad alta duttilità sono simili ($q=6.5$ e $q=5.83$). In tutti gli altri casi la riduzione delle forze sismiche consentita dal D.M. 14/01/2008 è inferiore. La differenza tra i valori di q forniti dalle due norme è massima per telai con controventi concentrici a V a bassa duttilità ($q=2$ anziché $q=4.86$).

– I limiti sugli spostamenti d'interpiano stabiliti dal D.M. 14/01/2008 sono più grandi di quelli stabiliti dal D.M. 16/01/1996. Per tale ragione la rigidezza laterale minima richiesta dal D.M. 14/01/2008 è sempre inferiore di quella richiesta dal D.M. 16/01/1996.

Le differenze su esposte si ripercuotono sulla resistenza sismica richiesta dalle due norme. Le equazioni che forniscono il rapporto tra le resistenze sismiche, derivate per le usuali tipologie strutturali, pur limitate da ipotesi semplificative hanno consentito di trarre le seguenti conclusioni.

– La resistenza sismica dei telai a nodi rigidi otte-

nuta seguendo le indicazioni del D.M. 14/01/2008 è quasi sempre inferiore di quella del D.M. 16/01/1996. Il D.M. 14/01/2008 richiede una resistenza sismica maggiore solo per alcuni edifici di classe IV progettati imponendo il rispetto della condizione suggerita per evitare danni agli elementi strutturali in occorrenza di terremoti moderati.

– Considerazioni analoghe a quelle esposte sulla resistenza sismica dei telai a nodi rigidi valgono per telai con controventi a diagonale tesa attiva. Tuttavia, in questo caso il rapporto tra V_R^{DM08} e V_R^{DM96} è maggiore a causa del più basso valore del fattore di struttura adottato ($q=4.0$ anziché $q=6.5$).

– Per i telai con controventi a V la resistenza sismica richiesta dal D.M. 14/01/2008 è generalmente più grande di quella specificata dal D.M. 16/01/1996 per via del valore estremamente basso assegnato al fattore di struttura ($q=2.5$ per controventi a V ad alta duttilità).

Appendice A: derivazione dell'equazione (9)

Siano $W_{pl,b}^{DM08}$ e $W_{pl,c}^{DM08}$ i moduli plastici di travi e colonne strettamente necessari per sopportare il taglio di progetto per terremoto severo V_{d1}^{DM08} prescritto dal

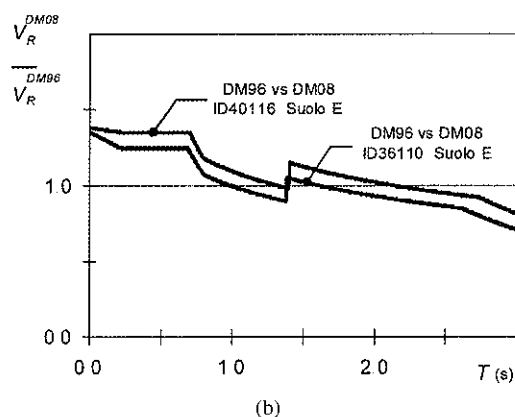
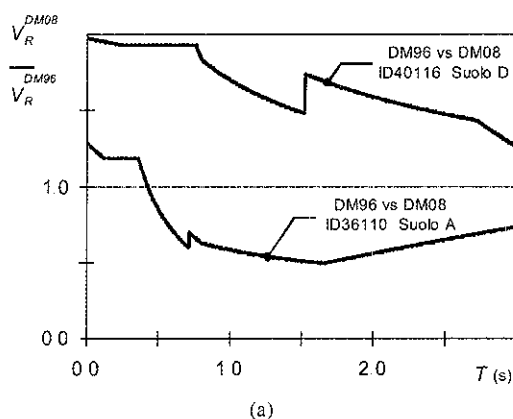


Fig. 13. Confronto tra le resistenze sismiche di telai con controventi a V ad alta duttilità per edifici di classe II a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon=1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon=1.3$

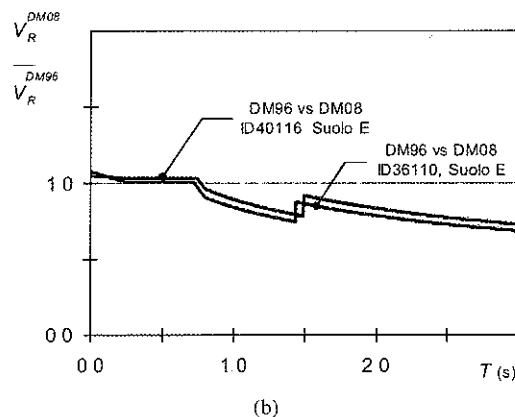
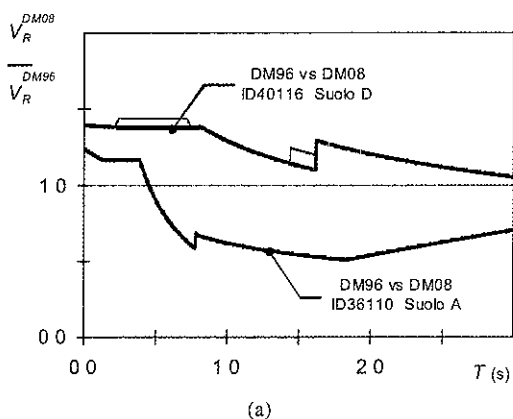


Fig. 14. Confronto tra le resistenze sismiche di telai con controventi a V ad alta duttilità per edifici di classe IV a) suoli A, B, C e D ed $\varepsilon=1.0$ b) suolo E ed $\varepsilon=1.3$

D.M. 14/01/2008, e siano I_b^{DM08} ed I_c^{DM08} i corrispondenti momenti di inerzia. Lo spostamento relativo di interpiano d_r^{DM08} richiesto per effetto dell'azione sismica V_{dl}^{DM08} sia supposto somma di due contributi relativi a travi e colonne rispettivamente definiti come $d_{r,b}^{DM08} = (1-s)d_r^{DM08}$ e $d_{r,c}^{DM08} = s d_r^{DM08}$. Per soddisfare il criterio di gerarchia delle resistenze il momento flettente di progetto delle colonne è ottenuto come

$$M_{dc} = M_{Gc} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{Ec} \quad (13)$$

dove M_{Gc} e M_{Ec} sono i momenti flettenti dovuti rispettivamente ai carichi verticali (generalmente trascurabili) ed alle azioni sismiche, il coefficiente 1.1 tiene conto dell'incrudimento del materiale, il coefficiente γ_{Rd} , pari a 1.20, 1.15 ed 1.10 rispettivamente per gli acciai S235, S275 ed S355, tiene conto della sovraresistenza del materiale, Ω è il minimo rapporto tra la reale resistenza flessionale ed il momento flettente di progetto delle travi dovuto all'azione sismica, assunto nella fattispecie pari a 1.0. Trascurando il contributo modesto prodotto dai carichi verticali, il momento flettente di progetto delle colonne può essere valutato come

$$M_{dc} = 1.1 \gamma_{Rd} M_{Ec} = \gamma M_{Ec} \quad (14)$$

Ne segue che il modulo plastico e il momento di inerzia delle colonne devono essere incrementati rispettivamente fino ai valori $\gamma W_{pl,c}^{DM08}$ e γI_c^{DM08} . L'incremento del momento di inerzia riduce il contributo allo spostamento relativo fornito dalle colonne $d_{r,c}^{DM08}$. Poiché il modulo di resistenza e il momento di inerzia di una sezione sono proporzionali alla terza ed alla quarta potenza della dimensione dell'elemento, si può assumere ragionevolmente che

$$\gamma' = \gamma^{4/3} \quad (15)$$

ed assume i valori 1.45, 1.37 ed 1.29 rispettivamente per gli acciai S235, S275 ed S355.

Lo spostamento relativo causato dal terremoto moderato, ottenuto scalando quello dovuto alle forze sismiche di progetto per terremoto severo per il rapporto $S_{e,SL}/S_d$, deve soddisfare la seguente relazione

$$\frac{S_{e,SL}}{S_d} \left(d_{r,b}^{DM08} + \frac{d_{r,c}^{DM08}}{\gamma'} \right) \leq d_{r,Max}^{DM08} \quad (16)$$

Poiché i telai a nodi rigidi sono sistemi molto flessibili, generalmente la verifica sugli spostamenti non è soddisfatta ed è necessario incrementare la rigidezza di travi e colonne. Definito il fattore di amplificazione ν^{DM08} come il rapporto tra lo spostamento relativo di interpiano causato dal terremoto moderato ed il valore limite ammesso dalla norma

$$\nu^{DM08} = \frac{S_{e,SL}}{S_d} \frac{\left(d_{r,b}^{DM08} + \frac{d_{r,c}^{DM08}}{\gamma'} \right)}{d_{r,Max}^{DM08}} \quad (17)$$

i momenti di inerzia di travi e colonne necessari per soddisfare la verifica sugli spostamenti sono $\nu^{DM08} I_b^{DM08}$ e $\nu^{DM08} \gamma' I_c^{DM08}$.

Nel caso dei telai progettati secondo il D.M. 16/01/1996 si indicano con $W_{pl,b}^{DM96}$, $W_{pl,c}^{DM96}$, I_b^{DM96} , I_c^{DM96} , $d_{r,b}^{DM96}$ le corrispondenti grandezze di $W_{pl,b}^{DM08}$, $W_{pl,c}^{DM08}$, I_b^{DM08} , I_c^{DM08} e d_r^{DM08} . La verifica sugli spostamenti richiesta dal D.M. 16/01/1996 può essere formulata come

$$\lambda d_r^{DM96} \leq d_{r,Max}^{DM96} \quad (18)$$

dove d_r^{DM96} è lo spostamento relativo di interpiano richiesto per effetto dell'azione sismica dedotta dallo spettro di progetto corrispondente al terremoto severo V_{dl}^{DM96} e λ dipende dall'importanza dell'edificio.

Nell'ipotesi che l'equazione (18) non sia soddisfatta i momenti di inerzia di travi e colonne I_b^{DM96} , I_c^{DM96} devono essere incrementati mediante il fattore di amplificazione

$$\nu^{DM96} = \frac{\lambda d_r^{DM96}}{d_{r,Max}^{DM96}} \quad (19)$$

e, pertanto, divengono rispettivamente $\nu^{DM96} I_b^{DM96}$ e $\nu^{DM96} I_c^{DM96}$.

Ipotizzando che il meccanismo di collasso dei telai preveda la formazione delle cerniere plastiche prevalentemente alle estremità delle travi, il rapporto tra la resistenza a taglio V_R^{DM08} richiesta dal D.M. 14/01/2008 e la corrispondente richiesta dal D.M. 16/01/1996 V_R^{DM96} è circa uguale al rapporto tra i moduli di resistenza plastici delle travi. Inoltre, ricordando che tale rapporto è uguale a quello dei momenti d'inerzia elevato a 3/4, segue

$$\begin{aligned} \frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} &= \left(\frac{\nu^{DM08} I_b^{DM08}}{\nu^{DM96} I_b^{DM96}} \right)^{3/4} = \\ &= \left[\frac{S_{e,SL}}{S_d} \frac{d_r^{DM08}}{\lambda d_r^{DM96}} \frac{d_{r,Max}^{DM96}}{d_{r,Max}^{DM08}} \left(1 - \frac{\gamma' - 1}{\gamma'} s \right) \frac{I_b^{DM08}}{I_b^{DM96}} \right]^{3/4} \end{aligned} \quad (20)$$

Infine, considerando che gli spostamenti relativi di interpiano d_r^{DM08} e d_r^{DM96} sono proporzionali al taglio di progetto, definito dalle equazioni (5) e (6) rispettivamente per il D.M. 14/01/2008 ed il D.M. 16/01/1996, ed all'inverso del momento di inerzia della sezione trasversale ($\frac{1}{I_b^{DM08}}$ e $\frac{1}{I_b^{DM96}}$) il rapporto $\frac{d_r^{DM08}}{d_r^{DM96}}$ può essere scritto come

$$\begin{aligned} \frac{d_r^{DM08}}{d_r^{DM96}} &= \frac{V_{dl}^{DM08}}{V_{dl}^{DM96}} \frac{I_b^{DM96}}{I_b^{DM08}} = \\ &= \frac{S_d}{g C R \epsilon \beta I} \frac{I_b^{DM96}}{I_b^{DM08}} \end{aligned} \quad (21)$$

Sostituendo la (21) nella (20), si ricava l'equazione (9) che fornisce il rapporto tra le resistenze V_R^{DM08} e V_R^{DM96} dei telai progettati secondo le due norme

Appendice B: derivazione dell'equazione (10)

Per il D.M. 14/01/2008, limitatamente alle sezioni utilizzabili per gli elementi dissipativi (classi 1 e 2), il modulo di resistenza plastico della sezione delle travi W_{pl} si ottiene dividendo il momento flettente di progetto per terremoto severo per la tensione di snervamento f_{yk} ridotta attraverso il coefficiente di sicurezza γ_{M0} . Per il D.M. 16/01/1996 e la norma CNR 10011/97, il modulo di resistenza elastico della sezione delle travi W_{el} si determina dividendo il momento flettente di progetto per terremoto severo per la tensione ammissibile $\bar{\sigma}$, amplificata attraverso il coefficiente di adattamento plastico qui assunto pari ad 1. Se si considera che i momenti flettenti di progetto sono proporzionali ai tagli alla base specificati dal D.M. 14/01/2008 (V_{d1}^{DM08}) e dal D.M. 16/01/1996 (V_{d1}^{DM96}), che $W_{pl} = \alpha W_{el}$, essendo α il fattore di forma della sezione, e si assume che il rapporto tra le resistenze sismiche V_{d1}^{DM08} e V_{d1}^{DM96} è circa uguale al rapporto tra i moduli di resistenza plastici delle travi, segue che

$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \frac{W_{pl}^{DM08}}{W_{pl}^{DM96}} = \frac{W_{pl}^{DM08}}{\alpha W_{el}^{DM96}} = \frac{V_{d1}^{DM08}}{V_{d1}^{DM96}} \frac{\bar{\sigma}_s \gamma_{M0}}{\alpha f_{yk}} \quad (22)$$

Infine, sostituendo ai tagli alla base di progetto e rispettivamente le equazioni (5) e (6), si ottiene l'equazione (10).

Appendice C: derivazione dell'equazione (11)

Entrambe le norme assumono che nei telai con controventi a diagonale tesa attiva le forze sismiche siano sopportate solo dai controventi tesi. Per il D.M. 14/01/2008 l'area della sezione trasversale dei controventi del primo piano A_b^{DM08} si ottiene dall'uguaglianza tra il taglio alla base di progetto V_{d1}^{DM08} e quello che i controventi trasmettono quando si verifica la plasticizzazione del controvento teso (per $N_{Ed} = N_{pl Rd}$)

$$V_{d1}^{DM08} = n N_{pl Rd} \cos \theta = n A_b^{DM08} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cos \theta \quad (23)$$

dove n è il numero di coppie di controventi disposte nel piano considerato e θ rappresenta l'inclinazione dei controventi rispetto all'asse della trave. Per il D.M. 16/01/1996 l'area della sezione trasversale dei controventi del primo piano A_b^{DM96} si ottiene dall'uguaglianza tra il taglio V_{d1}^{DM96} e quello che induce nei controventi tesi una tensione pari a quella ammissibile $\bar{\sigma}$,

$$V_{d1}^{DM96} = n N_{amm} \cos \theta = n A_b^{DM96} \bar{\sigma}_s \cos \theta \quad (24)$$

Il rapporto tra i tagli resistenti dei telai progettati secondo il D.M. 14/01/2008 ed il D.M. 16/01/1996 è uguale al rapporto tra le aree delle sezioni trasversali dei controventi fornite dalle equazioni (23) e (24)

$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \frac{A_b^{DM08}}{A_b^{DM96}} = \frac{V_{d1}^{DM08}}{V_{d1}^{DM96}} \frac{\bar{\sigma}_s \gamma_{M0}}{f_{yk}} \quad (25)$$

Infine, sostituendo a V_{d1}^{DM08} e V_{d1}^{DM96} i valori forniti rispettivamente dalle equazioni (5) e (6) si ottiene l'equazione (11)

Appendice D: derivazione dell'equazione (12)

Per i telai con controventi a V, entrambe le norme assumono che le forze sismiche siano sostenute sia da controventi tesi che da quelli compressi. Secondo il D.M. 14/01/2008 l'area della sezione trasversale dei controventi del primo piano A_b^{DM08} si ottiene dall'uguaglianza tra il taglio alla base di progetto V_{d1}^{DM08} e quello che i controventi trasmettono quando si verifica l'instabilità del controvento compresso (per $N_{Ed} = N_{b Rd}$)

$$V_{d1}^{DM08} = 2n N_{b Rd} \cos \theta = 2n A_b^{DM08} \frac{\chi f_{yk}}{\gamma_{M1}} \cos \theta \quad (26)$$

dove χ , che rappresenta il rapporto tra la tensione critica e quella di snervamento, assume valori non maggiori di 1 e si valuta in funzione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ del controvento, γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la valutazione della resistenza all'instabilità dell'asta. Per il D.M. 16/01/1996, invece, l'area della sezione trasversale dei controventi del primo piano A_b^{DM96} si ottiene dall'uguaglianza tra il taglio V_{d1}^{DM96} e quello che determina nei controventi una tensione pari a $\frac{\bar{\sigma}_s}{\omega}$

$$V_{d1}^{DM96} = n \frac{N_{amm}}{\omega} \cos \theta = n A_b^{DM96} \frac{\bar{\sigma}_s}{\omega} \cos \theta \quad (27)$$

dove ω assume valori non inferiori ad 1, concettualmente rappresenta il reciproco di χ ed è fornito dalla norma CNR 10011/97 in funzione della snellezza del controvento.

Il rapporto tra i tagli resistenti V_R^{DM08} e V_R^{DM96} è pari al rapporto tra le aree delle sezioni trasversali dei controventi fornite dalle equazioni (25) e (26)

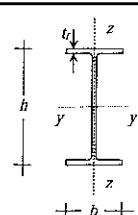
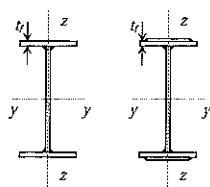

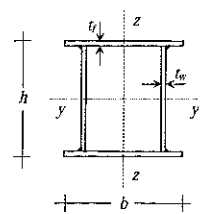
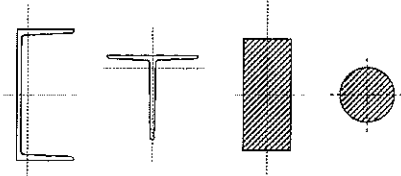
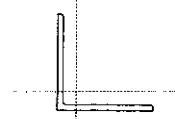
$$\frac{V_R^{DM08}}{V_R^{DM96}} = \frac{A_b^{DM08}}{A_b^{DM96}} = \frac{V_{d1}^{DM08}}{V_{d1}^{DM96}} \frac{\bar{\sigma}_s \gamma_{M1}}{\omega \chi f_{yk}} \quad (28)$$

e sostituendo a V_{d1}^{DM08} e V_{d1}^{DM96} i valori forniti rispettivamente dalle equazioni (5) e (6) si ottiene l'equazione (12)

Appendice E: confronto tra χ ed $1/\omega$

Il coefficiente χ fornito dal D.M. 14/01/2008 per il calcolo della resistenza all'instabilità di un'asta in acciaio rappresenta il rapporto tra la sua tensione critica e quella di snervamento del materiale. Tale coefficiente

Tabella 4 Curve di stabilità per tipo di sezione secondo D.M. 14/01/2008 e norma CNR 10011/97

Tipo di sezione		Limiti		Asse di inflessione		Curva di stabilità per: D.M.14/01/2008 CNR 10011/97	
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	b	
			$t_f > 40 \text{ mm}$	z-z	b	b	
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	c-d	
				z-z	c	c-d	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	d	
				z-z	d	d	
Sez. ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y	b	b	
				z-z	c	b	
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y	c	d	
				z-z	d	d	
Sez. cave		formata a caldo	qualunque	a	a		
Sez. scat. saldate		in generale		qualunque	b	b	
		saldature con $a > 0.5 t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$		qualunque	c	b	
Sez. piene, ad U e T				qualunque	c	c	
Sezioni ad L				qualunque	b	c	

si valuta, in funzione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ dell'asta, attraverso curve di stabilità che dipendono dal tipo di sezione trasversale e dal tipo di acciaio impiegato. L'uso di diverse curve di stabilità consente di tenere conto della diversa influenza che le imperfezioni geometriche e meccaniche hanno sulla resistenza all'instabilità dei diversi tipi di profilati metallici prodotti industrialmente. Per gli acciai denominati S235, S275 ed S355, il D.M. 14/01/2008 distingue 4 curve di stabilità denominate "a", "b", "c" e "d". Nella Tabella 4 sono indicate le curve da utilizzare per il calcolo del coefficiente χ in funzione del tipo di sezione trasversale. In Figura 15, per le quattro curve di stabilità, è rappresentato il coefficiente χ in funzione di $\bar{\lambda}$ che è costante e pari ad 1 per $\bar{\lambda} \leq 0.2$ mentre presenta un andamento decrescente per $\bar{\lambda} > 0.2$.

Il coefficiente ω , che secondo il D.M. 9/01/1996 deve essere utilizzato per la verifica di stabilità delle aste in

acciaio mediante il metodo delle tensioni ammissibili e concettualmente rappresenta il reciproco di χ , viene fornito dalla norma CNR 10011/97 attraverso tabelle assegnate per diversi tipi di acciaio e diversi tipi di sezione trasversale. Per ciascuno dei tre tipi di acciaio Fe360, Fe430 ed Fe510 definiti dal D.M. 9/01/1996 e corrispondenti rispettivamente agli acciai S235, S275 ed S355 del D.M. 14/01/2008, vengono fornite 4 tabelle associate a 4 curve di stabilità denominate "a", "b", "c" e "d" e corrispondenti ad altrettanti tipi di sezione trasversale. Tali tabelle forniscono il valore del coefficiente ω in funzione della snellezza dell'asta λ . Tuttavia, esprimendo i valori di ω in funzione della snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}$ si ottengono quattro curve di stabilità indipendenti dal tipo di acciaio.

Nella Tabella 4, per ciascun tipo di sezione trasversale, le curve da utilizzare secondo le indicazioni della norma CNR 10011/97 per il calcolo del coeffi-

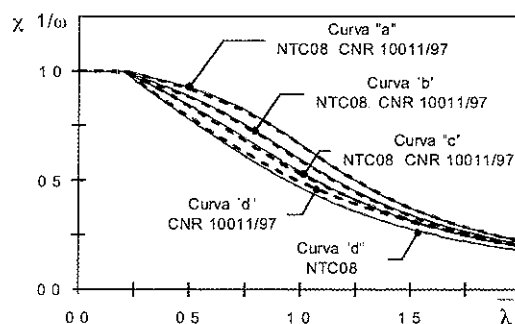


Fig. 15 Confronto tra i coefficiente χ fornito dal D.M. 14/01/2008 ed il reciproco del coefficiente ω fornito dalla norma CNR 10011/97 per la verifica di stabilità di aste in acciaio

coefficiente ω sono indicate accanto alle curve assegnate dal D.M. 14/01/2008 per il calcolo di χ . Si nota che il D.M. 14/01/2008 e la norma CNR 10011/97 prescrivono l'uso della stessa curva di stabilità per molti tipi di sezioni. In particolare, le due norme prescrivono l'uso delle stesse curve di stabilità per i profilati usualmente utilizzati per i controventi a V, ovvero i profilati laminati a doppio I con rapporto altezza/larghezza inferiore a 1.2 che si instabilizzano con inflessione attorno all'asse debole (curva "c") ed i profilati a sezione cava (curva "a"). Inoltre, il confronto tra valori di χ e di $\frac{1}{\omega}$ forniti rispettivamente dal D.M. 14/01/2008 e dalla norma CNR 10011/97 (Fig. 15) mostra che i due parametri assumono valori quasi sempre pressoché identici. Solo nel caso della curva "d" e per valori di $\lambda > 1$ si riscontrano differenze sensibili tra χ ed $\frac{1}{\omega}$.

Bibliografia

- /1/ Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica.
- /2/ Mazzolani F.M., Piluso V., «La nuova normativa sismica per le costruzioni in acciaio», *Atti dell'XI*

Convegno «L'ingegneria sismica in Italia», 25-29/01/2004, Genova, Italia.

- /3/ Ordinanza del P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005 – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003
- /4/ D.M. LL. PP. 14/09/2005 – Norme tecniche per le costruzioni
- /5/ D.M. LL. PP. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- /6/ Circolare del 2/02/2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- /7/ CEN. Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, UNI EN 1993-1-1 European Committee for Standardization, Bruxelles, agosto 2005.
- /8/ CEN Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici, UNI EN 1998-1 European Committee for Standardization, Bruxelles, gennaio 2007.
- /9/ Marino E.M., Nakashima M., Mosalam K.M., «Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures», *Engineering Structures*, 27(2005), 827-840
- /10/ Marino E.M., Muratore M., «Resistenza sismica di telai in acciaio a nodi rigidi progettati secondo la nuova normativa sismica», *Atti del XXI Congresso CTA «Costruire con l'acciaio»*, 1-3/10/2007, Catania, Italia.
- /11/ D.M. LL. PP. 16/01/1996 – Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica
- /12/ D.M. LL. PP. 9/01/1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- /13/ C.N.R. 10011 – Bollettino ufficiale n. 182 del 21/12/1997, Anno XXXI, parte IV, Norme Tecniche
- /14/ Beconcini M.L., Croce P., Formichi P., Taccini L., «L'impatto per le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) sulla progettazione antisismica», *Atti del XIII Convegno «L'ingegneria sismica in Italia»*, 28/06-2/07/2009, Bologna, Italia

EXTENDED ABSTRACT

Effect of the new Italian Technical Regulations for Constructions on the seismic resistance of steel frames

E.M. Marino, M. Muratore

For long time the advances on the design of seismic-resistant structures achieved by the scientific community have been included in the Italian code as suggestions which could be ignored by designers. This has induced

professionals to use the old design approach and has caused a big gap between the advances in seismic engineering obtained by researchers and the seismic design of actual structures. In 2003 the O.P.C.M. 3274

introduced significant changes to the seismic provisions which were consistent with the knowledge developed in the scientific community. The updating of the Italian seismic code continued with the promulgation of the O.P.C.M. 3431 and D.M. 14/09/2005, and achieved its apex in 2008 with the Technical Regulations for Constructions (D.M. 14/01/2008). This code is very consistent with the European regulations for structures and, for seismic design of steel frames, with Eurocode 3 and Eurocode 8.

This new seismic code has introduced important innovative seismic design practices for building structures, such as performance based design, use of strength criteria based on limit state method instead of allowable stress method, definition of high and low ductility structures, a new and very articulated framework for the evaluation of the design seismic force, capacity design criteria, etc. The effect of the application of the D.M. 14/01/2008 on the seismic resistance of steel frames is not obvious because it comes from many code provisions which, directly or indirectly, influence it.

In order to evaluate the effect of the new Italian seismic code on the seismic resistance of steel frames, this paper introduces an overview of the provisions stipulated by the D.M. 14/01/2008 for the most common structural types and compares these provisions with those of the old code (D.M. 16/01/1996, D.M. 9/01/1996 and CNR 10011/97). This study, which considers ordinary buildings (importance class II) and buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection (importance class IV), consists of the following parts. First, comparison is made for the seismic action stipulated by the two codes including soil classification and spectrum magnitude and shape. The second part deals with strength, stiffness and ductility of structures including behaviour factor, requirements associated with member ductility, and drift limits. The third part examines the seismic resistance of steel moment-resisting frames and concentrically braced frames designed by the two codes.

The analysis of the seismic provisions for steel frames stipulated by the D.M. 14/01/2008 and comparison with those of the old seismic code have led to the following preliminary considerations:

- The elastic response spectra corresponding to the strong ground motions stipulated by the D.M. 14/01/2008 are generally smaller than those provided by the D.M. 16/01/1996. The spectrum of the D.M. 14/01/2008 for buildings of importance class II is larger than that of the D.M. 16/01/1996 only in a few cases and for periods smaller than 1.2 s. Instead, for buildings of importance class IV the spectrum of the D.M. 14/01/2008 is always smaller than that stipulated by the D.M. 16/01/1996.

- The response spectra of the D.M. 14/01/2008 for moderate earthquakes are generally more conservative than those of the D.M. 16/01/1996 for buildings of importance class II and less conservative for buildings of importance class IV.

- The D.M. 14/01/2008 is more detailed than the D.M. 16/01/1996 in stipulating provisions (capacity design criteria, width-to-thickness requirements of cross-sections, limits on brace slenderness) aiming to grant the proper ductility to the structure.

- The D.M. 16/01/1996 adopts always large values of q , ranging between 4.86 and 5.83. Instead, the D.M. 14/01/2008 specifies the value of q within a wider range (between 2.0 and 6.5) taking into account the structural type and the ductility of the structure. The behaviour factors stipulated by the two codes are similar for high ductility class moment-resisting frames (q is equal to 6.5 and 5.83 for the D.M. 14/01/2008 and D.M. 16/01/1996, respectively). The reduction of seismic force allowed by the D.M. 14/01/2008 is smaller in the other cases. The largest difference between the values of q provided by the two codes is found for low ductility chevron braced frames ($q=2$ Vs $q=4.86$).

- The drift limits stipulated by the D.M. 14/01/2008 are much less restrictive than those of the D.M. 16/01/1996. As a consequence the lateral stiffness required by the D.M. 14/01/2008 is always smaller than that required by the D.M. 16/01/1996.

The differences between the provisions specified by the D.M. 14/01/2008 and the D.M. 16/01/1996 evidenced above affect the ratio of the seismic resistances required by the two codes. This ratio is expressed in the paper by simple equations as a function of the fundamental period of the structure. The analysis of these equations, even though they are based on simplifying hypotheses, has led to the following conclusions:

- The seismic resistance of moment-resisting frames designed by the D.M. 14/01/2008 is almost always smaller than that obtained by the D.M. 16/01/1996. The D.M. 14/01/2008 requires a larger resistance only for some buildings of importance class IV when the condition for avoiding structural damage in occurrence of moderate earthquakes is considered in design.

- Similar considerations apply for frames with concentric diagonal bracings. In this case, however, the ratio between V_R^{DM08} and V_R^{DM96} is larger because the smaller value of the behaviour factor adopted by the D.M. 14/01/2008 ($q=4.0$ for frames with concentric diagonal bracings while $q=6.5$ for moment-resisting frames).

- For chevron braced frames, the seismic resistance required by the D.M. 14/01/2008 is generally larger than that obtained by the D.M. 16/01/1996 because the very small value of the behaviour factor specified by the D.M. 14/01/2008 ($q=2.5$ for high ductility chevron braced frames).