



LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (DM 14 Gennaio 2008)

DOCUMENTO 2

Metodi di Analisi e Criteri di Verifica
Con riferimento specifico alle costruzioni esistenti in cemento armato



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

DOCUMENTO DI STUDIO E
COMMENTO SULLE NTC08

- DM 14 GENNAIO 2008 -



2	METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA PER STRUTTURE ESISTENTI	3
2.1	Premessa	3
2.2	Gli stati limite di verifica	3
2.3	Analisi lineare	4
2.3.1	L'analisi dinamica lineare (p.to 7.3.3.1)	4
	2.3.1.1 L'analisi dinamica lineare – condizioni di applicabilità e tipologia di verifica	4
2.3.2	L'analisi statica lineare (p.to 7.3.3.2)	6
	2.3.2.1 L'analisi statica lineare – condizioni di applicabilità e tipologia di verifica	6
2.4	Analisi non lineare	6
2.4.1	L'analisi statica non lineare (p.to 7.3.4.1)	7
	2.4.1.1 L'analisi statica non lineare – condizioni di applicabilità	7
	2.4.1.2 L'analisi statica non lineare – Procedura per la conversione ad un SDOF	8
	2.4.1.3 L'analisi statica non lineare – La determinazione del coefficiente Γ (gamma)	10
	2.4.1.4 L'analisi statica non lineare – Esempio di bilinearizzazione della curva di capacità	12
2.4.2	L'analisi dinamica non lineare (p.to 7.3.4.2)	13
	2.4.2.1 L'analisi dinamica non lineare – condizioni di applicabilità	14
	2.4.2.2 Impiego degli accelerogrammi	14
2.5	Valutazione e progettazione di strutture esistenti in c.a. in presenza di azioni sismiche	14
2.5.1	Premessa	14
2.5.2	Modelli di capacità per la valutazione di edifici in calcestruzzo armato	17
	2.5.2.1 Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale	17
	2.5.2.2 Travi e pilastri: Taglio	20
	2.5.2.3 Nodi trave-pilastro	23



2 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA PER STRUTTURE ESISTENTI

2.1 Premessa

Gli elementi strutturali delle costruzioni esistenti in cemento armato, quando sollecitati da azioni sismiche, tendono ad attivare delle capacità e dei meccanismi propri che possono essere “duttili” o “fragili”, a seconda della predisposizione di ciascuno di essi nello sviluppare l'uno o l'altro tipo di “comportamento” strutturale.

A tal proposito, la normativa identifica la necessità di distinguere, per i due casi sopra citati, i metodi di verifica: i meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione, i meccanismi “fragili” invece si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità degli elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, divise per il fattore di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo delle capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

La valutazione della capacità, oltre che dalle proprietà dei materiali, dal livello di conoscenza raggiunto, dallo stato limite richiesto (SL) e dalla tipologia di elemento (duttile o fragile), risulta influenzata anche dal metodo di analisi impiegato (lineare o non lineare), eseguito utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive.

I metodi di analisi sono comunque vincolati da alcune condizioni di applicabilità che, qualora non fossero rispettate, possono pregiudicare l'affidabilità dei risultati.

2.2 Gli stati limite di verifica

Il DM08 introduce una sostanziale novità rispetto agli stati limite verso i quali bisogna indirizzare la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti, permettendo al professionista di **limitarsi ai soli stati limite ultimi (SLU)** e lasciando discrezionale la verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Tra l'altro l'analisi può limitarsi a solo uno dei due stati limite ultimi previsti per le nuove costruzioni (stato limite di salvaguardia della vita SLV e stato limite di collasso SLC), corrispondenti allo SLU e SLCO delle “vecchie” norme.

L'intento del normatore è dunque quello di focalizzare la verifica delle strutture esistenti sul controllo degli stati limite corrispondenti a situazioni prossime o coincidenti con il collasso, preoccupandosi principalmente della salvaguardia della vita delle persone.

La verifica di sicurezza può essere eseguita sostanzialmente in due modi:

- utilizzando lo spettro elastico (non ridotto) relativo alla zona sismica in esame;
- utilizzando lo spettro elastico ridotto di un fattore di struttura q .

Con lo spettro elastico non ridotto è possibile condurre sia analisi lineari che analisi non lineari, mentre attraverso lo spettro ridotto si possono effettuare solo analisi in campo lineare, unicamente per lo SLV.

Come confermato dalle note presenti nella bozza della Circolare applicativa sul DM08, in merito al valore da attribuire al fattore di struttura q da utilizzare nelle verifiche, si fa riferimento diretto alle già note indicazioni presenti all'interno dell'OPCM 3431 e dell'Eurocodice, secondo le quali è lecito scegliere, in base a non ben definite considerazioni sulla regolarità strutturale e sui tassi di lavoro del materiale, un valore compreso tra 1,5 e 3,0.

In particolare per la verifica degli elementi duttili, per i quali si confrontano le sollecitazioni indotte dalle forze sismiche con le relative capacità resistenti, si può scegliere un valore compreso nell'intervallo sopra citato, mentre nel caso di elementi fragili, il valore di q è fisso e pari ad 1,5.

2.3 Analisi lineare

Le NTC08 indicano che l'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche associate agli stati limite ultimi, utilizzando di regola due procedure:

- l'analisi dinamica lineare;
- l'analisi statica lineare.

2.3.1 L'analisi dinamica lineare (p.to 7.3.3.1)

L'analisi dinamica lineare, condotta attraverso l'analisi modale con spettro di risposta, è il metodo di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica su un modello tridimensionale dell'edificio.

Questa analisi consiste nel determinare i modi di vibrare della costruzione, calcolare gli effetti dell'azione sismica per ciascuno dei modi di vibrare individuati e combinare questi effetti.

I modi da considerare sono tutti quelli con massa partecipativa significativa (superiore al 5%); vanno comunque considerati tutti i modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, benché il testo del DM08 non lo preveda (vedi § 7.3.3.1), la Bozza della Circolare (C7.3.3.1) indica che, nel caso il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, può essere utilizzata una combinazione quadratica tipo (SRSS), altrimenti è necessario adoperare una quadratica completa (CQC).

Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere tenuti in conto spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari almeno al +/-5% della dimensione massima del piano nella direzione perpendicolare all'azione sismica.

In alternativa, possono essere applicati al centro di massa di ogni piano dei momenti torcenti di valore pari alla risultante della forza di piano, determinata mediante una analisi statica lineare, moltiplicata per una distanza pari almeno al +/-5% della dimensione massima del piano nella direzione perpendicolare all'azione sismica.

E' ammessa dalla norma, **nel caso si utilizzi un coefficiente di struttura unitario** (cioè non si faccia conto sulle capacità duttili della struttura), la possibilità di modellare l'azione sismica attraverso degli accelerogrammi (*analisi dinamica lineare mediante integrazione al passo delle equazioni del moto*), tenendo conto dell'eccentricità accidentale intesa come spostamento del centro di massa di una distanza pari almeno al +/-5% della dimensione massima del piano nella direzione perpendicolare all'azione sismica.

2.3.1.1 L'analisi dinamica lineare – condizioni di applicabilità e tipologia di verifica

Benché il DM08 non indichi condizioni di applicabilità del metodo, è opportuno sottolineare che le recenti norme sismiche italiane (OPCM 3431), l'Eurocodice 8 e la Bozza della Circolare sulle NTC08, vincola l'efficacia del metodo, al rispetto di alcune condizioni che ne limitano l'utilizzo.

La condizione principale di applicabilità del metodo risiede nella verifica di soddisfacimento delle seguenti regole:

- Se lo spettro utilizzato per l'analisi è lo **spettro elastico non ridotto**, si ha che:
 1. Indicando con $\rho_i = D_i / C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica valida per lo stato limite esaminato, e il corrispondente momento resistente C_i (determinato con lo sforzo normale relativo ad una combinazione di carico gravitazionale in cui gli accidentali sono affetti dai coefficienti di combinazione sismica) dell'iesimo elemento primario della struttura e con ρ_{max} e ρ_{min}

rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i $\rho_i \geq 2$ considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ non supera il valore 2,5.

2. La capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i , quest'ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il loro ρ_i è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il loro ρ_i è minore di 1.

La verifica degli elementi "duttile" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazione con i rispettivi limiti di deformazione.

A tal proposito occorre notare che la Bozza della Circolare sulle NTC08, al punto C8.7.2.1 – *Requisiti di sicurezza* – indica che, in mancanza di più specifiche valutazioni, lo Stato Limite di Esercizio (qualora soggetto a valutazione) possa essere controllato confrontando che gli spostamenti di interpiano siano inferiori ai valori limite indicati dalla Tabella C8.3 relativa agli SLD o agli SLO.

Stato Limite di esercizio		
In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per comodità nella C8.3 (v. § 7.3.7.2 delle NTC).		
Tabella C8.3 - Valori limite di spostamento di interpiano per la verifica dello Stato limite di esercizio di costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio		
	Spostamento relativo d_r per Stato limite di danno	Spostamento relativo d_r per Stato limite di operatività
tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	0,005 h*	2/3 di quello per Stato limite di danno
per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_p , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:	$d_r < d_p < 0,01 h$	
* questo limite tamponamenti deve essere opportunamente ridotto nel caso in cui la presenza della tamponatura sia considerata nel modello. Si può in tal caso far riferimento ai limiti validi per la muratura.		

Figura 1

Tuttavia, in un paragrafo successivo (C8.7.2.5) si indica che lo Stato Limite di Esercizio per la valutazione di edifici in calcestruzzo armato viene regolato dal valore della capacità di rotazione totale alla corda allo snervamento θ_y ; non è chiaro pertanto se debba essere controllato d_r oppure θ_y . Sicuramente i due parametri non devono essere controllati contemporaneamente¹, quindi è probabile che il normatore voglia dare prevalenza al controllo della rotazione (*specifiche valutazioni*) e solo qualora questo dato non fosse disponibile, si debbono controllare i valori degli spostamenti di interpiano.

E' pur vero però che non viene indicato il valore di rotazione da associare allo SLO: quale frazione della rotazione allo snervamento è associabile ad uno Stato Limite di Operatività? Né la norma né la Bozza della Circolare rispondono a tale quesito.

La verifica degli elementi fragili viene invece eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze. Le sollecitazioni di verifica sono ottenute da condizioni di equilibrio, in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili.

Queste ultime possono essere prese uguali a:

- ⇒ Il valore D ottenuto dall'analisi, se la capacità C dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali, soddisfa $\rho = D/C \leq 1$;
- ⇒ La capacità dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicate per il fattore di confidenza, se $\rho = D/C > 1$.

¹ Si ricordi a tal proposito che il DPCM 21 ottobre 2003, che regolava le disposizioni attuative sulle verifiche di edifici strategici esistenti, nel caso di analisi lineare di livello 1, prevedeva il controllo unicamente della rotazione alla corda allo snervamento.



Queste indicazioni sono identiche a quelle già contenute nella opcm 3431; le modalità applicative sono già state discusse nei documenti prodotti dall'ufficio di Rischio Sismico della Regione Marche, relativamente ad una serie di esempi applicativi di verifiche sismiche condotte su edifici scolastici. (<http://rischiosismico.regione.marche.it/web/Linee-Guid/Esempi-app/Esempio-ap/index.htm>)

- Se lo spettro utilizzato per l'analisi è lo **spettro elastico ridotto del fattore di struttura q** , il metodo è sempre applicabile, perché sostanzialmente non viene richiesto il controllo della duttilità, considerato già incluso all'interno del fattore q stesso; è evidente che l'efficacia di questo tipo di analisi è fortemente condizionata dal valore di q che viene utilizzato nell'analisi.

In questo caso tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Analogamente, tutti gli elementi strutturali fragili (per i quali si ricorda che $q = 1,5$ in ogni caso) debbono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

2.3.2 L'analisi statica lineare (p.to 7.3.3.2)

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica; questo tipo di analisi lineare semplificata può essere utilizzata **per costruzioni regolari in altezza** (eventualmente escludendo il controllo tra resistenza effettiva e resistenza richiesta – il vecchio punto g dell'OPCM 3431, par 4.3.1), **a condizione che il primo periodo di vibrazione, nella direzione esaminata, della struttura (T_1) non superi $2,5 T_c$.**

La regolarità in altezza garantisce che il primo modo di vibrazione sia effettivamente quello rappresentativo del comportamento della struttura soggetta al sisma, mentre il controllo del valore di T_1 permette, con sufficiente precisione, di essere sicuri che il contributo dei modi superiori al primo, risulti trascurabile.

Una volta calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni, è possibile stimare le forze di taglio alla base dell'edificio, ricavare i loro contributi lungo l'altezza del fabbricato ed eseguire, con questi carichi, una analisi statica attraverso la quale si ottengono i valori di domanda da confrontarsi poi con quelli di capacità.

2.3.2.1 L'analisi statica lineare – condizioni di applicabilità e tipologia di verifica

Le condizioni di applicabilità del metodo statico lineare sono praticamente le stesse del metodo dinamico con spettro di risposta, con la differenza che in questo caso si fa riferimento al valore dell'ordinata spettrale in corrispondenza del periodo T_1 relativo alla direzione di analisi, che può essere riferita o allo spettro elastico, oppure a quello affetto dal fattore di struttura.

Per quello che riguarda gli effetti torsionali accidentali, la norma indica che, se le rigidità laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, questi possono essere tenuti in conto amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, attraverso un opportuno fattore δ (vedi p.to 7.3.3.2).

2.4 Analisi non lineare

Le NTC08 indicano di utilizzare l'analisi non lineare per sistemi dissipativi che tengano in conto la non linearità del materiale e quella geometrica; quest'ultima può in alcuni casi essere trascurata (vedi paragrafo 7.3.1).

La norma contempla sostanzialmente due tipi di analisi non lineare, quella statica e quella dinamica; la prima è soggetta a limitazioni e condizioni di applicabilità, mentre la seconda può essere sempre utilizzata.



2.4.1 L'analisi statica non lineare (p.to 7.3.4.1)

Nell'analisi statica non lineare lo spettro da utilizzarsi è espresso in termini di spostamento (spettro ADRS) e viene determinato a partire dal corrispondente spettro elastico, relativo allo stato limite considerato.

In questo caso gli effetti dell'azione sismica, nel caso si esamini lo SLV oppure lo SLC, sono da intendersi, ai fini della verifica di sicurezza, in termini di forze per gli "elementi fragili" ed in termini di deformazioni per gli "elementi duttili".

Qualora si voglia analizzare lo SLE, la verifica è da intendersi in termini di deformabilità per entrambe le tipologie di elementi.

Nelle strutture esistenti è bene applicare questa procedura di calcolo qualora si disponga di un appropriato livello di conoscenza dell'edificio da analizzare, soprattutto per quello che riguarda la presenza di quei dettagli e particolari costruttivi fondamentali nell'attivazione di tutte le proprietà non lineari degli elementi strutturali.

L'analisi statica non lineare (pushover) consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali (considerati in combinazione sismica e quindi affetti dai vari coefficienti $\psi_{2,i}$) e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema particolare di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione che, a partire da dei valori di partenza, vengono incrementate in modo da "spingere" la struttura in campo non lineare, fino a portarla al collasso.

In particolare, durante l'analisi, i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo tale da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo che la norma identifica univocamente, come quello coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione, ad esclusione di eventuali torrioni.

Il diagramma che si ricava dall'analisi è un diagramma Taglio alla Base / Spostamento ($F_b - d_c$) che rappresenta la curva di capacità della struttura.

2.4.1.1 L'analisi statica non lineare – condizioni di applicabilità

Il DM08 specifica in modo abbastanza preciso quali sono le condizioni di applicabilità del metodo (§ 7.3.4.1); a differenza delle precedenti norme sismiche, dove nulla si diceva in merito, l'utilizzo del metodo viene reso lecito solo se ricorrono le condizioni di applicabilità generali di seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**).

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze laterali, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), le quali sono così illustrate:

Gruppo 1 – Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, **applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a)**;
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare (andrebbe specificato "fondamentale"), **applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%**;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in una analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

E' evidente che il normatore, ponendo i limiti sopra elencati, considera l'analisi statica non lineare utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governata da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF).

2.4.1.2 L'analisi statica non lineare – Procedura per la conversione ad un SDOF

La procedura di conversione della curva di capacità dell'edificio nella corrispondente forma associata al sistema equivalente ad un grado di libertà, è molto simile a quella già indicata dall'opcm 3431, tuttavia si riscontrano degli elementi di novità (evidenziate in blu).

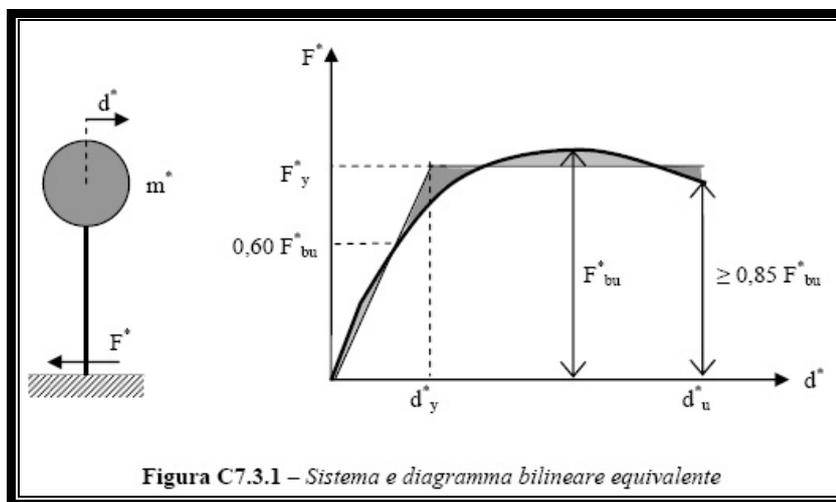


Figura 2

Innanzitutto si osserva che il tratto elastico si individua **imponendo il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$** della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e **dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15 F_{bu}^*$** .

La determinazione del periodo elastico del sistema bilineare T^* e la susseguente valutazione della domanda in spostamento per il sistema anelastico, segue la consueta procedura tecnica.

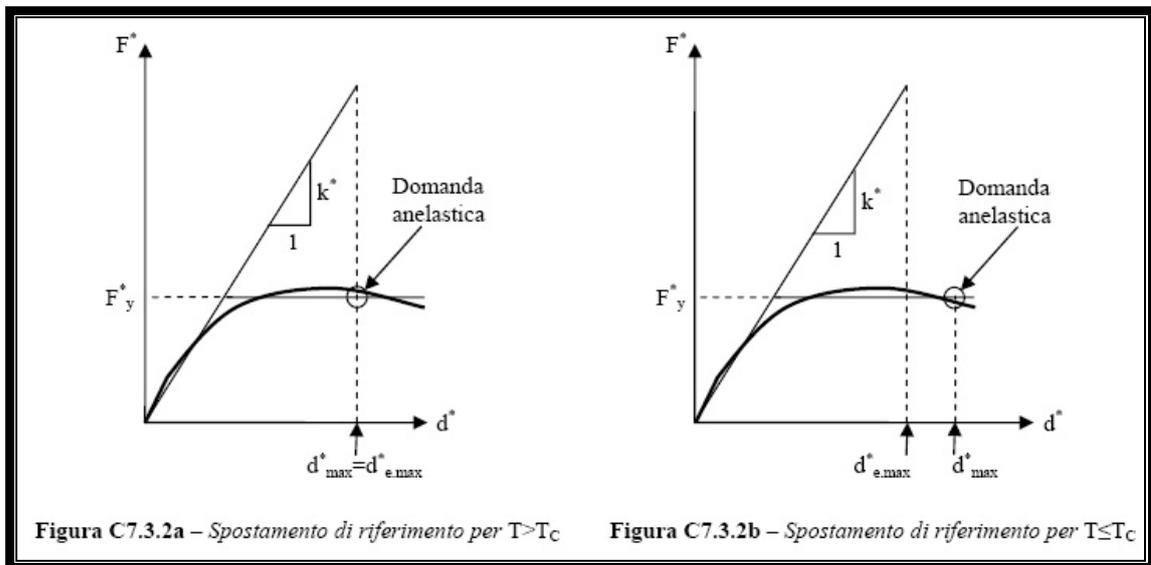


Figura 3

Gli effetti torsionali accidentali devono essere considerati nel modo previsto dal §2.7.6 del DM08, cioè facendo variare la posizione del centro di massa in ragione di un 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. In questo modo, considerando anche l'eccentricità nulla, si originano a rigore **24 combinazioni di push-over**; le prime esperienze applicative hanno comunque evidenziato che se la struttura è regolare potrebbe essere inutile lanciare tutte le analisi, perché, di fatto, la curva di capacità non subisce apprezzabili cambiamenti passando da una eccentricità negativa ad una positiva.

Ad ogni modo, per non incorrere in errori di valutazione, sembra opportuno considerare la possibilità di ridurre le combinazioni di calcolo, solo dopo aver studiato bene la regolarità del fabbricato e dopo aver valutato il comportamento dinamico attraverso una analisi modale (che comunque, si ricorda, è obbligatoria per verificare l'ammissibilità dell'analisi non lineare).

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max}^* , per lo stato limite in esame, **si verifica che sia $d_{max}^* \leq d_u^*$** e si procede alla verifica di compatibilità degli spostamenti per gli elementi / meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi / meccanismi fragili.

Questo parametro di controllo riveste una certa importanza, perché sostanzialmente opera una iniziale verifica globale della struttura, attraverso la quale si controlla la capacità di spostamento complessiva, rispetto alla domanda imposta dal sisma. In pratica, se il terremoto impone uno spostamento superiore a quello che globalmente la struttura può assorbire prima di perdere una significativa aliquota di resistenza, è inutile andare a valutare la capacità di deformabilità o di resistenza dei singoli elementi strutturali.

Per le verifiche di compatibilità degli spostamenti si procede nel seguente modo:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di

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

per ciascuno stato limite;

- Nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:

1. dall'analisi pushover del sistema MDOF si ricava il taglio massimo alla base

$$F_{bu} = \Gamma \cdot F_{bu}^*$$

2. si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio;
3. se lo spostamento d_{max} relativo ad uno stato limite è minore di d_{cu} , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max} ;



4. se $d_{\max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu} .

La bozza di Istruzioni per l'applicazione della norma, sottolinea inoltre che *"l'analisi statica non lineare nei modi previsti dalle NTC può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva."*

E' importante notare come il rispetto del requisito relativo alla determinazione dello spostamento ultimo d_u^* e la necessità di verificare che la domanda sia compresa all'interno del pianerottolo della curva di capacità, obbliga l'utente esecutore di una analisi di pushover a ricavare, attraverso il programma di calcolo, una curva che abbia una forma sufficientemente "lunga" da poter rispettare i requisiti di controllo stessi.

2.4.1.3 L'analisi statica non lineare – La determinazione del coefficiente Γ (gamma)

Pur cambiando nella forma, l'espressione relativa alla formula per la determinazione del coefficiente Γ presente all'interno della Bozza di Istruzioni (C7.3.4), continua a legare il valore del coefficiente di partecipazione unicamente ad un vettore di trascinamento legato al modo di vibrare fondamentale del sistema, trascurando dunque la sua variabilità a seconda del profilo di forze utilizzato per l'analisi di pushover.

Si ricorda che la variabilità del valore di Γ a seconda del profilo di forze, fa parte della consueta e corretta procedura tecnica relativa alla determinazione della curva di capacità SDOF che è utilizzata dalle norme FEMA, e che è stata recepita anche dall'EC8 (Annex B).

Per maggior informazione sulla tematica in questione, si riportano tre contributi tecnici forniti dal *prof. Giorgio Monti* dell'Università di Roma (tra l'altro, responsabile della Linea di Ricerca 2 della Reluis sulla *"Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità degli edifici in cemento armato"*), dalla *prof.ssa Lorenza Petrini*, ricercatrice di Scienza delle Costruzioni e docente incaricata del corso di Analisi Strutturale e Calcolo Automatico delle Strutture al Politecnico di Milano nonché collaboratrice con Eucentre di Pavia, centro universitario senza scopo di lucro con il fine di promuovere, sostenere e curare la formazione e la ricerca nel campo della riduzione del rischio sismico e *dall'ing. Francesco Pugi*, tecnico di riferimento dello sviluppo di uno dei più noti software di calcolo per le strutture murarie.

I primi due contributi sono stati riportati sotto forma di mail di risposta a specifico quesito rivolto dall'ufficio di Rischio Sismico della Regione Marche, l'ultimo attraverso delle note di chiarimento sul funzionamento del software.

Contributo 1:

Egr. ing. Monti,

mi permetto questa volta di disturbarla, per rivolgerle una domanda specifica sul pushover.

Il quesito che le rivolgo riguarda l'utilizzo del coefficiente di partecipazione Γ , in particolare quando lo si applica per scalare la curva di capacità uscente da qualsiasi programma di calcolo che esegua pushover...

Sappiamo tutti che la norma consente l'esecuzione di due tipi di pushover, l'uno con una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare (e che dunque tiene conto della dinamica strutturale) l'altro con una distribuzione di forze, definita in maniera standard costante in altezza, che tiene conto della proporzionalità con le masse strutturali; in sordani, una distribuzione triangolare (push mode) dove si tiene conto appunto di $\Gamma > 1$, una distribuzione pseudo-rettangolare (push mass), dove Γ è implicitamente uguale ad 1...

Operativamente, nell'esecuzione del pushover, cioè nello spingere la struttura lateralmente, la dinamica strutturale non c'entra, o meglio entra solo nella definizione delle forzanti laterali!!!

Ma se per ipotesi io suppongo che le forze laterali siano costanti (push mass, $G = 1$), ammetto implicitamente che globalmente la struttura non ha amplificazioni, cioè si comporta come un monolite, in pratica è già un sistema ad un grado di libertà...in modo figurato stiamo rappresentando una situazione in cui i pilastri del piano terra stanno per collassare a mo' di piano soffice.



In conseguenza della precedente osservazione, mi risultava evidente (e su un documento applicativo delle Fema che adesso non ritrovo avevo trovato conferma) che la curva di capacità uscente da un push-mass, proprio perché ottenuta attraverso una configurazione di forzanti laterali che prevedono $\Gamma=1$, non dovesse essere ulteriormente scalata del coefficiente Γ ottenuto per la configurazione di push modale.

E' vero che la norma dà indicazioni univoche, o meglio non distingue tra i casi di push modale o massa, ed indica la procedura di conversione da un sistema MDOF ad uno SDOF, attraverso l'applicazione del Γ , ma se questo Γ vale 1 dovrei applicare un Γ diverso, per scalare la curva???

Ingegnere,

rispondo brevemente alle Sue osservazioni sulle quali ha assolutamente ragione. Peraltro, lo stesso Fajfar nella descrizione del metodo push-over si riferisce al vettore "fi" come ad un vettore generico di deformazione, indipendente dal primo modo di vibrare. Credo quindi che abbia colto un bug nella norma. In effetti, sarebbe bastato semplicemente scrivere al punto 4.5.4.3 che si indica con "fi" un vettore di deformazione. Automaticamente si sarebbe avuto che, nel caso di push-over proporzionale alle masse, il fattore gamma sarebbe risultato coerente.

Spero che in una prossima revisione questo aspetto venga messo a posto. Comunque, questo è un ulteriore motivo per preferire l'analisi dinamica non lineare...

Cordiali saluti

Giorgio Monti

Contributo 2:

ci si chiede se il gamma (fattore di partecipazione) debba variare al variare delle distribuzioni di forze scelte

sì, nel manuale questo non è riportato perché il manuale segue l'ordinanza che non prende in considerazione tale aspetto e richiede di utilizzare sempre lo stesso gamma calcolato con l'autovettore del primo modo. E' comunque vero che l'approccio corretto è quello delle fema che poi ora è stato introdotto anche nell'EC8.

Lorenza Petrini

Contributo 3 – riscrittura (da ing. F. Puqi):

Quesito posto da un utente del software:

"Il coefficiente gamma da considerarsi è sempre definito dal primo modo di vibrare indipendentemente dalla distribuzione di forze adottata? E' possibile che tali valori di gamma sottovalutino l'azione sismica?"

Su questo aspetto vi è una problematica legata alla normativa (non chiara, al punto 4.5.4.3 dell'opcm). Sembra corretto che la formula 4.6 debba essere differenziata a seconda della distribuzione di forze utilizzata.

Infatti, gli spostamenti f_i che vi compaiono non possono che essere gli stessi corrispondenti alla deformata dinamica che origina la distribuzione di forze ipotizzata.

Peraltro, la distribuzione (in questione) approssima il caso del sistema con piano soffice al primo livello, dove tutte le masse sovrastanti vengono ad essere sottoposte a forze uguali: ciò ha significato perché tenta la rappresentazione di una distribuzione di forze di tipo post-elastico, e quindi corrispondentemente ad essa non può che esservi un valore di $G_i = 1,00$ (legato ai f_i tutti uguali), poiché la struttura MDOF è in tal caso già un oscillatore monodimensionale.[continua]

Da quanto sopra riportato, sembra dunque evidente che la procedura prevista dalla normativa sia affetta da un errore di peso non trascurabile.

2.4.1.4 L'analisi statica non lineare – Esempio di bilinearizzazione della curva di capacità

Le modifiche introdotte dalle NTC08 relativamente alla procedura di bilinearizzazione della curva di capacità, fanno nascere l'esigenza di operare un confronto tra nuova e vecchia metodologia.

Allo scopo si consideri il seguente esempio, riferito ad un caso in cui il coefficiente di partecipazione Γ vale 1,25.

Nella successiva figura 4 sono rappresentate le curve di capacità da analizzare, riferite al sistema MDOF (cioè direttamente uscente dal programma di calcolo che ha eseguito l'analisi non lineare) ed al sistema equivalente SDOF.

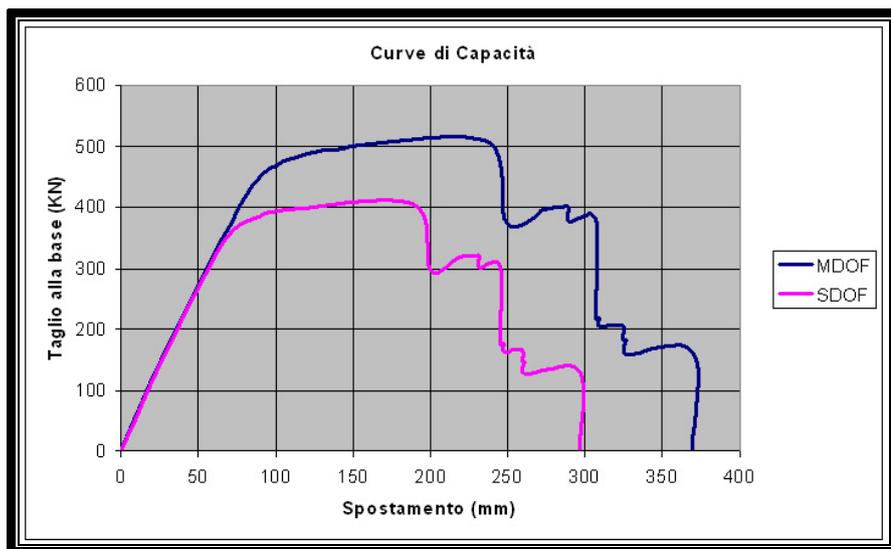


Figura 4

La Bozza di Istruzioni indica di fermare la curva in corrispondenza dello spostamento laterale coincidente con un decremento del valore del taglio F_{bu}^* del 15%. Già ad occhio si capisce che la curva si fermerà in corrispondenza del primo tratto discendente, dove si verifica una consistente perdita di resistenza; la seguente figura 5 mostra il punto esatto fino a dove si dovrà considerare la curva utile, ed evidenzia il tratto non significativo della curva di capacità.

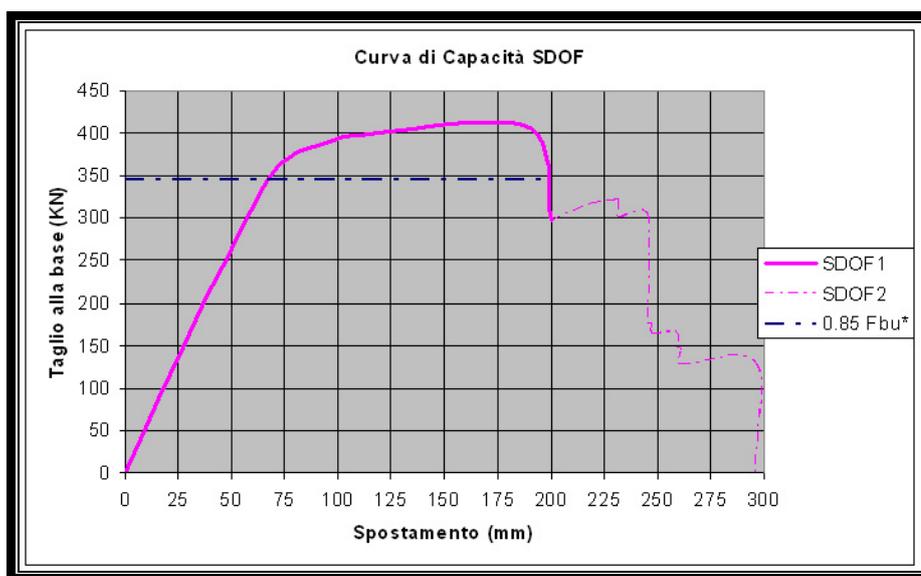


Figura 5

Il risultato del procedimento di bilinearizzazione, eseguito in conformità con il vecchio e con il nuovo metodo, ha condotto ai risultati presentati nella figura 6.

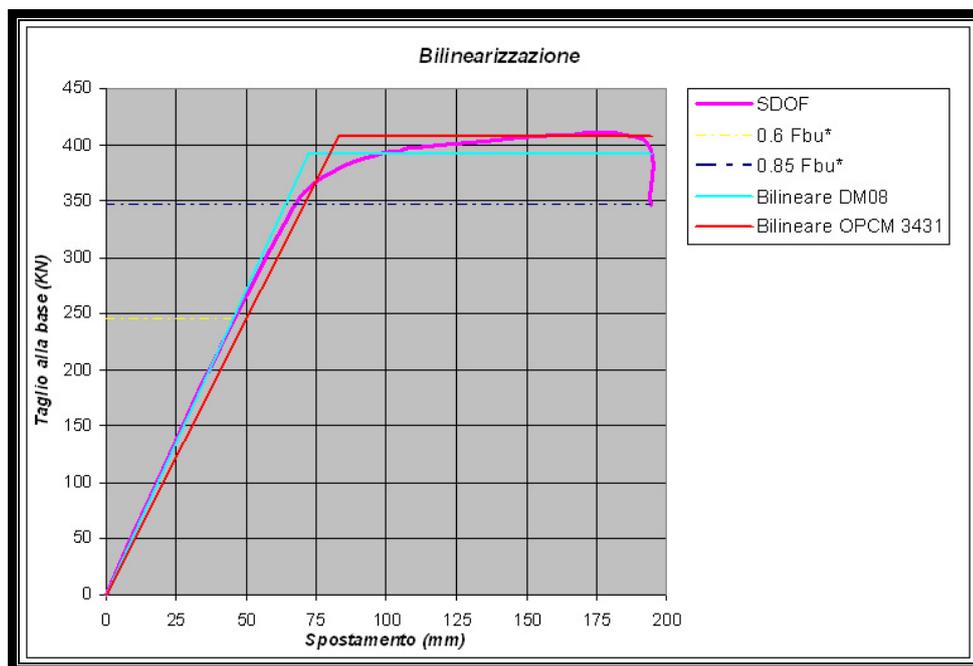


Figura 6

La bilineare DM08 è più penalizzante di quella OPCM3431; in termini di spostamento elastico c'è un decremento del 15% della capacità globale, mentre il taglio alla base massimo ha subito un abbattimento del 4% circa.

Il motivo di tali differenze si ritrova nel diverso criterio di determinazione del tratto elastico; mentre prima la norma imponeva la determinazione del tratto citato a partire dal fissato valore di F_y^* , adesso invece si vincola il tratto elastico imponendo il passaggio per il punto $0.6 F_{bu}^*$ e poi in base al criterio dell'equivalenza delle aree sottese, si determina l'altezza del pianerottolo e dunque il valore di F_y^* .

2.4.2 L'analisi dinamica non lineare (p.to 7.3.4.2)

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6.

Attraverso questa analisi è possibile sia valutare il comportamento della struttura in campo non lineare, sia conoscere l'andamento degli stati di sforzo e deformazione degli elementi strutturali nel tempo.

La Bozza di Istruzioni specifica che, quando si effettua questo tipo di analisi occorre utilizzare una analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti dei carichi verticali. Questa analisi deve precedere l'analisi con accelerogrammi e può anche essere di tipo statico-incrementale, facendo crescere tutti i carichi gravitazionali in maniera proporzionale fino al loro valore di progetto. Le istruzioni non specificano le motivazioni della necessità di tale procedura, tuttavia appare evidente che il controllo serva per assicurarsi che sotto l'effetto dei carichi stati non si verifichino fenomeni di plasticizzazione che possano compromettere le capacità non lineari dei singoli elementi.

La norma impone anche che l'analisi dinamica non lineare debba essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto (cioè affetto dal fattore q), al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Questo confronto è finalizzato a verificare che tali differenze siano contenute, a riprova della bontà dell'analisi non lineare effettuata.

Nel caso di costruzioni con isolamento alla base, l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema di isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nello specifico §7.10.5.2

2.4.2.1 L'analisi dinamica non lineare – condizioni di applicabilità

L'analisi dinamica non lineare, in generale, può essere sempre utilizzata, tuttavia le modalità di impiego possono essere differenti:

- se la struttura **non rispetta** i requisiti di **regolarità in pianta**, è necessario utilizzare un modello tridimensionale dell'edificio, dove l'azione sismica è rappresentata da gruppi di 3 accelerogrammi agenti simultaneamente, 2 nelle direzioni principali orizzontali e 1 in direzione verticale (quest'ultimo deve essere obbligatoriamente considerato solo nelle situazioni descritte nel § 7.2.1).
- Nel caso di **strutture regolari in pianta** è possibile svolgere due analisi dinamiche separate per ognuna delle due direzioni principali dell'edificio; in questo caso, ogni gruppo è composto da 2 accelerogrammi, uno verticale e l'altro diretto orizzontalmente lungo la direzione di analisi.

L'Analisi dinamica non lineare deve essere svolta con almeno **3 gruppi di accelerogrammi**.

Se i gruppi di accelerogrammi utilizzati sono almeno 7, per le verifiche possono essere considerati i valori corrispondenti alle medie dei valori massimi ottenuti in corrispondenza di ogni gruppo, in caso contrario i valori di domanda da impiegare per le verifiche sono dati dai valori di inviluppo dei valori massimi ottenuti in corrispondenza di ogni gruppo di accelerogrammi.

2.4.2.2 Impiego degli accelerogrammi

Gli accelerogrammi che costituiscono il riferimento principale della norma sono quelli "artificiali"; la durata degli stessi deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri di pericolosità sismica, tipici del luogo di verifica.

In assenza di studi specifici la durata della **parte pseudo-stazionaria** (strong motion) deve essere pari a **10 sec**, mentre la **durata complessiva del terremoto di progetto deve essere pari almeno a 25 sec**.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nel progetto; la coerenza in generale si ottiene quando la differenza tra le ordinate spettrali artificiali e quelle dello spettro di riferimento, sono contenute entro un certo range, così come meglio specificato dal § 3.2.3.6 delle NTC08.

L'utilizzo di accelerogrammi registrati o di quelli generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente, per quanto consentito, viene molto limitato dalle indicazioni della stessa norma.

2.5 Valutazione e progettazione di strutture esistenti in c.a. in presenza di azioni sismiche

2.5.1 Premessa

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

⇒ Stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC.

oppure

⇒ Determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.



Nelle costruzioni in cemento armato gli elementi che contribuiscono alla capacità sismica sono definiti "primari". Le istruzioni sottolineano che, diversamente dalle nuove costruzioni, alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile (come ad esempio le **tamponature robuste**), o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli (ad es. **i travetti di solaio nel comportamento a telaio della struttura**), possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che ne sia adeguatamente verificata la loro efficacia.

Comunque tutti gli elementi non strutturali e gli elementi strutturali secondari devono soddisfare i requisiti riportati nel § 7.2.3 delle NTC.

Si ricorda che per le strutture in cemento armato, unitariamente a quelle in acciaio, è prevista la valutazione anche allo stato limite di collasso che al limite può essere sostituito da quello di salvaguardia della vita (SLV), mentre rimane del tutto libera la scelta di effettuare la valutazione per lo SLD o SLO.

Volendo riassumere i criteri di ammissibilità ed i tipi di verifiche da condurre nel caso di analisi lineari o non lineari, evidenziando inoltre la possibilità di effettuare la verifica allo SLC, si ottiene la seguente tabella.

	Modello Statico Lineare con spettro elastico		Modello Statico Lineare con Fattore di struttura		Modello Dinamico Lineare con spettro elastico		Modello Dinamico Lineare con Fattore di Struttura		Modello Statico Non Lineare		Modello Dinamico Non Lineare	
CRITERIO	Accettabilità del modello secondo i requisiti richiesti dal p.to C8.7.2.3 della Circolare e dal § 7.3.3.2 del DM08		Accettabilità del modello secondo i requisiti richiesti dal p.to C8.7.2.3 della Circolare e dal § 7.3.3.2 del DM08		Accettabilità del modello secondo i requisiti richiesti dal p.to C8.7.2.3 della Circolare e dal § 7.3.3.1 del DM08		Sempre		Accettabilità del modello secondo i requisiti richiesti dal p.to 7.3.4.1 delle DM08 con limitazioni di tabella C8A.2.		Sempre	
	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
ANALISI	Dall'analisi, usando i valori medi delle proprietà	In termini di resistenza (fragili) e deformabilità (duttili)	Dall'analisi, usando i valori medi delle proprietà	In termini di resistenza	Dall'analisi, usando i valori medi delle proprietà	In termini di resistenza (fragili) e deformabilità (duttili)	Dall'analisi, usando i valori medi delle proprietà	In termini di resistenza	Dall'analisi, usando i valori medi delle proprietà	In termini di resistenza (fragili) e deformabilità (duttili)	Dall'analisi, usando i valori medi delle proprietà	In termini di resistenza (fragili) e deformabilità (duttili)
	Duttili	Fragili	Duttili	Fragili	Duttili	Fragili	Duttili	Fragili	Duttili	Fragili	Duttili	Fragili
VERIFICHE	Valori medi delle proprietà divise per il FC	Valori medi delle proprietà divise per il FC e per il fattore parziale (γ)	Valori medi delle proprietà divise per il FC	Valori medi delle proprietà divise per il FC e per il fattore parziale (γ)	Valori medi delle proprietà divise per il FC	Valori medi delle proprietà divise per il FC e per il fattore parziale (γ)	Valori medi delle proprietà divise per il FC	Valori medi delle proprietà divise per il FC e per il fattore parziale (γ)	Valori medi delle proprietà divise per il FC	Valori medi delle proprietà divise per il FC e per il fattore parziale (γ)	Valori medi delle proprietà divise per il FC	Valori medi delle proprietà divise per il FC e per il fattore parziale (γ)
SLC	SI		NO		SI		NO		SI		SI	

Figura 7

Si faccia caso che tale tabella coincide nella sostanza con quella prevista dalla Bozza di Istruzioni (Tabella C8.4), che, di fatto, richiama la tabella 11.3 dell'opcm3431.

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare		
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_f = D/C_f$)				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.		
	Verifiche (se il ML è accettato)					
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.			
		Verifiche (se il ML è accettato)				
	Fragile	Se $\rho_f \leq 1$, dall'analisi.				
Se $\rho_f > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi moltiplicati per FC.		In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.		In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.		

Figura 8

Si faccia caso inoltre all'utilizzo del valor medio dei moduli elastici che non è da confondere con l'utilizzo del valore di $E/2$ da utilizzarsi in alcuni casi nell'analisi, ma è da intendersi solo come valore del modulo elastico derivante dal valor medio del valore di resistenze così come ottenuto dalle prove in situ.

Proprio per puntualizzare il discorso relativo al valore del modulo elastico da utilizzare nel modello di calcolo, si ricordano le considerazioni contenute nei documenti applicativi delle verifiche sismiche su edifici scolastici, scaricabili dal sito della Regione Marche.

L'utilizzo di $E/2$ è proprio delle analisi lineari allorché si vuol tenere in conto il fenomeno della fessurazione (che generalmente avviene molto presto nelle strutture in c.a. sollecitate sismicamente), mentre nel caso di analisi non lineari, in partenza è bene utilizzare il valore intero del modulo elastico (ricavato dal valor medio delle resistenze), perché poi la caduta di rigidità per fessurazione è tenuta in conto dall'analisi stessa man mano che vengono espletate le proprietà non lineari degli elementi.

A conferma di tali considerazioni si riporta il contributo fornito dalla prof.ssa Lorenza Petrini:

Quesito:

Egr. ing. Petrini,

mi piacerebbe conoscere la sua opinione circa le seguenti problematiche:

1) qualora si dovesse affrontare una analisi pushover di una struttura esistente in c.a. utilizzando una modellazione a plasticità concentrata, è consigliabile assegnare al materiale il valore del mod. el. intero o convenzionalmente dimezzato per tener conto della fessurazione?

Mi spiego meglio....nel modello che sto eseguendo ho caratterizzato le cerniere plastiche utilizzando le formule dell'ordinanza che mi hanno permesso di ricavare i valori limite della capacità rotazionali delle singole sezioni.

A prescindere dai valori assegnati alle cerniere plastiche, il programma mi chiede di assegnare al materiale che caratterizza tutti gli elementi, il valore del modulo elastico....secondo lei, questo valore deve essere E o $E/2$?

2) Ho notato che qualora inserissi $E/2$ otterrei delle curve di pushover che partono già con una forte inclinazione per cui nel momento in cui procedo alla determinazione della bilineare equivalente, essendo quest'ultima costruita in base alla rigidità secante k^* , si ottiene una spezzata molto "bassa".

Risposta:

Caro Ing. Bianchi,

nel momento in cui si procede ad un'analisi non lineare è corretto usare il modulo E (usare E/2 è sbagliato) perché nell'analisi non lineare si tiene già conto del degrado del materiale all'aumentare della spinta sismica quindi non ha senso includere questo fin dall'inizio dell'analisi.

Il discorso E o E/2 vale solo per analisi lineari, dove l'unico modo per tener conto che ben presto il cls si fessura è appunto assegnando una E ridotta.

Cordiali saluti
Lorenza Petrini

E' utile tuttavia sottolineare alcuni aspetti di non secondaria importanza. Nel caso di modellazione non lineare a fibre, la fessurazione è un risultato dell'analisi, viene cioè calcolata dal modello e quindi non bisogna introdurre a priori rigidzze ridotte.

Nel caso di modellazione a plasticità concentrata invece, occorre ricordare che il modello tiene conto in modo intrinseco della caduta di rigidzza solo negli elementi caratterizzati da cerniere plastiche, quindi se assieme ad elementi non lineari abbiamo anche elementi a comportamento lineare, li bisogna valutare l'opportunità di dimezzare il valore di E.

E' bene ricordare inoltre che secondo la norma il progettista è libero di scegliere se considerare o meno le sezioni fessurate: ciò che è importante però è che si mantenga coerenza fra gli stati limite considerati e si abbia presente che ammettere una rigidzza ridotta vuol dire aumentare il periodo della struttura e quindi avere una struttura più flessibile, cioè più deformabile, per la quale generalmente la verifica allo SLU è più facile da soddisfare (per la riduzione delle accelerazioni).

2.5.2 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in calcestruzzo armato

La Bozza di Istruzioni permette di definire i modelli di capacità per la valutazione degli edifici in c.a. esistenti, in modo del tutto simile a quello previsto dall'opcm 3431, della quale, di fatto, rappresenta una trascrittura, caratterizzata però da ulteriori specifiche di seguito citate ed evidenziate in blu.

2.5.2.1 Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale

La distinzione tra elementi/meccanismi "duttili" e "fragili" segue lo stesso criterio, così come è analogo il riferimento alla rotazione rispetto alla corda θ , per la definizione della capacità deformativa di travi, pilastri e pareti ed al significato di luce di taglio $L_V = M / V$.

Stato limite di collasso

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso (SLC) può essere valutata mediante la formula prevista al § C8F.1, del tutto analoga a quella prevista dall'opcm 3431.

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{st} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (C8F.1)$$

dove,

$\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari ed 1.0 per quelli secondari (definizioni al § 7.2.3);

L_V è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

$v = N / (A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c ;



$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$ percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

f_c , f_y e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx} / (b_w s_h)$ è la percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe nella zona critica);

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 + \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right) \quad (\text{C8F.2})$$

(b_0 e h_0 dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione (C8F.1) deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, **ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione**, il valore dato dall'espressione (C8F.1) deve essere moltiplicato per 0,85.

Inoltre, il fattore di efficienza del confinamento α dato dalla (C8F.2) è definito nelle ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Quando queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere $\alpha = 0$.

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità rotazionale in condizioni di collasso è definita dalla (C8F.1). Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_0 il valore dato dall'espressione (C8F.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0,025 \cdot \min\left(40; \frac{l_0}{d_{bL}}\right) \quad (\text{C8F.3})$$

dove d_{bL} è il diametro medio delle barre longitudinali.

Il fattore (C8F.3) non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli antisismici; in tal caso la (C8F.3) va moltiplicata per 0,85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità rotazionale in condizioni di collasso è definita dalla (C8F.1). Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_0 il valore dato dall'espressione (C8F.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0,02 \cdot \left[10 + \min \left(40; \frac{l_0}{d_{bL}} \right) \right] \quad (C8F.4)$$

dove d_{bL} è il diametro medio delle barre longitudinali.

La decurtazione valutata con la (C8F.4) è applicabile solo per sovrapposizioni costituite dalla presenza di ganci ad uncino di estremità; la lunghezza l_0 è definita al netto delle dimensioni degli uncini. In assenza di ganci ad uncino di estremità il valore dato dalla (C8F.4) è opportuno sia assunto pari a 0. – Quest'ultima peculiarità di fatto evidenzia la scelta del normatore di considerare nulla la capacità rotazionale di un elemento dotato di armatura liscia non opportunamente ancorata, dove con opportunamente si intende munita di ganci.

Inoltre il fattore (C8F.4) non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la (C8F.4) è moltiplicata per 0,85.

Si ricordi che l'ordinanza prevedeva, conformemente all'Eurocodice 8 – parte 3, che nel caso di barre lisce con ancoraggi insoddisfacenti la formula (C8F.1) venisse moltiplicata per 0,575, tenendo in conto anche l'assenza di dettagli antisismici, ma non considerando la presenza o meno dei ganci; in questo modo la capacità rotazionale non era mai nulla, ma non si permetteva di modulare il valore del coefficiente riduttivo a seconda della "consistenza" dell'ancoraggio stesso.

Volendo approfondire, si consideri la variabilità del coefficiente (C8F.3) e (C8F.4) – identificato con C_2 - riferito ad un diametro di barre longitudinali $\phi 16$ – Figura 9 –.

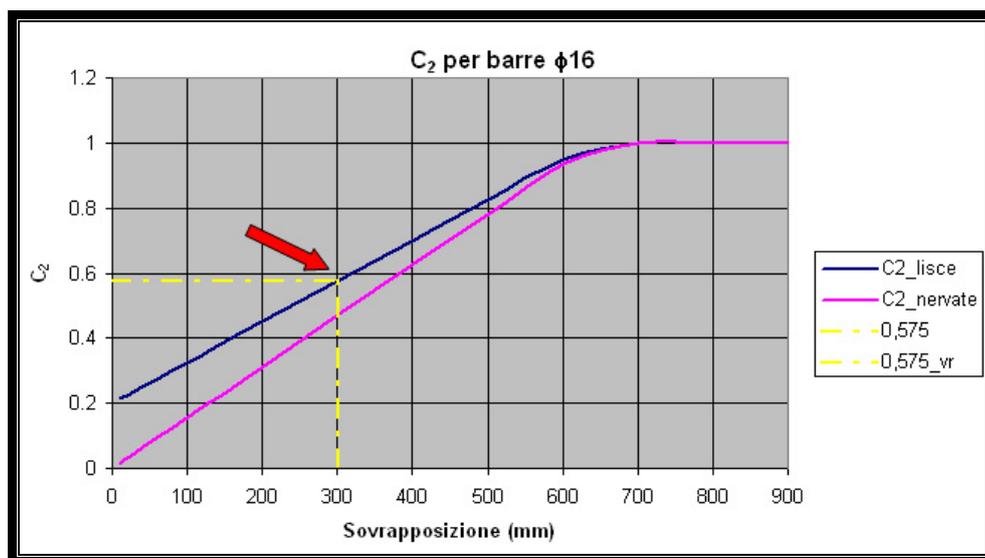


Figura 9

Il valore 0,575 previsto dall'ordinanza in presenza di barre lisce non ancorate, fa riferimento ad un valore limite di sovrapposizione pari a 30 cm, cioè circa 20 diametri.

La capacità rotazionale alla corda in condizioni di collasso può essere ricavata anche usando una formula alternativa (C8F.5), identica a quella proposta dall'opcm 3431, nella quale entrano in gioco fattori di complicata definizione come la lunghezza della cerniera plastica (L_{pl}) e dove, per la definizione della deformazione ultima del calcestruzzo, si deve tener conto del confinamento (alcuni specifici riferimenti possono essere trovati nell'Eurocodice 8 – parte 3).

Stato limite di salvaguardia della vita

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale Stato limite, θ_{DS} , può essere assunta pari a $\frac{3}{4}$ del valore ultimo θ_u .

Stato limite di esercizio

Abbiamo già discusso nel §2.3.1.1 sull'ambiguità che lascia la norma circa la valutazione dello stato limite di esercizio, in relazione all'opportunità di confrontare gli spostamenti di interpiano con quelli ammissibili (vedi Figura 1), oppure di valutare il valore della rotazione alla corda allo snervamento.

Nel secondo caso, esplicitato nella Bozza di Istruzioni al § 8.7.2.5, non viene data indicazione di quale è il valore corrispondente allo Stato limite di Operatività; in tutti i modi le formule che esprimono la capacità rotazionale di travi, pilastri e pareti viene espressa mediante le stesse espressioni utilizzate dall'opcm 3431.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

Dove f_y è la curvatura a snervamento della sezione terminale, h l'altezza utile della sezione, d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

2.5.2.2 Travi e pilastri: Taglio

La verifica degli elementi strutturali nei confronti dei meccanismi di taglio segue una procedura che rispecchia in maniera sostanzialmente fedele il metodo previsto dall'Eurocodice 2.

La resistenza al taglio di travi e pilastri di una struttura esistente si valuta come per il caso delle nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti al taglio.

Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Le formule per la valutazione della resistenza a taglio proposte dal DM08 tengono espressamente conto del valore dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo – "metodo del traliccio ad inclinazione variabile", non computando invece la possibilità di ricorrere al "metodo normale", solitamente impiegato per la sua semplicità di formulazione, in cui $\theta = 45^\circ$ per ipotesi.

Inoltre per il calcolo di f_{cd} è previsto l'utilizzo del valore del coefficiente riduttivo $\alpha_{cc} = 0,85$ per tener conto delle resistenze di lunga durata.

Si è spesso discusso sull'opportunità di utilizzare quest'ultimo coefficiente nel caso di strutture esistenti, per le quali il valore della resistenza a compressione viene ricavata in modo deterministico; α_{cc} tiene infatti conto della caduta di resistenza che si ha nei lunghi periodi ed è stato "tarato" in funzione dei valori caratteristici dei materiali di nuova progettazione.

A conferma di ciò si consideri che spesso, nella letteratura² applicativa dell'opcm3431, la determinazione di f_{cd} da utilizzarsi per le formule del taglio resistente avveniva a prescindere dal valore di α_{cc} .

Queste ed altre ulteriori piccole differenze comportano l'ottenimento di valori di resistenza al taglio diversi da quelli che si sarebbero ottenuti utilizzando l'opcm3431.

² Vedi ad esempio: "Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato" – G. MANFREDI, A. MASI, R. PINHO, G. VERDERAME, M. VONA – Iuss Press, Capitolo 8. Gli esempi applicativi – pag 155



Per fare un esempio si consideri una trave calata 30x70 armata con 3 + 3 $\phi 16$, staffe verticali $\phi 8 / 20$ cm, di luce 5 mt.

La trave abbia le seguenti caratteristiche meccaniche:

Indagini in situ							
Calcestruzzo			fcm	30.0	Mpa		
Acciaio			fym	440.0	Mpa		
Fattore di confidenza							
			FC	1.2			
Proprietà di calcolo dei materiali							
Calcestruzzo			fcdm	25.0	Mpa		
Acciaio			fydm	366.7	Mpa		
Moduli elastici							
Calcestruzzo			Ecls	28557	Mpa		
Acciaio			Eacc	210000	Mpa		
Coefficienti parziali di sicurezza							
Calcestruzzo			γ_c	1.5	Mpa	fcd	14.2
Acciaio			γ_s	1.15	Mpa	fyd	318.8

Elemento	Base (mm)	Altezza (mm)	d' (mm)	d (mm)
TRAVE	300	700	35	665

ARMATURA IN COMPRESSIONE									
n° barre A's ₁	(ϕ) A's ₁	Area A's ₁	n° barre A's ₂	(ϕ) A's ₂	Area A's ₂	n° barre A's ₃	(ϕ) A's ₃	Area A's ₃	TOT A's (mm ²)
3	16	201			0			0	603
ARMATURA IN TRAZIONE									
n° barre As ₁	(ϕ) As ₁	Area As ₁	n° barre As ₂	(ϕ) As ₂	Area As ₂	n° barre As ₃	(ϕ) As ₃	Area As ₃	TOT As (mm ²)
3	16	201			0			0	603

L (mm)	Ac (mm ²)	Bracci staffe	ϕ staffe (mm) d _t	p staffe (mm) s _h	ganci staffe	P (N)	Lv (mm)	d _b (mm)	α° inclinazione armature
5000	210000	2	8	200	NO	0	2500	16	90

γ_{el}	v	ω	ω'	A _{sw} (mm ²)	ρ_{sx}	b ₀ (mm)	h ₀ (mm)	α	α° inclinazione armature (rad)
1.5	0	0.021116	0.021116	100.48	0.001675	230	630	0	1.5707963

Secondo l'ordinanza la resistenza al taglio, valutata secondo il metodo "normale", e determinata considerando il minimo tra V_{rd2} e $V_{rd3} = V_{rd1} + V_{wd}$, dove:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d, \quad V_{Wd} = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} \quad \text{e} \quad V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} b_w d (1 + \cot g \alpha)$$

Calcolando secondo i criteri dell'opcm si ottiene:

ρ_1 (trazione)	ρ_2 (compressione)	τ_{rd} (Mpa)	k	V_{Rd1} (N)	V_{Wd} (N)
0.003023	0.003023	0.25	0.935	61443	95871

V_{Rd3} (N)	V_{Rd2} (N)
157314	847875

Non tenendo conto dell'incidenza dell'eventuale carico statico si ottiene:

$V_{U, shear}$ (N)
157314

Utilizzando invece le formule del **DM08**, che si rifanno espressamente al metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, si devono calcolare più parametri i cui significati sono leggibili nel §4.1.2.1.3.1 e §4.1.2.1.3.2 e si ottengono i seguenti risultati:

k_{CALC}	k_{EFF}	V_{MIN}	ρ_1_{CALC}	ρ_1_{EFF}	$\sigma_{cp_{CALC}}$	$\sigma_{cp_{EFF}}$	V_{Rd} (N)
1.55	1.55	0.33718354	0.003023	0.003023	0	0	72741

Val la pena di sottolineare che c'è una incongruenza tra il DM08 e l'Eurocodice 2 nella definizione di ρ_1 , poiché nella norma europea si fa riferimento all'armatura longitudinale di trazione, mentre nella norma italiana viene scritto solo "armatura longitudinale"; è comunque lecito pensare che l'indicazione giusta sia quella dell'EC2, pertanto tale calcolo viene eseguito in conformità con essa.

α_{cc}	0.85	$\sin^2\theta$	$\sin\theta$	θ	$\cot\theta$
v	0.63	0.060	0.245	0.247	2.500
α_c	1				$\cot\alpha$
$\sigma_{cp_{EFF}}/f_{cd}$					0.000
	0.000	1			
	1.25				
	2.5				
PROCEDURA DM08 - EUROCODICE 2					

Per la definizione dell'angolo di inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo, l'Eurocodice 2 propone una formula che nel caso di armatura a taglio verticale assume la seguente espressione:



$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s (\nu_l f_{cd})} = \tan^2 \theta, \text{ in cui } \nu_l = 0,7 \left(1 - \frac{f_{cm}}{250} \right)$$

Detto V_{Rsd} lo sforzo di taglio che può essere sopportato da un elemento dotato di armature trasversali, limitato dalla resistenza delle stesse armature e detto V_{Rcd} , lo sforzo di taglio che può essere sopportato da un elemento dotato di armature trasversali, limitato dalla resistenza delle bielle compresse, si ha che la resistenza dell'elemento è la minore delle due sopra definite.

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot (\tan \alpha + \tan \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\tan \alpha + \tan \theta) / (1 + \tan^2 \theta)$$

V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)
239678	372773

Per cui:

$V_{U, shear}$ (N)
239678

Nel caso invece di un pilastro di sezione 40x40, armato con 8 ϕ 18, avente le stesse staffe, lo stesso materiale e soggetto ad un carico assiale pari a $P = 450.000$ N, si ha che:

$V_{U, shear}$ (N)	$V_{U, shear}$ (N)
OPCM3431	DM08
216251	161451

Si apprezzano dunque, tra le norme sismiche nuove e vecchie, delle differenze più o meno significative che sono dovute soprattutto, ma non solo, alle ipotesi di modellazione utilizzata (metodo normale od a traliccio variabile).

Per rendere il paragone tra le due norme più significativo, si è deciso per entrambe di assegnare al calcestruzzo un valore del coefficiente parziale γ_c pari ad 1,5 (differente dal consueto 1,6 utilizzato, di fatto, dall'opcm3431) introdotto dal DM08 in conformità all'EC2.

2.5.2.3 Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non intermante confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC08; la distinzione tra nodi confinati e non confinati è esattamente analoga a quella già contenuta nella opcm 3431.

Si tenga presente che il DM08 riprende la stessa definizione generica di nodo già utilizzata dall'opcm 3431, per cui per nodo si intende "la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti".

Ciò sta a significare che qualora nella struttura sia presente un pilastro che è collegato da travi solo in una direzione (spesso succede per i nodi perimetrali), è solo questa la direzione dove si deve valutare se il nodo è o meno confinato, nell'altra direzione mancando le travi su entrambe le facce opposte del pilastro, non si rientra nella definizione di nodo strutturale, per cui la verifica può essere omessa.

Per l'elemento nodo il DM08 fornisce le formule per valutare la capacità di resistenza a trazione ed a compressione, le quali hanno la stessa espressione di quelle utilizzate dall'ordinanza:

- Resistenza a trazione:
$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_{cd}} \quad \text{con } f_c \text{ in MPa}$$

- Resistenza a compressione:
$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_{cd} \quad \text{con } f_c \text{ in MPa}$$

per le quali vale la pena di ricordare³ l'opportunità di utilizzare le seguenti formule che:

$$V_n = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{ym} - V_c \quad \text{per i nodi interni}$$

$$V_n = A_{s1} \cdot f_{ym} - V_c \quad \text{per i nodi esterni}$$

dove V_c è il taglio proveniente dal pilastro superiore in condizione sismica.

A tal proposito occorre sottolineare che il DM08 propone due formule per la determinazione del taglio di progetto, presenti nel § 7.4.4.3, proposte per le strutture nuove, ma che possono apparire improprie nelle strutture esistenti, per le seguenti ragioni:

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

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

Innanzitutto compare il termine $\gamma_{Rd} = 1,20$ che identifica il fattore di sovrarresistenza da utilizzarsi in fase di progetto per assicurare la gerarchia delle resistenze tra nodo e travi concorrenti in esso; ritrovare il rispetto della gerarchia delle resistenze su un nodo di una struttura esistente è una vana speranza, per cui appare eccessivamente penalizzante ricorrere ad un incremento delle sollecitazioni sul nodo in base a questo concetto, piuttosto può sembrare più verosimile utilizzare al posto di f_{yd} che presuppone l'impiego del fattore $\gamma_s = 1,15$, il valore della resistenza media f_{ym} , affetto eventualmente dal solo FC (fattore di confidenza) che in questo caso moltiplica e non divide il valore della resistenza media così come determinato dalle prove in situ⁴.

Tra l'altro si faccia caso che dividendo $\gamma_{Rd} = 1,20$ per $\gamma_s = 1,15$, si ottiene circa 1,05, pertanto le formule del DM08 sono formalmente poco differenti da quelle sopra proposte e potrebbero così scriversi:

$$V_{jbd} = 1,05(A_{s1} + A_{s2}) f_{ym} - V_c \quad \text{per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = 1,05(A_{s1}) f_{ym} - V_c \quad \text{per nodi esterni}$$

Benché la bozza di Istruzioni non indichi nulla a proposito, si ritiene che la verifica sui nodi possa essere omessa qualora l'elemento strutturale sia opportunamente staffato. Il quantitativo di staffe minimo può essere calcolato in base alle formule proposte dal DM08 nel capitolo 7.4.4.3.1, nel quale per l'utilizzo dei

³ Vedi <http://rischiosismico.regione.marche.it/web/Linee-Guid/Esempi-app/Esempio-ap/Verifiche-/index.htm> - Parte seconda

⁴ Vedi pagina 6 sulla valutazione delle sollecitazioni per i meccanismi fragili provenienti da meccanismi duttili.



coefficienti $\gamma_{Rd} = 1,20$ e $\gamma_s = 1,15$, si possono formulare le stesse considerazioni fatte sopra per la valutazione delle sollecitazioni.

Indicata con A_{sh} l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} la distanza tra le armature superiori ed inferiori della trave, si ha:

$$A_{sh} \cdot f_{yd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per i nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{yd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per i nodi esterni}$$

dove A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo.