

WEBINAR CSI ITALIA

Le metodologie computazionali per l'utilizzo dei software di analisi strutturale



Galleria San Marco 4
33170 Pordenone
Tel. 0434 28465
Fax 0434 28466
E-mail info@csi-italia.eu
<http://www.csi-italia.eu>

SAP2000
ETABS
VIS



WEBINAR, 19 SETTEMBRE 2019 – ORE 10.30
VALUTAZIONE SISMICA E CLASSIFICAZIONE DI STRUTTURE
ESISTENTI IN ACCORDO ALLE NTC 2018

A cura di:

Ing. Leonardo Bandini leonardo@csi-italia.eu
CSI Italia, Tel. 0434.28465

OBIETTIVI

- Valutazione di vulnerabilità sismica e classificazione di rischio sismico di strutture esistenti, in particolare:
 - nuove implementazioni di VIS e SPF per le strutture esistenti, fattore di confidenza, fattore di struttura automatico per i meccanismi a taglio, con controllo della duttilità della sezione ed esclusione della «riduzione» della verifica a taglio degli elementi sismoresistenti per la condizione di taglio ciclico.
 - Procedure di verifica dei nodi non armati a taglio per strutture esistenti.
- Riepilogo normativo delle novità introdotte dalle NTC18 e relativa Circolare.
- Presentazioni delle novità CSi: rilascio della prima release di CSiDetail per la creazione automatica e la gestione degli elaborati grafici di progetto.

QUADRO NORMATIVO GENERALE

Normative nazionali di riferimento:

- **Circolare 21/01/2019 n° 7 istruzioni al D.M. 20/02/2018 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**
- **D.M. 20/02/2018 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**

Normative interazionali di rilievo - sismica:

- EN 1998-3:2005 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings
- **ASCE41-2013 – Seismic evaluation and retrofit of existing buildings**

NOVITA' INTRODOTTE DALLE NTC2018 E CIRCOLARE PER STRUTTURE NUOVE ED ESISTENTI

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

COMPORAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, **non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate** in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non dissipativo,

oppure

b) comportamento strutturale dissipativo.

Per **comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti** rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per **comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti** evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttilità (CD):

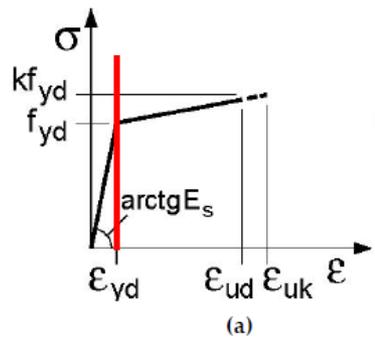
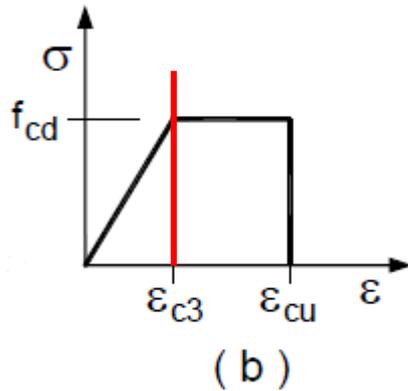
- Classe di Duttilità Alta (CD"A"), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttilità Media (CD"B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

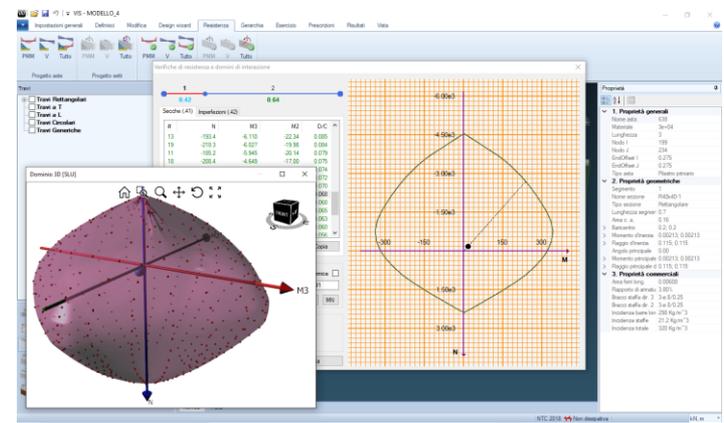
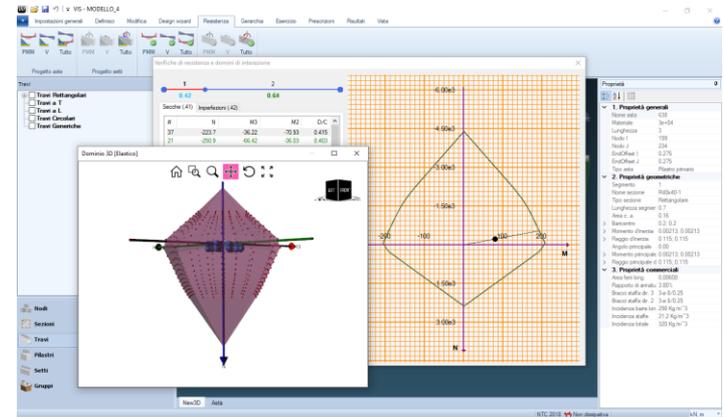
PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

DOMINIO RESISTENTE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO

M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.



DOMINIO «ELASTICO»



DOMINIO SLU

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...
La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono sostenere la domanda allo *SLV* (vedi § 7.3) maggiorata di un coefficiente γ_{Rd} almeno pari a 1,5.

§ 7.2.5

1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura calcolate con $q=1$ (comportamento non dissipativo)
2. Resistenze degli elementi sismoresistenti
3. Azioni delle analisi con incremento 1.3 CDA e 1.1 CDB

Tab. 7.2.I - Fattori di sovreresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovreresistenza definiti al § 7.9.5			

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidità ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B";

**Per le azioni sismiche, bisogna considerare come pendolari gli elementi secondari, essi non devono rientrare nel modello sismoresistente!
Utilizzare la procedura di cambio dei release tra carichi statici e sismici.**

Sintesi dei metodi di analisi e delle procedure di verifica

Analisi	Limiti di applicabilità secondo le NTC	Verifiche strutturali
Statica lineare con spettro elastico	$T1 < 2.5 TC$ $T1 < 2.5 TD$ Regolarità in altezza $p_{max} / p_{min} \leq 2.5$	In termini di deformabilità per i meccanismi duttili, in termini di resistenza per i meccanismi fragili. Le resistenze per i meccanismi fragili sono valutate facendo riferimento ai valori medi divisi per i fattori di confidenza ed <u>i fattori di sicurezza parziali dei materiali</u> .
Dinamica lineare con spettro elastico	% massa partecipante > 85% includere tutti i modi con % massa > 5% $p_{max} / p_{min} \leq 2.5$	
Statica lineare con spettro di progetto	$T1 < 2.5 TC$ $T1 < 2.5 TD$ Regolarità in altezza	In termini di resistenza sia per i meccanismi duttili che per i meccanismi fragili. Le resistenze per i meccanismi duttili sono valutate facendo riferimento ai valori medi divisi per i fattori di confidenza. Le resistenze dei meccanismi fragili sono calcolate dividendo i valori medi per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali.
Dinamica lineare con spettro di progetto	% massa partecipante > 85% includere tutti i modi con % massa > 5%	
Statica non lineare	Applicabilità distribuzione Gruppo I	In termini di deformabilità per i meccanismi duttili, in termini di resistenza per i meccanismi fragili. Le resistenze dei meccanismi duttili sono valutate facendo riferimento ai valori medi divisi per i fattori di confidenza, le resistenze dei meccanismi fragili sono calcolate dividendo i valori medi per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali.
Dinamica non lineare	Nessuno	

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

$$K = \frac{F}{d} = \frac{gM}{d}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} = \sqrt{\frac{gM}{dM}} = \sqrt{\frac{g}{d}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}} \cong 2\sqrt{d}$$

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV , nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC , nel caso si utilizzino modelli non lineari.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

Il rispetto delle prescrizioni e dei dettagli strutturali rende implicitamente soddisfatta questa verifica

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

Non necessarie rispettando i minimi e le prescrizioni

FATTORE DI STRUTTURA (FRAGILI), μ_d E TAGLIO CICLICO – STRUTTURE ESISTENTI

C8.7.2.3.5 Travi e pilastri: taglio

Per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti dovute ai soli carichi gravitazionali, vale quanto indicato per le condizioni non sismiche al § 4.1.2.3.5 delle NTC, facendo in generale riferimento al § 4.1.2.3.5.2, considerando per le travi il contributo delle barre di armatura piegate ove presenti.

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

La resistenza a taglio V_R in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale N , al calcestruzzo e all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità, $\mu_{\Delta,pl}$.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{et}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl}) \right) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad [C8.7.2.8]$$

(unità di misura MN, m) dove:

γ_{et} = 1.15 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC);

h è l'altezza totale della sezione;

x è l'altezza della zona compressa della sezione (profondità dell'asse neutro);

N è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);

L_V è la luce di taglio;

A_c è l'area della sezione pari a $(b \times d)$ per la sezione rettangolare e $\pi D_c^2/4$ per quella circolare (dove $D_c = D - 2c - d_{bw}$, essendo D il diametro della sezione, c il copriferro, d_{bw} il diametro delle staffe);

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore di f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;

ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;

V_w è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:

– sezioni rettangolari:

$$V_w = \rho_{sx} b_w z f_y \quad [C8.7.2.9]$$

dove, oltre al significato dei simboli già noti, z è il braccio delle forze interne.

Nel caso di $\mu_{\Delta} \leq 2$ si prende il valore di resistenza più alto tra quello calcolato a traliccio, come per le strutture nuove e quello, che dovrebbe risultare una riduzione, per effetto del taglio ciclico.

Errore nella formula, in EC8 il valore sottolineato è 5 e non 0.5. Con 5 si ha una riduzione del 25% (del contributo del cls) con 0.5 la riduzione si attesta al 2.5% !!!

PRINCIPALI DEFINIZIONI – RIDUZIONI RESISTENZA A TAGLIO PER TAGLIO CICLICO

FATTORE DI STRUTTURA PER MECCANISMI FRAGILI AUTOMATICO

La resistenza a taglio in condizioni sismiche può essere valutata come indicato nel seguito.

Quando la domanda di duttilità μ_{Δ} dell'elemento è inferiore a 2, la resistenza a taglio è data dalla maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.29] delle NTC) e la resistenza a taglio ciclica fornita dalla [8.7.2.8]. Quando $\mu_{\Delta} > 3$, la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche, valutata attraverso la [8.7.2.8]. Per le situazioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio per $\mu_{\Delta} = 2$ e quella ottenuta in base alla [8.7.2.8] per $\mu_{\Delta} = 3$.

Nella [8.7.2.8] $\mu_{\Delta,pl}$ rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità ed è espressa dalla relazione: $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$

dove μ_{Δ} è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione massima θ_m per il livello di azione sismica considerato e la rotazione di prima plasticizzazione θ_y . Ove necessario, la relazione tra duttilità di rotazione e duttilità di curvatura si ottiene dalla [8.7.2.7], con ϕ_m al posto di ϕ_u , essendo ϕ_m la domanda di curvatura massima per il livello di azione considerato.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [C8.7.2.7a] \quad \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad [C8.7.2.5]$$

$$L_{pl} = 0,1 L_v + 0,17 h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [C8.7.2.6]$$

Nell'ipotesi che la duttilità di rotazione coincida con quella in spostamento (usualmente vero per strutture a telaio) si può stimare la duttilità richiesta attraverso le formule 7.3.9 della norma

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

FATTORE DI STRUTTURA PER MECCANISMI FRAGILI AUTOMATICO

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Che, sostanzialmente, produce una riduzione del $q = 1.5$ solo nel caso in cui $T_1 < 0.5 T_c$.

FATTORE DI STRUTTURA PER MECCANISMI FRAGILI, μ_d E TAGLIO CICLICO

FATTORE DI STRUTTURA PER MECCANISMI FRAGILI AUTOMATICO, μ_d E TAGLIO CICLICO

Calcolo PGA limite

Generali | SLV | SLD/SLO

Spettro di base allo SLV: ELASTIC_SLV

File VIS di partenza: BINAR\20190919\ESEMPIO\Fase_04.vis [Sfoggia...]

Verifica preliminare di idoneità statica

Selezione combinazioni

COMBO_LIVEA	TR_0071_XY_DUCTILITY
STR1	TR_0071_YX_DUCTILITY
STR2	DEAD
QKE1	MODAL
QKE2	G2
QKE3	Qa_abit
QKE4	Qa_scale
QKE5	CONDIZ_SISMICA
QKE6	QKE_STATIC_X
QKE7	QKE_STATIC_Y
QKE8	RS_PMM_TR=0071_X_ELASTIC
QP1	RS_PMM_TR=0071_Y_ELASTIC

Tipo di classificazione

Completa (PAM + IS-V)

Solo IS-V

Calcola... Annulla

Calcolo PGA limite

Generali | SLV | SLD/SLO

Combinazione sismica di base: QP1

Analisi modale di riferimento: MODAL

Fattori di struttura (q)

meccanismi duttili: 2.25

meccanismi fragili: automatico 1.5

Fattore di confidenza (FC): 1.2

Includi verifica dei nodi

Considera eccentricità accidentale rapporto: 0.05

Tempo di ritorno considerati

Tr,min [anni]: 10

Tr,max [anni]: 2475

Tolleranza di uscita: 0.05

Calcola... Annulla

VERIFICA DI RESISTENZA DEI NODI TRAVE-COLONNA DI STRUTTURE ESISTENTI

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} (f_c \text{ in MPa}) \quad [\text{C8.7.2.11}]$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_c (f_c \text{ in MPa}) \quad [\text{C8.7.2.12}]$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_j indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi, $A_j = b_j h_{jc}$ dove b_j e h_{jc} sono stati definiti al § 7.4.4.3.1 della norma. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito 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.

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

Verifica a taglio del nodo 338

Dati di connettività

Asta	Nome	Angolo di rotazione	Estremità incidente
Ct		550	0
Cb		549	J
T1		899	180
T2		900	0

Geometria nodi piani equivalenti [m]

bj,3	hjc,3	bj,2	hjc,2
0.4	0.3	0.2	0.3

Tensioni limite [N/m²]

$\sigma_{jt,lim}$	$\sigma_{jc,lim}$
1.12e+06	6.94e+06

Verifiche direzione 3 **Max D/C: 0.98**

Combo	N,min	N,max	Vj	σ_{jt}	σ_{jc}	D/C traz.	D/C comp.
	[N]	[N]	[N]	[N/m ²]	[N/m ²]		
V_TR=0022_XY	-8.03e+04	-6.37e+04	8.23e+04	4.7e+05	-1.1e+06	0.42	0.16
V_TR=0022_YX	-9.31e+04	-5.09e+04	1.55e+05	1.1e+06	-1.74e+06	0.98	0.25

Verifiche direzione 2 **Max D/C: 0.00**

Combo	N,min	N,max	Vj	σ_{jt}	σ_{jc}	D/C traz.	D/C comp.
	[N]	[N]	[N]	[N/m ²]	[N/m ²]		
V_TR=0022_XY	-8.03e+04	-6.37e+04	0	0	0	0.00	0.00
V_TR=0022_YX	-9.31e+04	-5.09e+04	0	0	0	0.00	0.00

Asse locale 3 pilastro inferiore

Nodo piano equivalente

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI, STRUTTURE NUOVE

7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

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

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.6)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.7)$$

in cui $\gamma_{Rd} = 1,20$, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVERI

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.8)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.9)$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

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

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (7.4.10) \quad f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.11)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.12)$$

dove A_{s1} ed A_{s2} hanno il significato visto in precedenza, γ_{Rd} vale 1,20, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

7.4.4.2 PILASTRI

7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Presso-flessione

Per le strutture in CD "A" e in CD "B" la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad [7.4.4]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

Stesso fattore di sovraresistenza per CDA e CDB

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

... *Taglio*

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}}\right)$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza l_p è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

Ereditata da EC8, un po' meno gravosa rispetto alle NTC08

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08 – TESTO UNICO

... 7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Conflitto tra DM e Circolare!

7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo *SLC*, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidezza che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative. Il rispetto delle presenti norme è volto a garantire tali principi.

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.

NTC2018 vs CIRCOLARE

C7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Il progetto dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all'interno del pannello nodale (la zona di intersezione tra travi e pilastri) è decisamente più elevata dell'analoga sollecitazione nei pilastri. Lo stato tensionale all'interno del pannello nodale dipende, oltre che dalla geometria e dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo elastico, dai quantitativi di armatura delle travi. Infatti gli sforzi di taglio all'interno del pannello nodale non possono essere determinati direttamente dal modello di calcolo ma richiedono specifiche analisi per determinare la trasmissione degli sforzi all'interno della zona diffusiva. È pertanto indispensabile, se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti.

C7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Le verifiche di resistenza dei nodi indicate nel presente paragrafo si applicano a strutture in CD "A" e limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD "B". Esse non si applicano alle strutture non dissipative.

Per le verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro è richiesta l'identificazione della zona efficace ai fini del trasferimento delle sollecitazioni da un elemento strutturale all'altro. In Fig. C.7.4.3 sono sintetizzate le limitazioni di norma per la determinazione delle dimensioni della zona efficace nelle due direzioni ortogonali. Le armature trasversali nelle due direzioni devono essere contenute all'interno della zona efficace.

C7.4.6.2.3 Nodi Trave-Pilastro

Le NTC prevedono che, oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm. Questo è un minimo inderogabile e non aggiuntivo rispetto a quanto previsto al § 7.4.4.3

Conflitto tra DM e Circolare!

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

...

7.4.3.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento q , una struttura si considera *a pareti accoppiate* se è verificata la condizione che il momento totale alla base, prodotto dalle azioni orizzontali, è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD "A" sia in CD "B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

Le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" salvo che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w/α_1 :

- | | |
|--|---------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai | |
| - strutture a telaio di un piano | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$ |
| b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti | |
| - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$ |
| - altre strutture a pareti non accoppiate | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ |

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove s'intenda adottare un valore $q > 1,5$ il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista mediante l'impiego di analisi non lineari.

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

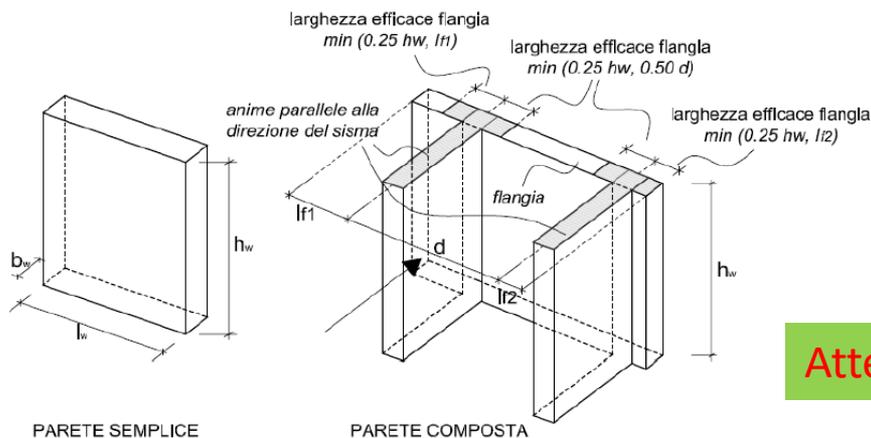
7.4.4.5 PARETI

... Si definisce parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi che abbia una sezione trasversale rettangolare o ad essa assimilabile, anche per tratti, caratterizzata in ciascun tratto da un rapporto tra dimensione massima l_w e dimensione minima b_w in pianta $l_w/b_w > 4$ (v. fig. 7.4.3). Le pareti possono avere sezione orizzontale composta da uno (parete semplice) o più (parete composta) segmenti rettangolari. Pareti semplici possono avere appendici con $l_w/b_w \leq 4$. Si raccomanda che pareti composte da

7.4.4.5.1 Verifiche di resistenza (RES)

La capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si esegue con riferimento al rettangolo di base avente dimensione maggiore l_w e dimensione minore b_w . A tal fine si intende per base della parete l'estradosso del suo piano di fondazione o la sommità della struttura scatolare interrata avente diaframmi rigidi e pareti perimetrali; in quest'ultimo caso la verifica della struttura scatolare di base è comunque necessaria.



Attenzione! 0.4 Vrd

Trattazione ereditata da EC8, ma attenzione alla riduzione della resistenza a taglio, meccanismo puntone compresso in zona critica ed incremento del taglio come da CDA.

Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima

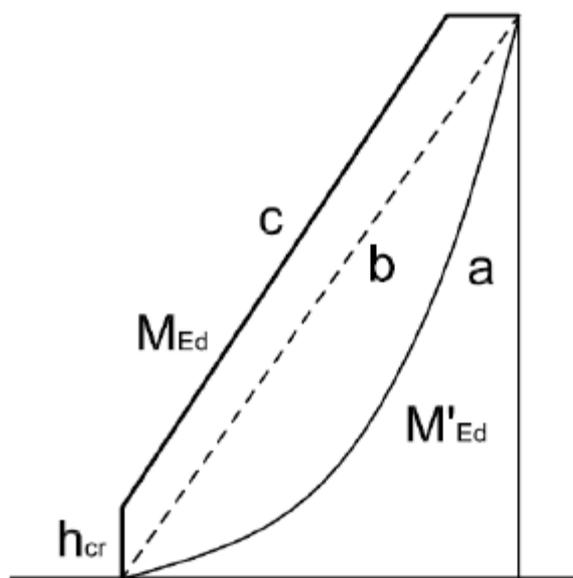
La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

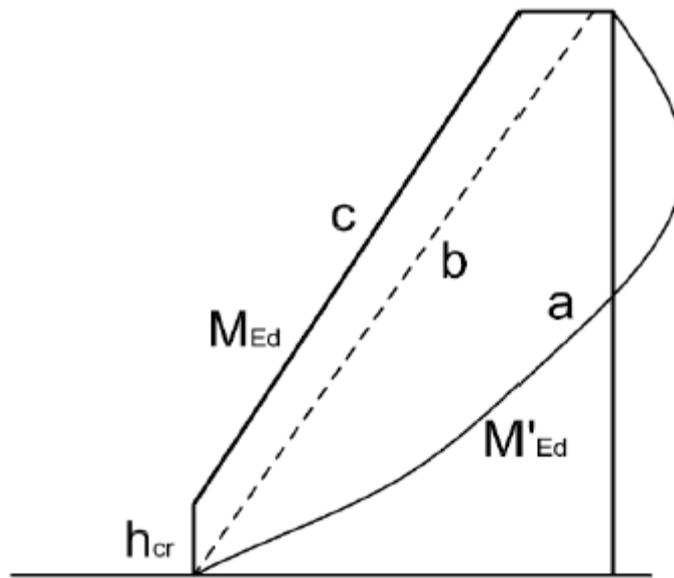
Presso-flessione

Per le sole pareti snelle, sia in CD''A'' sia in CD''B'', la domanda in termini di momenti flettenti lungo l'altezza della parete (linea c di fig. 7.4.4) è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti (linea b di fig. 7.4.4) derivante dai momenti forniti dall'analisi (linea a di fig. 7.4.4); l'involuppo può essere assunto lineare se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.

La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica dissipativa di base).



STRUTTURE A PARETI



STRUTTURE MISTE

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

Taglio

Per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \text{ per pareti snelle} \quad [7.4.14]$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \text{ per pareti tozze} \quad [7.4.15]$$

dove per γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, e con M_{Ed} ed M_{Rd} si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete, con T_1 il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T .

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti snelle deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi (linea a di fig. 7.4.5) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea b di fig. 7.4.5) e quest'ultimo dal diagramma involuppo (linea c di Fig. 7.4.5); h_w è l'altezza della parete, V_A è il taglio alla base già incrementato, V_B è il taglio ad $1/3$ dell'altezza h_w , che comunque deve essere assunto almeno pari a $V_A/2$.

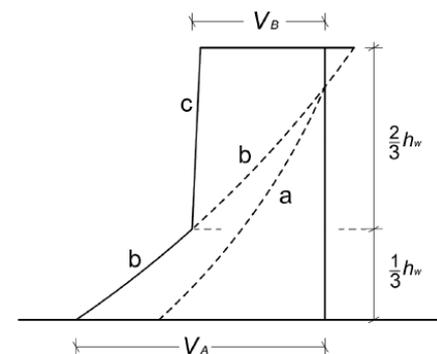


Fig. 7.4.5 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2. 3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad [7.4.16]$$

$$Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq Q_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad [7.4.17]$$

in cui Q_h e Q_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.3.5.1, da assumersi nulla nelle zone dissipative quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad [7.4.18]$$

dove $V_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad [7.4.19]$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad [7.4.20]$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos(\phi_i) \quad [7.4.21]$$

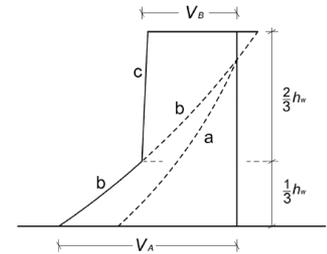
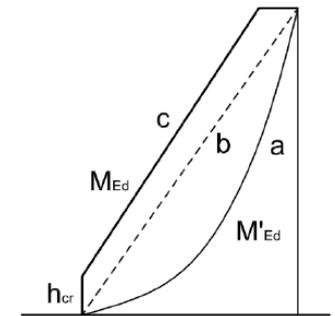


Fig. 7.4.5 - Diagramma di sviluppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste



STRUTTURE A PARETI

PRINCIPALI DEFINIZIONI - NOVITA' RISPETTO ALLE NTC08

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad [7.4.22]$$

dove η è dato dall'espressione [7.4.9] (in cui $\alpha_j = 0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} è l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

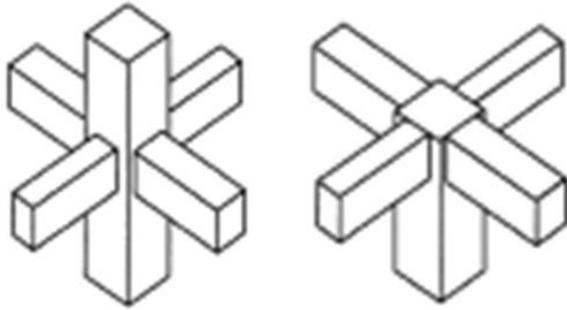
Per le pareti tozze deve risultare $V_{fd} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinate comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di progetto V_{Ed} .

APPROFONDIMENTO VERIFICHE NODI TRAVE-COLONNA DI STRUTTURE NUOVE ED ESISTENTI

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

Nodi interamente confinati

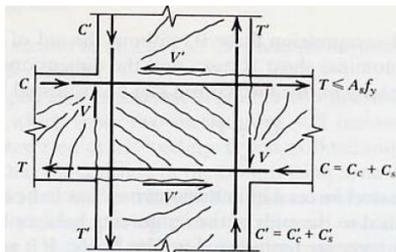


Nodi non interamente confinati

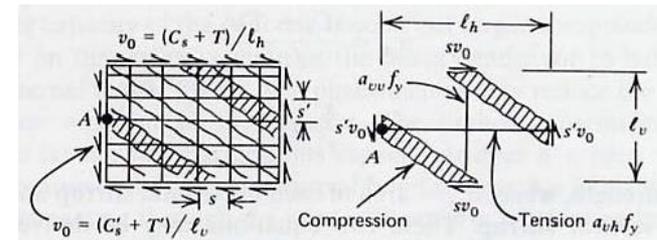
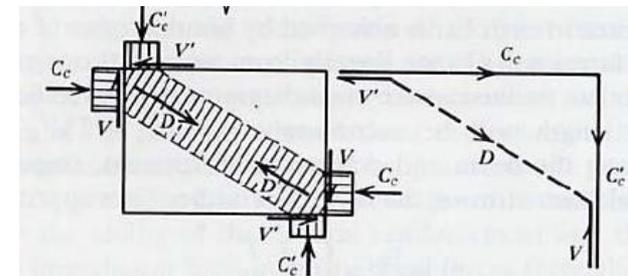


In tutte e quattro le facce si innesta una trave. Il confinamento si considera efficace se tutte le travi si sovrappongono per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro

Tutti gli altri casi



La resistenza a taglio è associata a due meccanismi
 Resistenti: puntone, armatura a taglio interna



LIMITI DI ARMATURA TRAVI – NODI TRAVE/COLONNA

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

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

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

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

Stessi limiti di armatura, attenzione ancoraggio nei nodi

LIMITI DI ARMATURA TRAVI – NODI TRAVE/COLONNA

DATI		
fck	MPa	25.00
kD		0.67
γ _{Rd}		1.00
f _{yd}	MPa	391.30
f _{ctm}	MPa	2.56
ρ _{com} /ρ		0.50

$$\alpha_{bL,int} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} \quad \text{nodi interni}$$

$$\alpha_{bL,est} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 v_d) \quad \text{nodi esterni}$$

$$d_{bL} \leq \alpha_{bL} h_c$$

LIMITAZIONE DIAMETRO BARRE CHE ATTRAVERSANO I NODI												
			hc [mm]	250.00	hc [mm]	300.00	hc [mm]	350.00	hc [mm]	400.00	hc [mm]	450.00
vD	α _{bL,int}	α _{bL,est}	dbL,int	dbL,est								
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0.00	0.039	0.049	9.8	12.3	11.8	14.7	13.8	17.2	15.7	19.7	17.7	22.1
0.05	0.041	0.051	10.2	12.8	12.3	15.3	14.3	17.9	16.4	20.5	18.4	23.0
0.10	0.042	0.053	10.6	13.3	12.7	15.9	14.9	18.6	17.0	21.2	19.1	23.9
0.15	0.044	0.055	11.0	13.8	13.2	16.5	15.4	19.3	17.6	22.0	19.8	24.8
0.20	0.046	0.057	11.4	14.3	13.7	17.1	16.0	20.0	18.2	22.8	20.5	25.7
0.25	0.047	0.059	11.8	14.7	14.2	17.7	16.5	20.6	18.9	23.6	21.2	26.5
0.30	0.049	0.061	12.2	15.2	14.6	18.3	17.1	21.3	19.5	24.4	21.9	27.4
0.35	0.050	0.063	12.6	15.7	15.1	18.9	17.6	22.0	20.1	25.2	22.7	28.3
0.40	0.052	0.065	13.0	16.2	15.6	19.5	18.2	22.7	20.8	26.0	23.4	29.2
0.45	0.053	0.067	13.4	16.7	16.0	20.1	18.7	23.4	21.4	26.7	24.1	30.1
0.50	0.055	0.069	13.8	17.2	16.5	20.6	19.3	24.1	22.0	27.5	24.8	31.0
0.55	0.057	0.071	14.2	17.7	17.0	21.2	19.8	24.8	22.7	28.3	25.5	31.9

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

208

SEISMIC DESIGN IN REINFORCED CONCRETE: THE STATE OF THE ART IN NEW ZEALAND

T. Paulay*

SUMMARY

Highlights of the evolution over the past two decades of a seismic design strategy, used in New Zealand for reinforced concrete buildings, are reviewed. After a brief outline of some philosophical concepts of the capacity design methodology, the main features of its application with respect to ductile rigid jointed frames, structural walls and hybrid structural systems are sketched. Another aim of this strategy, complementary to ductility requirements, is to strive for high quality in detailing. Numerous examples are presented to illustrate how this can be achieved. A specific intent of this state of the art review is to report on features of design and detailing which are considered to have originated primarily in New Zealand.

1. INTRODUCTION

This review attempts to highlight certain features in recent developments of the structural design of reinforced concrete buildings in New Zealand. It concentrates on issues of seismic resistance as they emerged over the last two decades. Discussed in some detail are those aspects of design which were identified and studied primarily in New Zealand. Some of these studies resulted in recommendations which in due course were embodied in relevant building codes. Some of these code provisions, to be examined subsequently, appear to have no parallel recommendations in codes of other countries, which are being frequently consulted in New Zealand. Emphasis in presentation is, however, placed on structural behaviour under seismic actions and concepts of design strategies and not on codes.

The developments reported did not evolve in isolation. The reported research findings of other countries, particularly those in the United States and Japan, were also exploited.

After the general acceptance of the strength method of design for concrete structure in the decade following the second world war, it was increasingly recognized that those of its precepts which were relevant to a seismic scenario, required thorough reexamination. In particular the effects of reversed cyclic deformations imposed by large earthquakes, well beyond elastic limits, upon properties such as strength, stiffness, stability and energy dissipation had to be evaluated and translated into recommendations in terms of usable design office practice. While the great majority of the features of the seismic design methodology reviewed here were developed from extensive theoretical and experimental research work, there are others which are based on less quantifiable common sense engineering judgements. The latter emerged during an extensive and

*University of Canterbury

continuous dialogue between design engineers and researchers in New Zealand.

The abandonment of the use of permissible stresses and the subsequent de-emphasizing of the importance of accuracy in the prediction of quantities, relevant to elastic structural response to code prescribed forces or to simulated earthquake excitations, led to a relatively simple deterministic design philosophy. Because attention is primarily focussed on the likely effects of very large earthquakes, this philosophy readily allows the designer to prescribe the details of a desirable response in the fully plastic state without jeopardising the requirements of damage control. Amongst other features, the methodology enables a relatively flexible but intelligent selection of member capacities to be made, leading to a uniquely defined and enforceable strength hierarchy within the structural system. The philosophy is deterministic in the context that, irrespective of the severity of the seismic event, the designer can "tell the structure what to do".

First the simple concepts of this seismic design strategy, as currently used in New Zealand, are briefly reviewed. Subsequently some features of its application are illustrated. In this, reinforced concrete rigid jointed ductile frames, structural wall systems and hybrid structures are considered. A corner-stone of implementation is the requirement that rational analyses and the proper derivation of design quantities be accompanied by the kind of detailing of the construction which will satisfactorily meet in critical regions of the structure the exceptional ductility or strength demands of a large earthquake. For this reason the second and major part of this review is devoted to the quality in detailing. Specific examples, relevant to the basic types of building structures, have been chosen to illustrate how attempts were made in New Zealand to quantify high quality detailing. The review concludes with the sketching of a few innovative solutions, developed to meet

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

223

3.1.4 Beam-column joints

(a) Design criteria

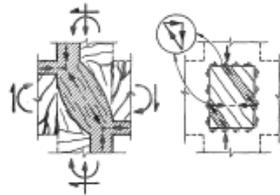
The criteria proposed in New Zealand for the design of joints in ductile reinforced concrete frames [35] are briefly:

- (i) The strength of a joint should not be less than the maximum strength of the weakest member it connects.
- (ii) Because of the difficulties in repair and the degrading nature of energy dissipation in joint mechanisms, joints should respond preferably within the elastic domain.
- (iii) The capacity of a column should not be jeopardized by the behaviour of the adjacent joint.
- (iv) Joint deformations should not significantly increase storey drift.
- (v) Joint reinforcement provided should not cause undue construction difficulties.

The strategy for the design of joints adopted in New Zealand attempted to ensure that with the application of relatively simple yet rational rules, the above criteria are satisfied. The design procedure is based to a large extent on theoretical considerations and experimental work which originated in New Zealand. Attention to possible problems with joints subjected to seismic loading was drawn by the Portland Cement Association [14] in the United States some 20 years ago. The intensive study of joints began in New Zealand in 1971, and related research work at the universities of Auckland and Canterbury and within the New Zealand Ministry of Works and Development, continued ever since.

(b) Failure modes

There are two failure modes which need to be controlled. Of this the more important is that associated with shear strength. The shear forces, readily derived from first principles [29], which are typically 4 to 5 times as large as those in adjacent columns, may lead to a diagonal tension failure when no or insufficient amount of joint shear reinforcement has been provided. This failure may occur well before the intended ductility in a frame has been attained by means of plastic hinges in beams. The other failure mode is associated with bond. A simple check will show that bond stresses along reinforcing bars passing through an interior joint may be 3 to 4 times larger than maxima envisaged by most codes [2,41]. An anchorage failure by a pull-out of beam bars at exterior joints is catastrophic. At interior joints slipping of bars through the joint core may occur, and this results in significant loss of stiffness and



(a) Concrete Struts (b) Diagonal Compression Field

FIG. 29 - MECHANISMS OF SHEAR RESISTANCE AT AN INTERIOR BEAM-COLUMN JOINT

ability of a frame to dissipate energy.

(c) Joint shear strength

The design for shear strength, for example at an interior beam-column joint, is based in New Zealand on the interaction of two mechanisms, shown in Fig. 29 [19]. The flexural concrete compression forces in the four adjacent members, as shown in Fig. 29(a), combine to develop a diagonal strut across the joint. When plastic hinges are restricted to adjacent beams and the residual joint shear stresses are not excessive, which is commonly the case, the diagonal compression stresses in the joint core are moderate and hence readily sustained.

The role of the second mechanism, shown in Fig. 29(b), is to equilibrate the bulk of the bond forces transmitted from the beam and column bars to the concrete of the joint core. It is seen that, after the development of diagonal cracks, the peripheral shear flow necessitates the formation of a diagonal compression field. Numerous diagonal struts, shown somewhat idealized in Fig. 29(b), can readily transmit compression stresses provided that horizontal and vertical forces respectively, acting at the edges of the joint core, can also be developed. These forces, which enable the resolution of bond forces into suitable components, also shown in Fig. 29(b), require horizontal shear reinforcement. The corresponding vertical forces at the edge of the joint core may originate from compression forces in the column, or in the absence of these from vertical joint shear reinforcement. The primary role of this mechanism (Fig. 29(b)) is to enable the beam and column reinforcement to function as intended. Large bond forces are expected to be developed in the joint core to enable each bar to be subjected simultaneously to tension and compression at opposite edges of the joint. This may involve forces at yield strength with strain

227

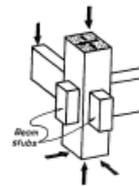


FIG. 36 - BEAM STUBS AT EXTERIOR JOINTS TO ACCOMMODATE BEAM BAR ANCHORAGES [25]

detailing strategies for difficult situations. The principles used were, however, as old as the theory of reinforced concrete. Some example solutions are presented here.

4.1 Beam-Column Joints

It was pointed out in Section 3.1.4(d) that undesirable consequences of plastic hinge formation adjacent to joints are the deterioration of bond and subsequent yield penetration along bars into the joint core. This then may result in excessive slip or to complete anchorage failure.

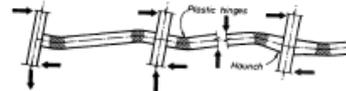


FIG. 37 - BEAMS WITH RELOCATED PLASTIC HINGES

At exterior joints, particularly at corner columns, serious congestion may arise because of the large number of hooked anchorages of both top and bottom bars. A small beams stub, as shown in Fig. 36, overcomes this problem [25,41]. It allows a much longer straight length of bar embedment to be used. Moreover, the vital hook anchorages are then located in a mass of concrete which is not affected by diagonal cracking.

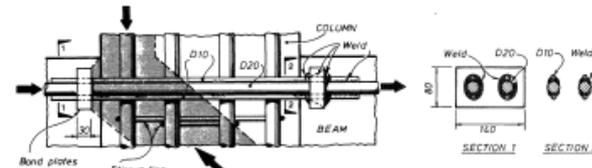


FIG. 39 - BEAM BAR ANCHORAGES AT INTERIOR JOINTS BY MEANS OF WELDED ANCHORAGE PLATES [9]

Another way to eliminate bond deterioration within a joint core, is to ensure that, irrespective of the magnitude of inelastic seismic displacements, yielding of the beam reinforcement cannot occur at column faces. This necessitates the deliberate relocation of potential plastic hinges away from column faces, as shown in Fig. 37. It may be readily achieved by either appropriate curtailment of the flexural reinforcement [19,35] or by the use of vertical haunches [43], as shown at the right hand column in Fig. 37. In two-way frames horizontal beam haunches may be used, as shown in Fig. 38. This arrangement offers additional advantages, to be discussed subsequently.

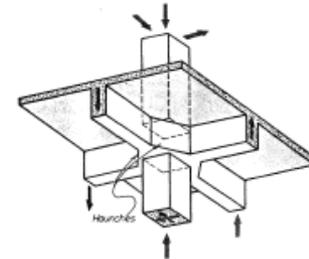


FIG. 38 - AN INTERIOR JOINT FORMED BY HORIZONTAL BEAM HAUNCHES [35]

A full exploitation of the very effective shear transfer mechanism by one diagonal concrete strut, shown in Fig. 29(a), can be made with the use of special anchorage plates [9]. Typical details of an example joint are shown in Fig. 39. In this mechanism bond transfer from the beam bars to the concrete of the joint is abandoned. Instead the beam bar forces, both tension and compression, are transmitted to a suitably dimensioned welded plate, which in turn transmits the combined forces to the concrete core by bearing. One anchorage plate transmits thus all the beam forces for one direction of the earthquake attack. To ensure that the distance between the anchorage plates does not increase significantly during cyclic loading, it is important to ensure that within the joint no yielding will occur along the beam bars.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

226

This may be achieved by increasing the area of bars, for example by the addition with welding of smaller bars, as shown in Fig. 39. Without this precaution, yielding of the beam bars would occur also between anchorage plates leading to slack joints with greatly reduced capacity to dissipate energy.

When beams and columns have suitable dimensions, the majority of beam bars at

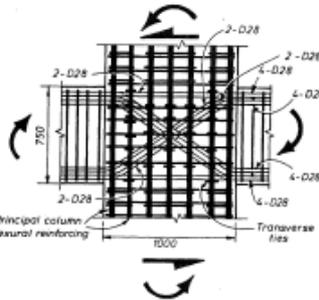


FIG. 40 - BEAM REINFORCEMENT BENT DIAGONALLY ACROSS A BEAM-COLUMN JOINT CORE

interior joints of one-way frames may be bent across the joint, as shown in Fig. 40. It is seen that diagonally bent bars are subjected to tension or to compression throughout the joint region. Thereby negligible or no bond forces need to be transferred to the surrounding concrete. The beam bars may thus transfer by diagonal tension and compression the major fraction of the necessary horizontal and vertical joint shear forces. Careful placement of the bent bars within the column must ensure the proper transfer of radial bearing stresses to the surrounding concrete [35].

The above examples illustrated efforts to enable joint shear forces to be resisted by mechanisms other than the diagonal compression yield of the truss mechanism shown in Fig. 29(b). It was seen that this mechanism requires joint shear reinforcement. Consequently the advantages in using the above "unconventional" solutions stem from a drastic reduction of horizontal joint shear reinforcement. Moreover, because of the elimination of yield penetration into the joint core and significant improvements in bond performance larger diameter and hence lesser numbers of beam bars may be used.

The use of rectangular and intermediate ties of usual diameter, for example with shapes seen in Fig. 24, for horizontal joint shear reinforcement may lead to serious congestion in the joint core. This is particularly the case at interior beam-column joints of two-way frames when plastic hinges are to be expected at all

four faces of the column. In this case the entire joint shear force [41] may need to be resisted by the mechanism of Fig. 29(b). Congestion is alleviated if fewer large diameter bars with large yield strength ($f_y = 380$ MPa) are used [35]. Such bars, however, cannot readily be bent into shapes shown in Fig. 24. If sufficient space is provided, large hoops can be provided around the group of column bars. Such a solution is shown for a specific example structure in Fig. 41. The horizontal haunches, shown in Fig. 38, allow fewer 20 mm hoops to be used. It is seen, that within the beam depth, ties engaging individual column bars have been omitted. Even more space may be provided in the joint region when these few special hoops are formed by butt welding.

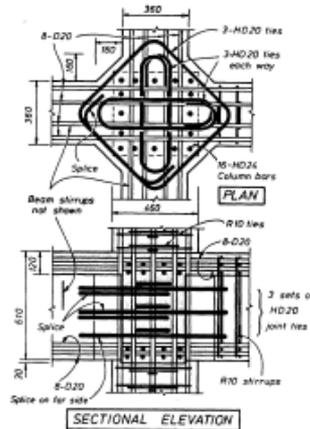


FIG. 41 - JOINT SHEAR REINFORCEMENT FORMED WITHIN HORIZONTAL BEAM HAUNCHES [35]

To eliminate yield penetration along beam bars into the joint core the area of flexural reinforcement may be locally increased by additional bars welded to the main bars [6]. This is similar to the details shown in Fig. 39 except that no anchorage plates are used. The additional bars in the joint region should extend by a small distance into the adjacent beam plastic hinges, as shown for a specific example in Fig. 42.

4.2 Spandrel Beams in Tube Frames

In certain multistorey buildings it is advantageous to assign the entire earthquake resistance to peripheral frames only. Closely spaced columns with relatively short spandrel beams may then be employed. Beams in these tube frames will

Paulay (nel 1988) sostanzialmente scrive:

Attraverso la progressiva ricerca, la nostra comprensione sul comportamento ciclico delle strutture in c.a. è notevolmente aumentata.

Tale ricerca ha messo in luce i punti critici di tali strutture, punti che non emergono per carichi statici o vento. I punti critici maggiori sono i nodi trave colonna di strutture a telaio.

Il principale problema è il propagarsi della zona snervata delle armature dentro il nodo. La risoluzione dei problemi di aderenza porta spesso a dettagli standard con armatura che rende difficile il confezionamento del nodo e difficile garantire l'aderenza tra cls ed armature.

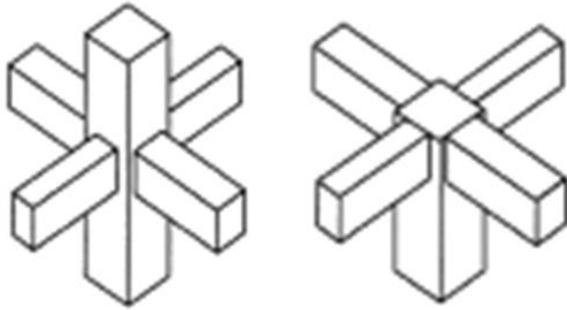
Paulay scrive "se non puoi risolvere il problema prova ad evitarlo".

Suggerisce così degli approcci non convenzionali:

- prolungamento delle travi fuori dal nodo, per i pilastri d'angolo;
- saldature di piatti metalli e per eliminare lo snervamento delle barre nel nodo la saldatura di armature di piccoli diametri sopra a quelle delle travi dentro il nodo;
- piega delle barre flessionali della trave nel nodo;
- armature di grosso diametro e di snervamento maggiore da inserire nel nodo.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

Nodi interamente confinati

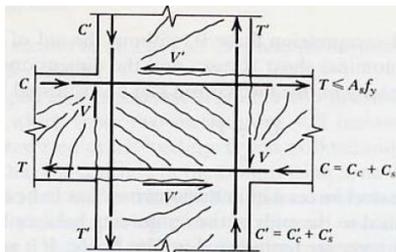


Nodi non interamente confinati

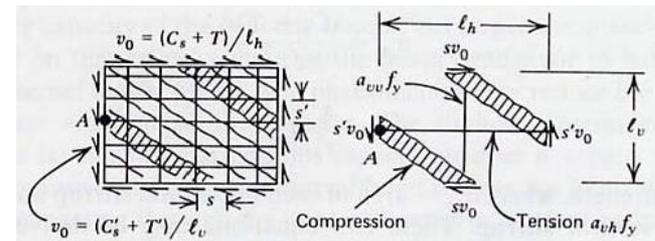
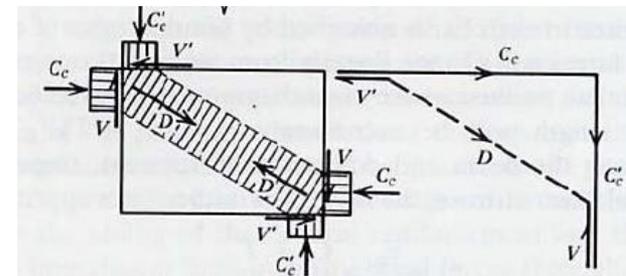


In tutte e quattro le facce si innesta una trave. Il confinamento si considera efficace se tutte le travi si sovrappongono per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro

Tutti gli altri casi

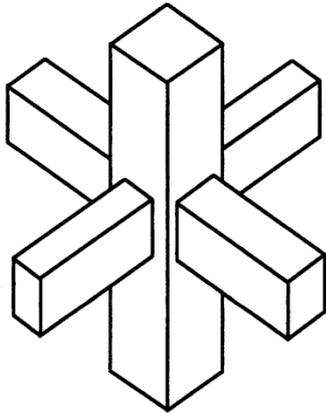


La resistenza a taglio è associata a due meccanismi
Resistenti: puntone, armatura a taglio interna

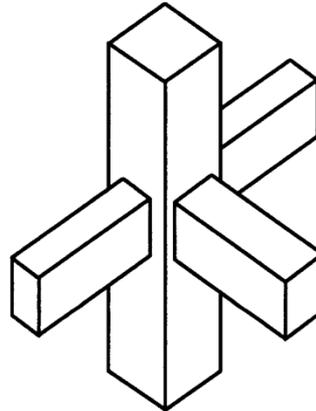


GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVERI

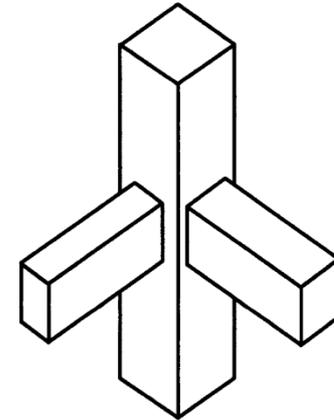
ACI 352R-02



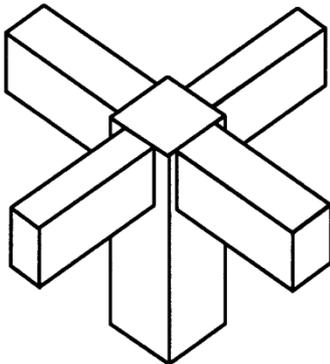
a) Interior



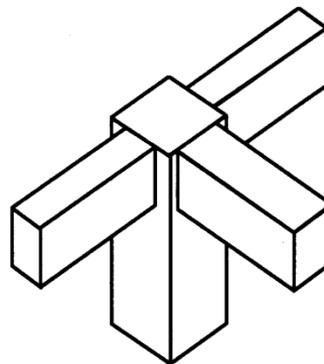
b) Exterior



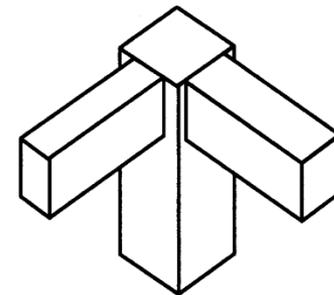
c) Corner



d) "Roof"-interior



e) "Roof"-exterior



f) "Roof"-corner

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

ACI 352R-02

ACI 352R-02

Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures

Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352

John F. Bonacci*
Chair

Sergio M. Alcocer†
Secretary

James R. Cagley	James M. LaFave*	Patrick Paultre
Marvin E. Criswell	Douglas D. Lee	M. Saiid Saiidi
Catherine E. French	Roberto T. Leon	Bahram M. Shahrooz
Luis E. Garcia	Donald F. Meinheit	John W. Wallace
T. Russell Gentry*	Jack P. Moehle	James K. Wight
Theodor Krauthammer	Stavroula J. Pantazopoulou	Loring A. Wyllie, Jr.
Michael E. Kreger*		

*Member of editorial subcommittee.

†Chair of editorial subcommittee.

[Link a ACI 352R-02](#)

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

ACI 352R-02

Vengono definite le seguenti tipologie di nodi:

- nodi di tipo 1, facenti parte di elementi non dissipativi (devono portare solo i carichi verticali);
- nodi di tipo 2, facenti parte di elementi dissipativi.

Per entrambe le tipologie di nodi, l'armatura a taglio deve garantire la trasmissione dei momenti squilibrati alle estremità delle travi (quindi anche quelli dovuti alle semplici azioni statiche!).

ANCHE I NODI INTERAMENTE CONFINATI SONO DESTINATI A VERIFICA

Per nodi interamente confinati di tipo 2 (sismici) la resistenza è maggiore e l'armatura minima richiesta è la metà di quella richiesta per le altre tipologie (quindi non è nulla).

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVERI

ACI 352R-02

Data la presenza delle armature minime nel nodo, la resistenza viene verificata con la seguente formula:

3.1. The following equation should be satisfied

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.6)$$

where $\phi = 0.85$ and V_n , the nominal shear strength of the joint, is

$$V_n = \gamma \sqrt{f_c'} b_j h_c \text{ (psi)}$$

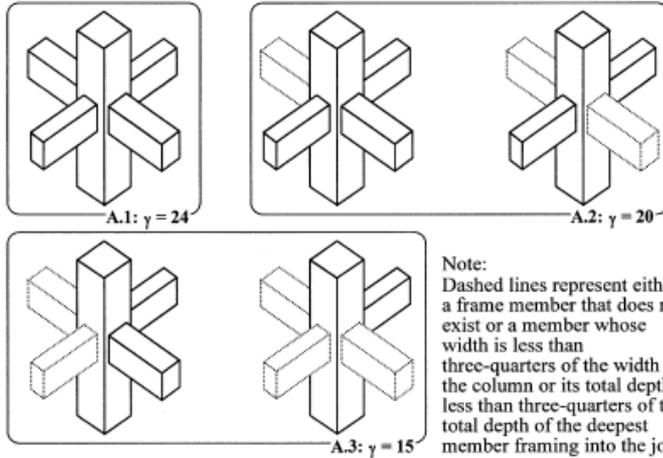
$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f_c'} b_j h_c \text{ (MPa)} \quad (4.7)$$

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVI

ACI 352R-02

TYPE 1 CONNECTIONS

CASE A: Two columns framing into the joint



CASE B: One column framing into the joint

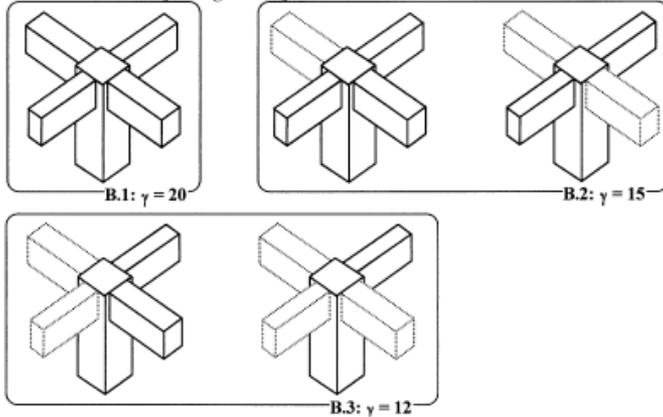
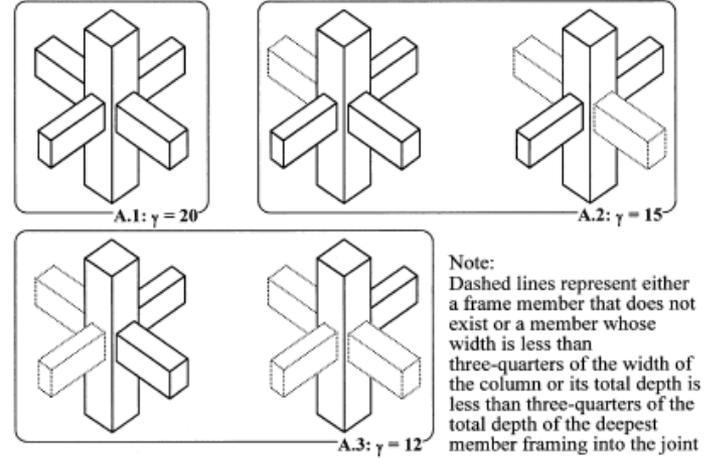


Fig. 4.4— γ -values for Type 1 connections

TYPE 2 CONNECTIONS

CASE A: Two columns framing into the joint



CASE B: One column framing into the joint

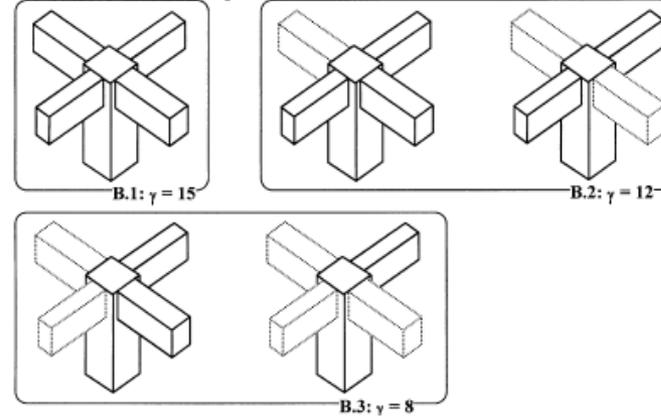


Fig. 4.5— γ -values for Type 2 connections

GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO COLONNA-TRAVERI

ACI 352R-02

Ricapitolando, la norma americana fa eseguire la verifica dei nodi anche per le azioni statiche e, dando per scontata la presenza di un'armatura minima, esprime la verifica con una formula semplificata.

Per strutture nuove, la ACI 318 riprende a pieno le disposizioni della ACI 352R; mentre per le strutture esistenti la ASCE 41-13 differenzia i valori di Gamma a seconda che l'armatura a taglio nel nodo sia conforme o non conforme.

Table 10-12. Values of γ for Joint Strength Calculation

Transverse Reinforcement ^b	Value of γ				
	Condition I: Interior Joints ^a		Condition II: Other Joints		
	Interior Joint with Transverse Beams	Interior Joint without Transverse Beams	Exterior Joint with Transverse Beams	Exterior Joint without Transverse Beams	Knee Joint with or without Transverse Beams
C	20	15	15	12	8
NC	12	10	8	6	4

^aFor classification of joints, refer to Fig. 10-3.

^b"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Joint transverse reinforcement is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/2$ within the joint. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

COLLASSO AL NODO



COLLASSO AL NODO



COLLASSO AL NODO – PIANO SOFFICE



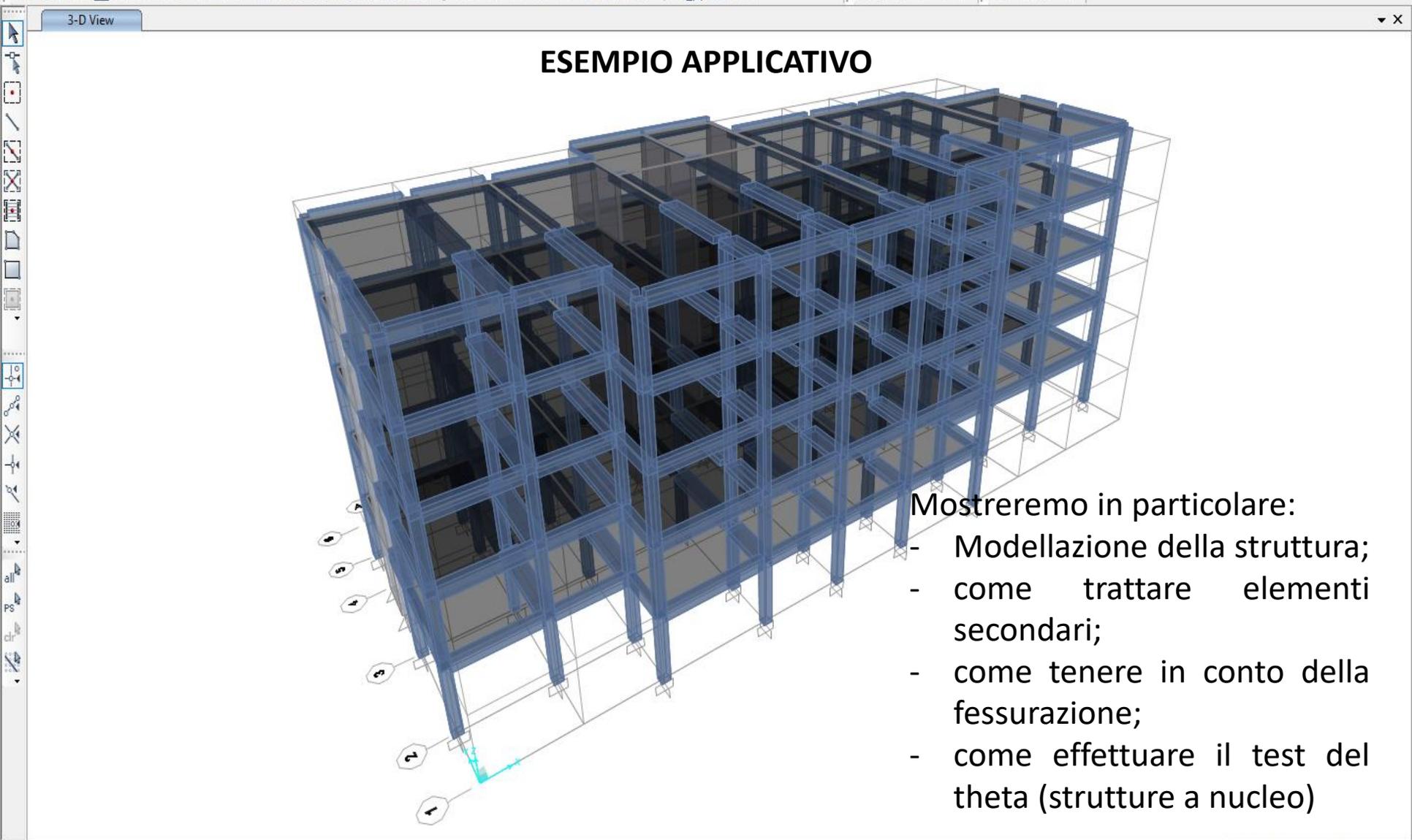
COLLASSO AL NODO – PIANO SOFFICE



UN POSSIBILE APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE DI STRUTTURE DUTTILI IN C.A.

Attenta disposizione e scelta di elementi sismoresistenti da distribuire nelle due direzioni in modo da ottenere la massima duttilità possibile, in generale questi sono i suggerimenti:

- 1) utilizzo di travi in spessore solo come elementi secondari, debitamente modellati, in modo da non essere interferenti con il sistema sismoresistente.
- 2) Per le travi principali, utilizzo di armature con diametri il più possibile ridotti e dimensionate in modo “mirato” rispetto alle sollecitazioni.
- 3) Si sceglie la dimensione minima delle colonne in modo da consentire l’ancoraggio delle armature delle travi, i limiti prescrittivi diventano un valore praticamente limite per riuscire a condurre le verifiche a taglio dei nodi trave-colonna.
- 4) La gerarchia a taglio delle pareti è particolarmente stingente, per la riduzione significativa della resistenza del puntone compresso nella zona critica, il valore attuale delle NTC18 è il solo 40% dello stesso valore resistente delle precedenti norme. Questo impone di avere pareti meno estese possibili e con armatura flessionale ben dimensionata.



Mostreremo in particolare:

- Modellazione della struttura;
- come trattare elementi secondari;
- come tenere in conto della fessurazione;
- come effettuare il test del theta (strutture a nucleo)

RIDISTRIBUZIONE A FLESSIONE PER TRAVI CONTINUE

RIDISTRIBUZIONE A FLESSIONE PER TRAVI CONTINUE

C4.1.1.1 Ridistribuzione nelle travi continue

Nel caso di una trave continua (Figura C4.1.1), i momenti M_1 e M_2 delle sezioni più sollecitate (in corrispondenza degli appoggi) possono venire ridotti ai valori M'_1 e M'_2 , nel rispetto dei limiti $M'_1 \geq \delta M_1$ e $M'_2 \geq \delta M_2$. Il diagramma del momento flettente sortito dall'analisi elastica lineare della trave continua in esame, rappresentato dalla curva a tratto continuo, va di conseguenza traslato, nel rispetto dell'equilibrio con il carico p applicato, come indicato dalla curva a tratteggio.

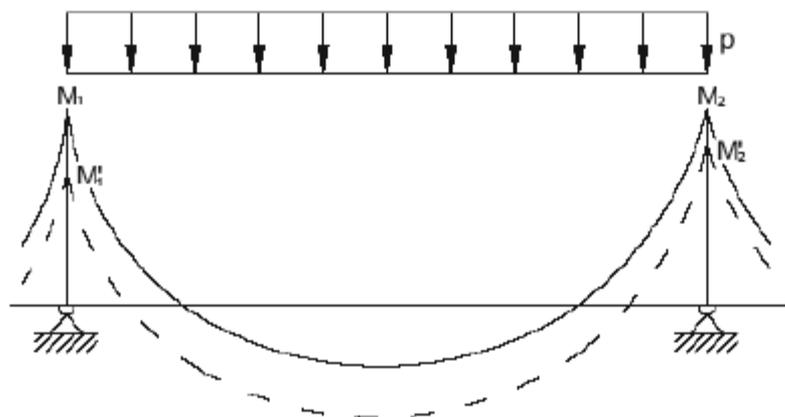
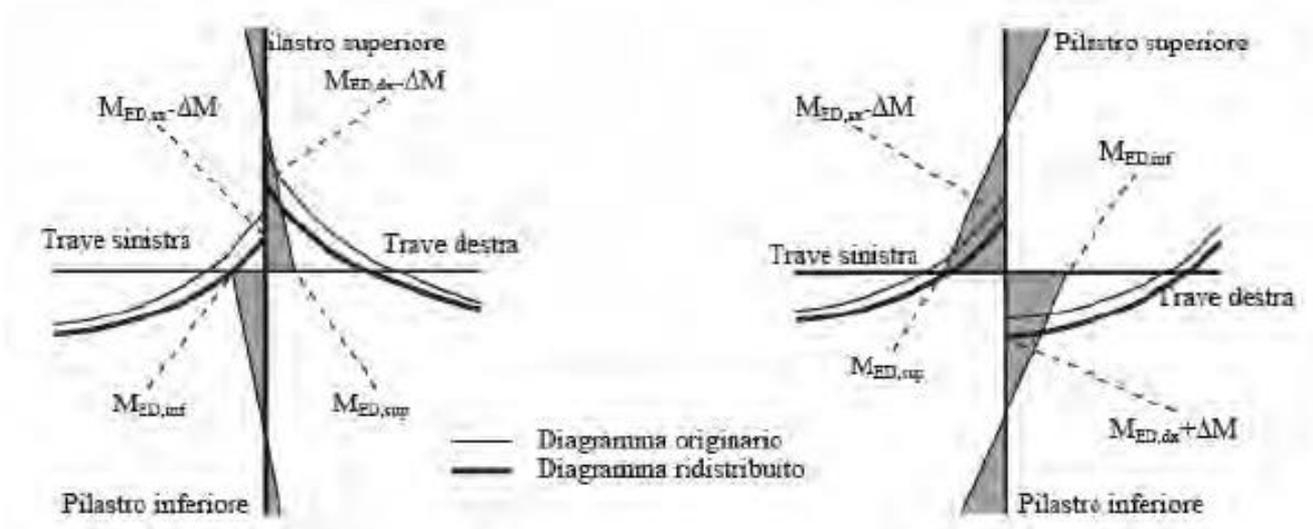


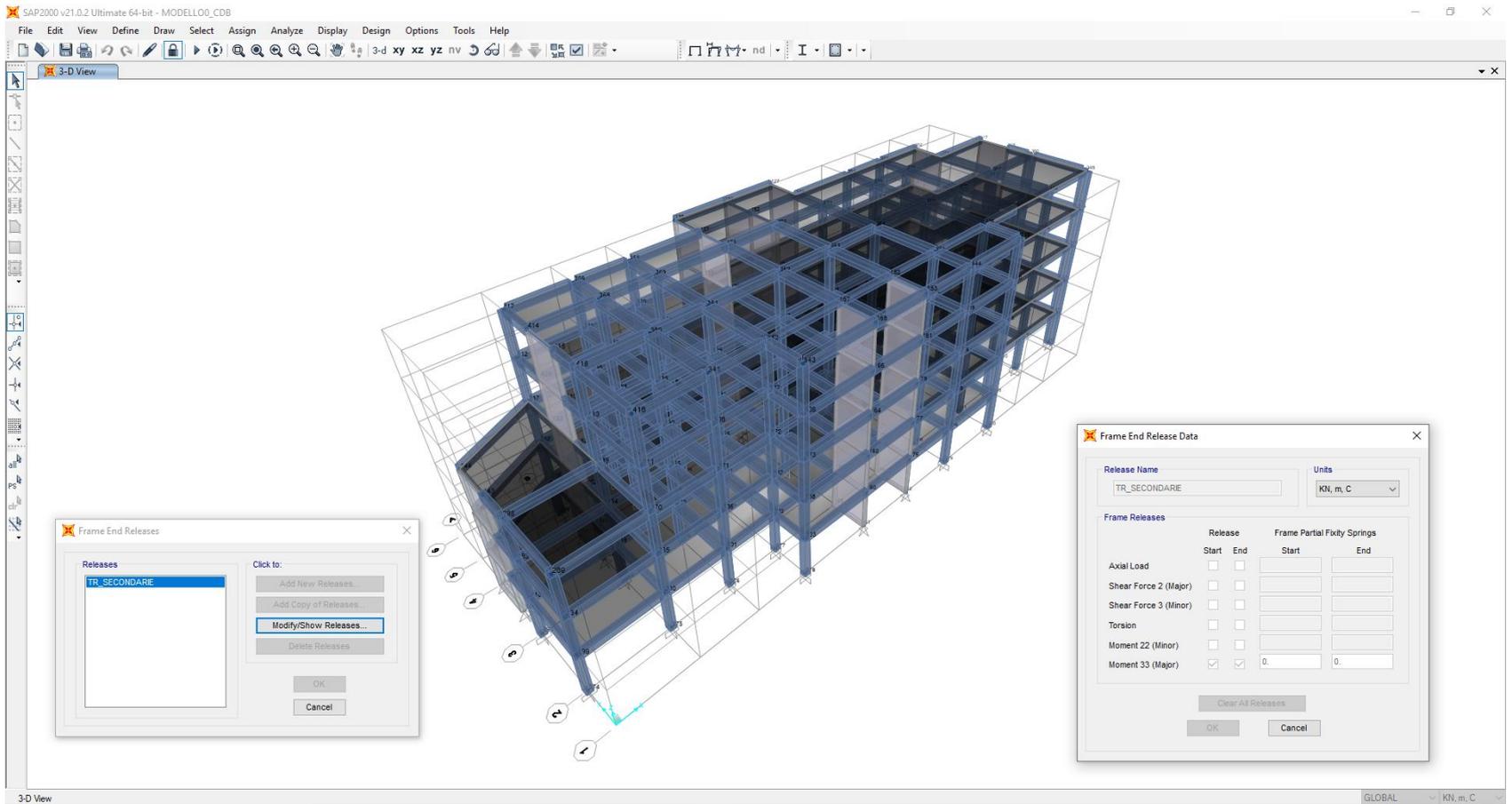
Figura C4.1.1 - Ridistribuzione dei momenti per travi continue

RIDISTRIBUZIONE A FLESSIONE PER TRAVI CONTINUE



ELEMENTI SECONDARI

ELEMENTI SECONDARI



ELEMENTI SECONDARI

SAP2000 v21.0.2 Ultimate 64-bit - MODELLO_CDB

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help

3-D View

Load Case Data - Staged Construction Staged Construction

Load Case Name: CONDIZIONE_SISMICA

Load Case Type: Staged Construction

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	User Comments
1	0	Yes	

Data For Stage 1 (0 days; Output: No Label):

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	ALL	3			
Change Releases	Group	TR_SECONDAIRE		Frame	TR_SECONDAIRE	
Change Modifiers	Group	COLONNE		Frame	COLONNE_FESS	
Change Modifiers	Group	TR_PRIMARE		Frame	TRAVL_FESSURAZIONE	

Other Parameters: Results Saved, Nonlinear Parameters, Material Properties Are Time Dependent

Define Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
G1	Linear Static
MODAL	Modal
G2	Linear Static
QUFF	Linear Static
QNEVE	Linear Static
CONDIZIONE_SISMICA	Staged Construction
MODAL-TEST	Modal
SPX	Response Spectrum
SPY	Response Spectrum
FX	Linear Static
FY	Linear Static
MT	Linear Static

Click to: Add New Load Case..., Add Copy of Load Case..., Modify/Show Load Case..., Delete Load Case

Display Load Cases: Show Load Case Tree...

Staged Construction Tree - CONDIZIONE_SISMICA

```

Expand All Collapse All
STAGE 1: Start Time = 0. Days; Duration = 0. Days; Provide Output.
  ADD Structure: Group = ALL; Age When Added = 3. Days
  REL RESET Releases: Type = Frame; New Name = TR_SECONDAIRE; Group = TR_SECONDAIRE
  HMO CHANGE Modifiers: Type = Frame; New Name = COLONNE_FESS; Group = COLONNE
  HMO CHANGE Modifiers: Type = Frame; New Name = TRAVL_FESSURAZIONE; Group = TR_PRIMARE
  HMO CHANGE Modifiers: Type = Area; New Name = PARETI_FESS; Group = PARETI
    
```

3-D View GLOBAL KNL.m.C

ESEMPIO PASSO-PASSO – RIDUZIONE MOMENTO NEGATIVO TRAVI SECONDARIE, METODO ALTERNATIVO

Nel caso di trave perfettamente incastrata agli estremi e soggetta a carico distribuito, una buona approssimazione del comportamento dell'incastro può essere ricavata considerando una rigidezza di riferimento pari a: $2 EJ / L$.

Per ottenere una riduzione di momento pari ad un fattore pari a P , occorre moltiplicare tale rigidezza per $F = (1 - P) / P$.

Per ottenere il momento di incastro perfetto occorre imporre $P = 0$ (ossia una rigidezza infinita) mentre ad esempio per ottenere un momento dimezzato occorre considerare $P = 0.5$, da cui $F = 1$.

K	2 EJ/L
E	31476000 kN/m ²
b	0.8 m
h	0.3 m
J	0.0018 m ⁴
L	4.5
P	50% RIDUZIONE
F	1
FK	25180.8 kNm/rad

FESSURAZIONE

ESEMPIO PASSO-PASSO – VALUTAZIONE MEDIANTE ANALISI SPETTRALE

Modifica alle inerzie per fenomeno di fessurazione

Come è noto si può tenere in conto dello stato di fessurazione, a tal fine si è utilizzato l'approccio presente nelle ACI318-14 e nelle ASCE 41-13.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_sA_s (tension)
Beam–column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_sA_s (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Tabella 10.5 ASCE 41-13

ESEMPIO PASSO-PASSO – VALUTAZIONE MEDIANTE ANALISI SPETTRALE

Modifica alle inerzie per fenomeno di fessurazione

Come è noto si può tenere in conto dello stato di fessurazione, a tal fine si è utilizzato l'approccio presente nelle ACI318-14 e nelle ASCE 41-13.

10.10.4.1 — It shall be permitted to use the following properties for the members in the structure:

(a) Modulus of elasticity	E_c from 8.5.1
(b) Moments of inertia, I	
Compression members:	
Columns	$0.70I_g$
Walls—Uncracked	$0.70I_g$
—Cracked	$0.35I_g$
Flexural members:	
Beams	$0.35I_g$
Flat plates and flat slabs	$0.25I_g$
(c) Area	$1.0A_g$

Tabella 6.6.3.1.1 – ACI 318/14

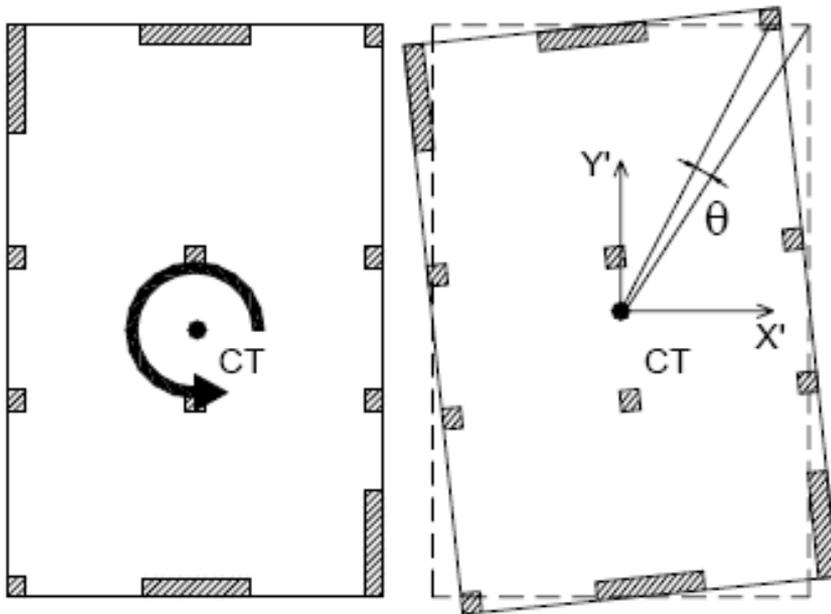
TEST DEL THETA PER VERIFICA STRUTTURE FLESSIBILI TORSIONALMENTE

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC18

STRUTTURE A NUCLEO:

Le strutture a nucleo sono composte in generale da telai e/o pareti la cui rigidezza torsionale non soddisfa la condizione $r / l_s > 0,8$, dove:

r^2 rapporto tra rigidezza torsionale e laterale (da EC8) di piano.
Deve essere considerato un rapporto per ogni direzione di analisi (r_x in direzione y e r_y in direzione x).



$$R_{tors} = M / \theta (=1) = G \cdot J_p$$

$$G \cdot J_p = \sum_i \left[K_{i,flex,x} \cdot y_i'^2 + K_{i,flex,y} \cdot x_i'^2 \right]$$

$$R_{x,flex} = F / X (=1) = \sum_i K_{i,flex,x}$$

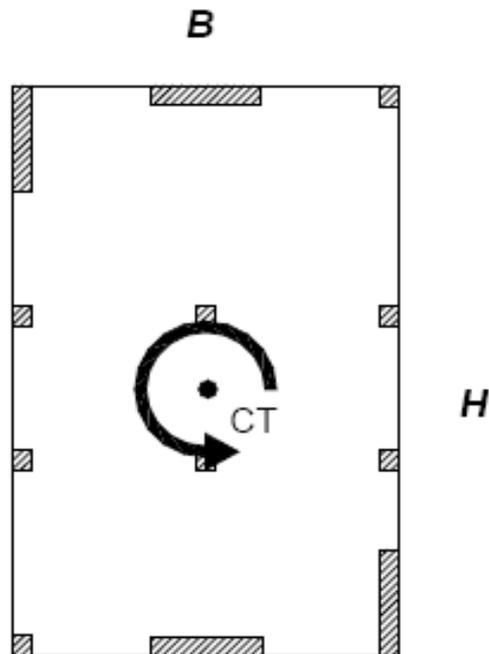
$$r_y = \sqrt{R_{tors} / R_{x,flex}} \quad r_x = \sqrt{R_{tors} / R_{y,flex}}$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC18

STRUTTURE A NUCLEO:

l_s = raggio giratore del piano in pianta dato come radice quadrata del rapporto tra momento polare di inerzia del piano in pianta calcolato rispetto al centro di massa e l'area di piano

$$l_s = \sqrt{J_{p,\text{piano}} / A_{\text{piano}}} = \sqrt{\frac{H^2 + B^2}{12}}$$



Strutture a nucleo se:

$$\frac{r_x}{l_s} < 0.8 \quad \frac{r_y}{l_s} < 0.8$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC18

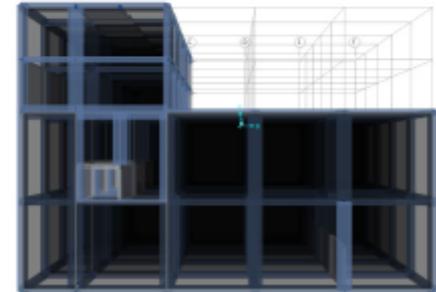
Al fine del calcolo della posizione dei centri di rigidità, si applica tre azioni distinte: F_x , F_y ed M_z , rispettivamente di 1000 kN di taglio per le due azioni taglianti e 1000 kNm di momento torcente, per l'ultima azione. Queste azioni vengono applicate nelle tre componenti dette in modo indipendente, in una posizione arbitraria di ogni diaframma. La procedura consta dei seguenti passi:

1 – definire 3 diversi carichi elementari: F_x , F_y e M_z arbitrari

F_x forze “unitarie” in direzione $+x$ di ogni diaframma

F_y forze “unitarie” in direzione $+y$ di ogni diaframma

M_z momento torcente “unitario” attorno all'asse Z



Si applica tali azioni sull'origine del sistema di riferimento $(0,0,z)$. Dove z è la quota di ogni impalcato.

2 – eseguire l'analisi e selezionare un nodo per piano esportando la tabella con le rotazioni R_z dei nodi corrispondenti ai 3 diversi carichi.

3 – calcolare per ogni piano i le distanze $X_i = -R_z(F_y) / R_z(M_z)$ e $Y_i = R_z(F_x) / R_z(M_z)$. Queste rappresentano le distanze del centro di rigidità dal punto di applicazione della forza. Se le forze sono state applicate in $(0,0)$ esse rappresentano già le coordinate del CR.

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC18

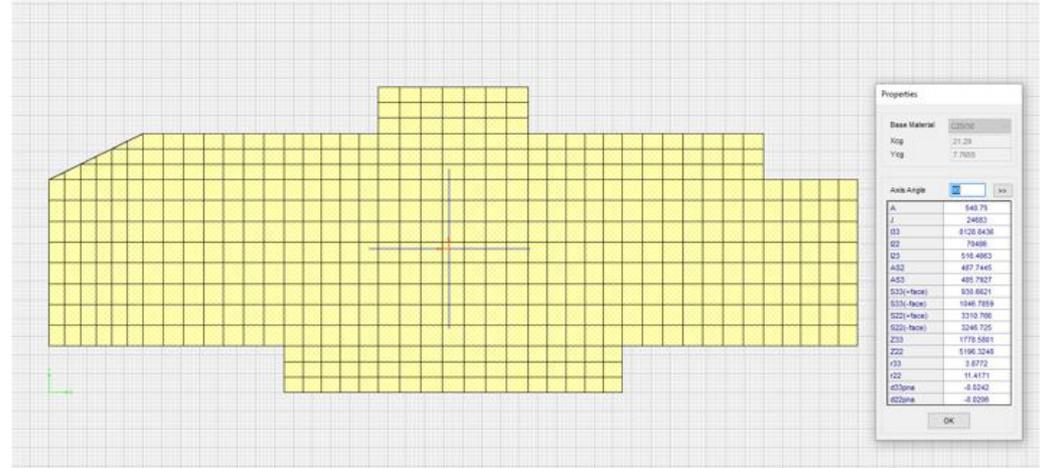
Rapporto piano quota 9m – esempio presentato:

M	1000 kNm			
θ	8.74E-06	>>>>	Rtors	114364135 kN/rad
Tx	1000 kN			
Dx	5.77E-03 m	>>>>	Rx	1.73E+05 kN/m
Ty	1000 kN			
Dy	1.04E-03 m	>>>>	Ry	9.62E+05 kN/m

rx	25.677018 m			
ry	10.900658 m			

Jx	8128.84 m ⁴	A		540.75 m ²
Jy	70486 m ⁴	>>>>	Is	12.06 m

rx/Is	2.13	ry/Is	0.90
-------	------	-------	------



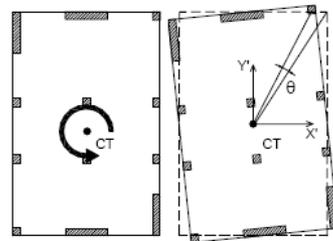
$$R_{tors} = \frac{M}{\theta(=1)} = G \cdot J_p$$

$$G \cdot J_p = \sum_i [K_{i,flex,x} \cdot y_i^2 + K_{i,flex,y} \cdot x_i^2]$$

$$R_{x,flex} = \frac{F}{x(=1)} = \sum_i K_{i,flex,x}$$

$$r_y = \sqrt{R_{tors} / R_{x,flex}} \quad r_x = \sqrt{R_{tors} / R_{y,flex}}$$

$$l_s = \sqrt{J_{p,piano} / A_{piano}} = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{12}}$$



Strutture a nucleo se:

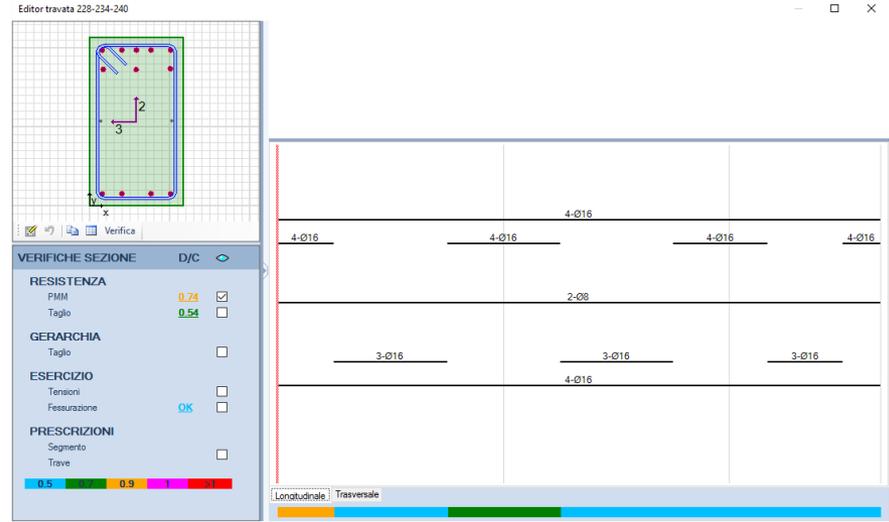
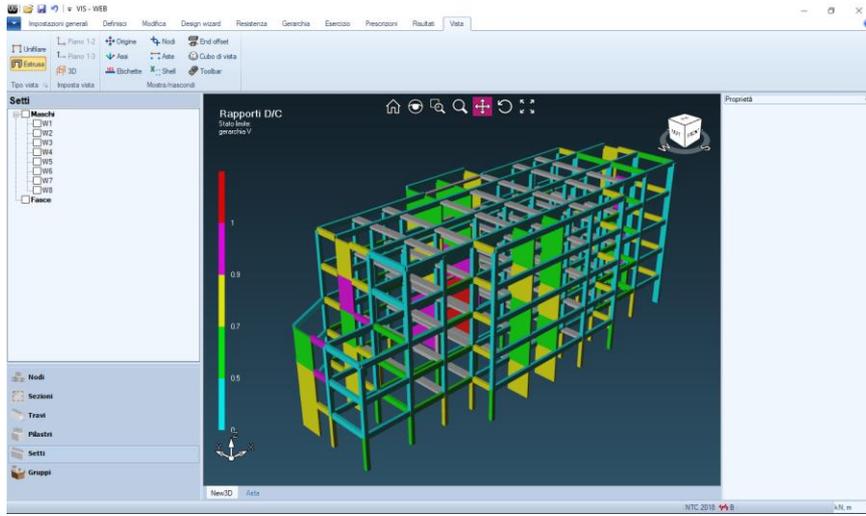
$$\frac{r_x}{l_s} < 0.8 \quad \frac{r_y}{l_s} < 0.8$$

A=22.2 m



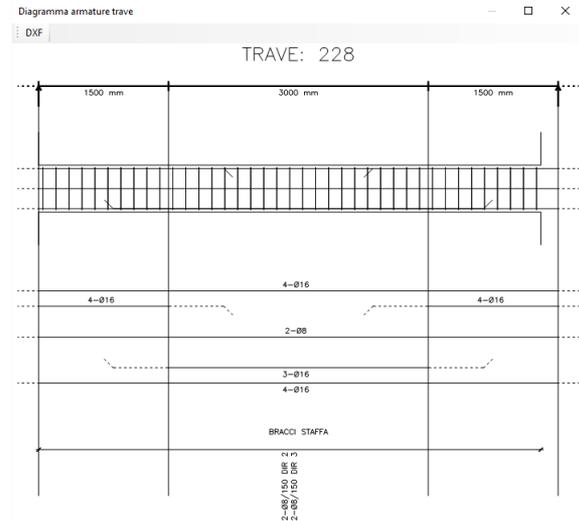
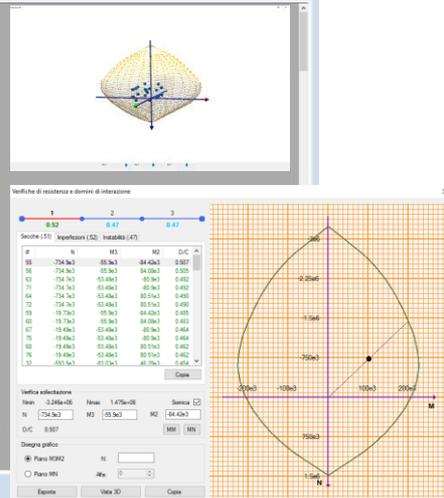
B=12.30 m

ESEMPIO PASSO-PASSO VERIFICHE PER CDB E STRUTTURE NON DISSIPATIVE



Progetto di resistenza

Piano	Segno	Sezione	Combinazione	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	D/C
10	1	PL3000	GNE2-75%	-5.72e+05	-4.88e+04	-4.88e+04	37.7
10	2	PL3000	GNE2-75%+4	6.17e+05	5.76e+04	-3.89e+04	37.7
10	3	PL3000	GNE1-75%	-5.81e+05	4.03e+04	7.85e+04	37.7
10	4	PL3000	GNE2-75%	6.22e+05	-7.77e+04	-3.56e+04	16.08
10	5	PL3000	STR10	-1.26e+05	-2715	-2715	16.08
10	6	PL3000	GNE2-75%	-7.70e+04	7.21e+04	-3.44e+04	16.08
10	7	PL3000	GNE2-75%	-1.84e+05	-7.89e+04	2.43e+04	16.08
10	8	PL3000	GNE2-75%+3	-2.86e+05	-7.86e+04	2.41e+04	16.08
10	9	PL3000	GNE2-75%+2	-2.66e+05	-7.86e+04	2.41e+04	16.08
10	10	PL3000	GNE2-75%	-2.86e+05	-1.19e+05	2.40e+04	20.11
10	11	PL3000	GNE2-75%+1	-4.48e+05	-1.17e+05	-2.35e+04	20.11
10	12	PL3000	GNE2-75%	-2.87e+05	1.19e+05	-2.35e+04	20.11
10	13	PL3000	GNE2-75%	-7.96e+04	-1.76e+05	-5.75e+04	43.98
10	14	PL3000	STR9	-9.02e+04	-2.87e+04	-1.57e+04	43.98
10	15	PL3000	GNE2-75%	-7.70e+04	1.48e+05	5.56e+04	43.98
10	16	PL3000	GNE2-75%	-1.52e+06	-1.67e+05	-5.76e+04	8.501
10	17	PL3000	GNE2-75%+3	-1.12e+06	-4.32e+04	6.21e+04	43.98
10	18	PL3000	GNE2-75%	-1.14e+06	1.03e+05	3.91e+04	43.98
10	19	PL3000	GNE2-75%	-1.43e+06	-1.43e+05	-4.23e+04	43.98
10	20	PL3000	STR9	-1.03e+06	8.42e+04	2.17e+04	43.98
10	21	PL3000	STR9	-1.78e+06	5.26e+04	4.74e+04	43.98
10	22	PL3000	GNE2-75%	-9.02e+04	-7.47e+04	3.16e+04	16.08
10	23	PL3000	STR10	-1.4e+05	-2789	-2789	16.08
10	24	PL3000	GNE2-75%	-8.47e+04	6.67e+04	-3.17e+04	16.08
10	25	PL3000	GNE2-75%	-7.48e+04	-4.17e+04	4.86e+04	37.7
10	26	PL3000	GNE1-75%+1	-7.43e+05	3.11e+04	-4.93e+04	37.7
10	27	PL3000	GNE1-75%	-7.85e+05	3.27e+04	6.44e+04	37.7
10	28	PL3000	GNE2-75%	-2.21e+05	-2.87e+04	-3.87e+04	16.08
10	29	PL3000	GNE2-75%+3	-2.24e+05	-7.85e+04	2.37e+04	16.08
10	30	PL3000	GNE2-75%	-2.16e+05	6.88e+04	-3.11e+04	16.08
10	31	PL3000	GNE2-75%	-3.26e+05	-1.26e+05	2.55e+04	16.08
10	32	PL3000	GNE2-75%+2	-3.73e+05	1.22e+05	2.55e+04	20.11
10	33	PL3000	GNE2-75%	-2.46e+05	-1.16e+05	-3.42e+04	16.08
10	34	PL3000	GNE2-75%	-6.72e+05	-2.93e+05	-5.76e+04	43.98
10	35	PL3000	STR9	-8.47e+05	-2.84e+04	-1.85e+04	43.98
10	36	PL3000	GNE2-75%	-6.08e+04	1.76e+05	5.75e+04	43.98
10	37	PL3000	GNE2-75%	-9.02e+04	-1.07e+05	-5.42e+04	43.98
10	38	PL3000	STR9	-1.32e+06	-4.88e+04	-2.24e+04	43.98
10	39	PL3000	STR9	-1.52e+06	4.07e+04	4.62e+04	43.98
10	40	PL3000	GNE2-75%	-1.24e+06	-1.49e+05	-4.19e+04	43.98
10	41	PL3000	STR9	-1.74e+06	5.01e+04	1.55e+04	43.98
10	42	PL3000	STR9	-1.77e+06	5.01e+04	4.41e+04	43.98
10	43	PL3000	GNE2-75%	4.98e+04	7.04e+04	3.55e+04	16.08
10	44	PL3000	GNE1-75%+3	-1.22e+06	-6.03e+04	-1.16e+04	16.08
10	45	PL3000	GNE2-75%	-4.47e+04	-6.03e+04	-3.87e+04	16.08



STATO LIMITE DI DANNO

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

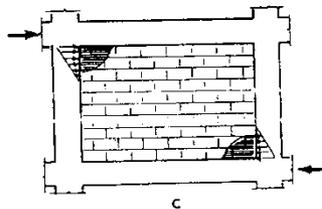
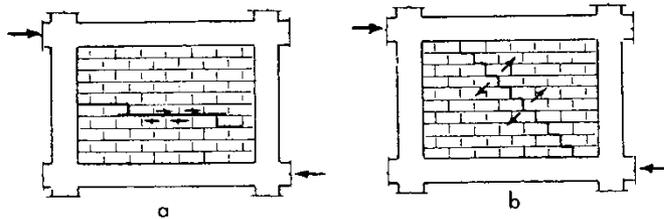
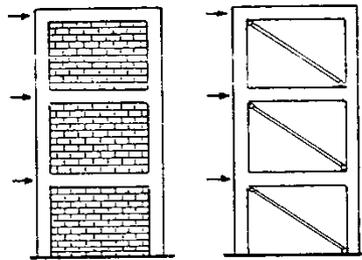
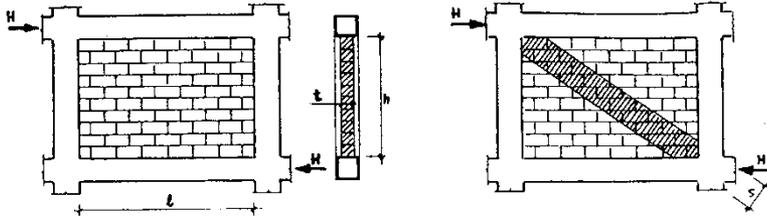
Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

DANNO E COLLASSO DI ELEMENTI NON STRUTTURALI



DANNO E COLLASSO DI ELEMENTI NON STRUTTURALI



1. Il telaio è costituito da elementi di cemento armato (o metallici) adeguatamente collegati fra loro nei modi ed aderenti alla tamponatura. Questa deve essere efficacemente collegata all'intelaiatura in modo che ne sia assicurato il contatto e quindi l'aderenza tale da garantire la trasmissione di sforzi normali e taglianti oltre all'inamovibilità ;
2. Il rapporto h/l (fig. 1) fra i lati del pannello murario deve essere compreso di norma tra 0,5 e 2,0;
3. Il rapporto h/t (fig. 1) fra l'altezza e lo spessore (snellezza) del pannello murario non deve essere superiore a 20;
4. Nel pannello di tamponatura non devono essere presenti aperture, salvo che queste siano delimitate da intelaiature in cemento armato atte a ricostituire la continuità dei due tratti delle diagonali di muratura come in seguito esposto. Ogni puntone avrà pertanto una rigidezza pari a:

$$(EA/d)_{eq} = 0,1 \cdot E_m \cdot t$$

SPF – MODULO DI VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE STRUTTURE ESISTENTI CON RELATIVA CLASSIFICAZIONE

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

Decreto ministeriale numero 65 del 07/03/2017

Sisma bonus – linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

Il documento definisce 8 classi di rischio con rischio crescente indicate con lettere da **A+** a **G**.

La determinazione può essere condotta mediante due metodi:
metodo convenzionale di analisi, metodo semplificato.

*“Il **metodo convenzionale** è concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione, è basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle attuali Norme Tecniche e consente la valutazione della Classe di Rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento.*

*Il **metodo semplificato** si basa su una classificazione macrosismica dell'edificio, è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura e può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare indicativa, sia per valutare, limitatamente agli edifici in muratura, la classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale.”*

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

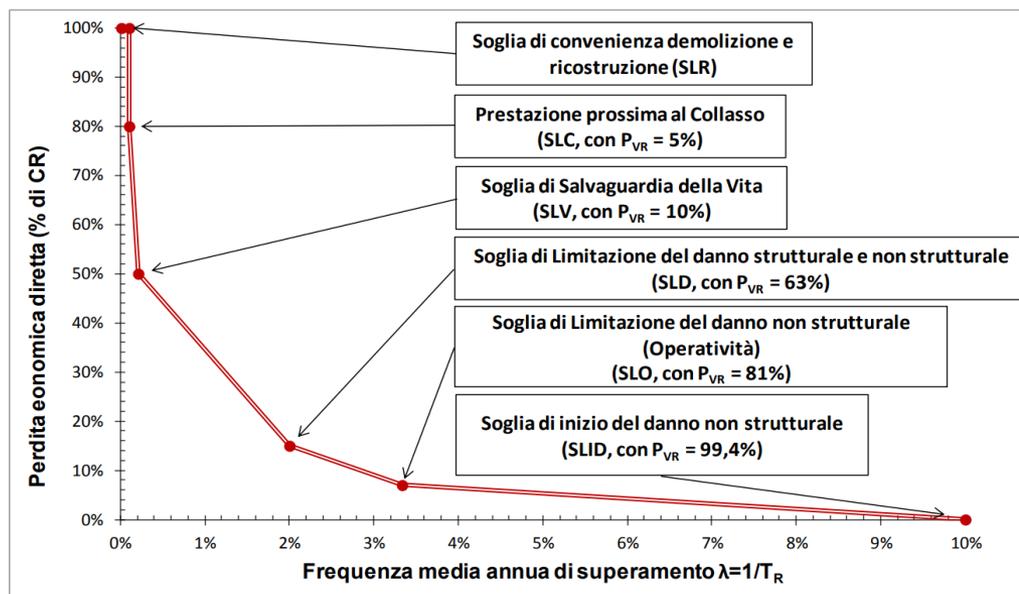
Il documento definisce 8 classi di rischio con rischio crescente indicate con lettere da **A+** a **G**.

Per la determinazione della classe di rischio sismico si fa riferimento a due parametri: perdita annuale media attesa (**PAM**), indice di sicurezza vita (**IS-V**). L'indice PAM tiene in conto le perdite economiche associate ai danni di elementi strutturali e non rapportate al costo di ricostruzione (CR). L'indice IS-V è definito come rapporto tra la pga al raggiungimento della capacità allo SLV e la pga domandata per lo stesso SL per una nuova costruzione.

“Laddove si preveda l'esecuzione di interventi volti alla riduzione del rischio, l'attribuzione della Classe di Rischio pre e post intervento deve essere effettuata utilizzando il medesimo metodo e con le stesse modalità di analisi e di verifica, tra quelle consentite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.”

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

PAM – Perdita annuale Media attesa



“Il parametro PAM può essere assimilato al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione. Esso può essere valutato, così come previsto per l'applicazione del metodo convenzionale, come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Tale curva, in assenza di dati più precisi, può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa da tale curva, minore sarà la perdita media annua attesa (PAM).”

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

PAM – Perdita annuale Media attesa

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A_{PAM}^+
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Tabella 1 – *Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese*

“A titolo indicativo, una costruzione con periodo di riferimento VR pari a 50 anni, le cui prestazioni siano puntualmente pari ai minimi di quelle richieste dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni per un edificio di nuova costruzione (e dunque che raggiunge i diversi stati limite esattamente per i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica previsti dalle norme) ha un valore di PAM che la colloca in Classe PAM B (il valore di PAM è, in questo caso, pari a 1,13%). Un'analogha costruzione, ma con periodo di riferimento VR pari a 75 anni o a 100 anni ha un valore di PAM che la colloca al limite della Classe PAM A (il valore di PAM è, in questo caso, pari a 0,87% per VR = 75 anni e pari a 0,74% per VR = 100 anni). Convenzionalmente, ai fini dell'applicazione delle presenti Linee Guida, è possibile considerare periodi di ritorno dell'azione sismica inferiori a 30 anni, scalando proporzionalmente le ordinate dello spettro associato al periodo di ritorno di 30 anni. Tale procedura non si applica per periodi di ritorno inferiori a 10 anni.”

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

IS-V – Indice di sicurezza vita

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A_{IS-V}^+
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

Tabella 2 – *Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza*

“Analogamente, i valori di riferimento dell'indice di sicurezza da cui derivare la Classe IS-V, legata alla salvaguardia della vita umana, sono riportati in tabella 2.

A titolo indicativo, una costruzione la cui capacità, in termini di accelerazione di picco al suolo associata allo SLV pari a quella richiesta dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni per un edificio di nuova costruzione e caratterizzato dalla medesima vita nominale e classe d'uso, ha un valore di IS-V che lo colloca in Classe IS-V A.”

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

Procedura:

“

- 1) Si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità, $PGAC(SLi)$, che inducono il raggiungimento degli stati limite indicati dalla norma (SLC, SLV, SLD, SLO). E' possibile, in via semplificata, effettuare le verifiche limitatamente allo SLV (stato limite per la salvaguardia della vita) ed allo SLD (stato limite di danno).
- 2) Note le accelerazioni al suolo, $PGAC$, che producono il raggiungimento degli stati limite sopra detti, si determinano i corrispondenti periodi di ritorno, TrC , associati ai terremoti che generano tali accelerazioni. In assenza di più specifiche valutazioni, il passaggio dalle $PGAC$ ai valori del periodo di ritorno possono essere eseguiti utilizzando la seguente relazione: $TrC = TrD (PGAC/PGAD)^\eta$ con $\eta = 1/0.41$.
- 3) Per ciascuno dei periodi sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento $\lambda=1/TrC$. E' utile sottolineare che, per il calcolo del tempo di ritorno TrC associato al raggiungimento degli stati limite di esercizio (SLD ed SLO) è necessario assumere il valore minore tra quello ottenuto per tali stati limite e quello valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita. Si assume, di fatto, che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto gli stati limite di operatività e danno.
- 4) Si definisce Stato Limite di Inizio Danno (SLID), quello a cui è comunque associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico e il cui periodo di ritorno è assunto, convenzionalmente, pari a 10 anni, ossia $\lambda=0.1$.
- 5) Si definisce Stato Limite di Ricostruzione (SLR) quello a cui, stante la criticità generale che presenta la costruzione al punto da rendere pressoché impossibile l'esecuzione di un intervento diverso dalla demolizione e ricostruzione, è comunque associabile una perdita economica pari al 100%. Convenzionalmente si assume che tale stato limite si manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello Stato Limite dei Collasso (SLC).

”

LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DELLE COSTRUZIONI

Procedura:

“6) Per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

Tabella 3 – Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite

7) Si valuta il PAM (in valore percentuale), ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ , CR) per ciascuno dei sopra indicati stati limite, a cui si aggiunge il punto ($\lambda=0$, CR=100%), mediante la seguente espressione:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})] / 2 + \lambda(SLC) * CR(SLR)$$

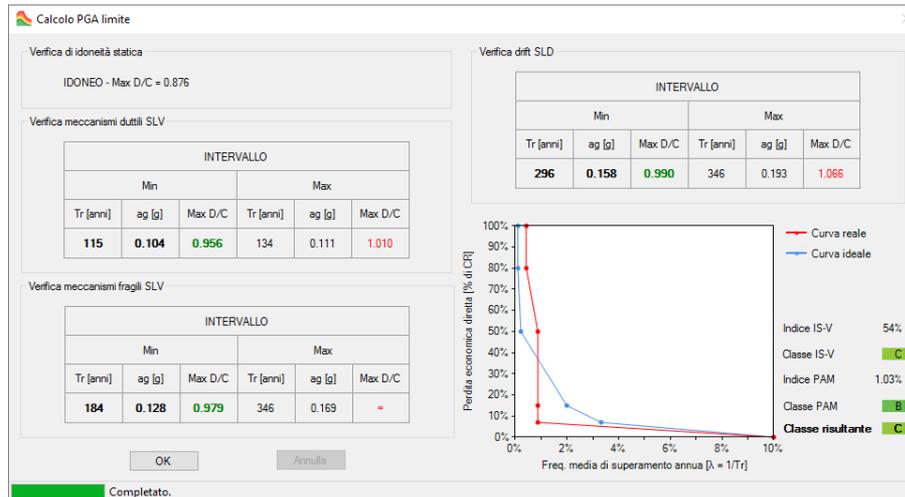
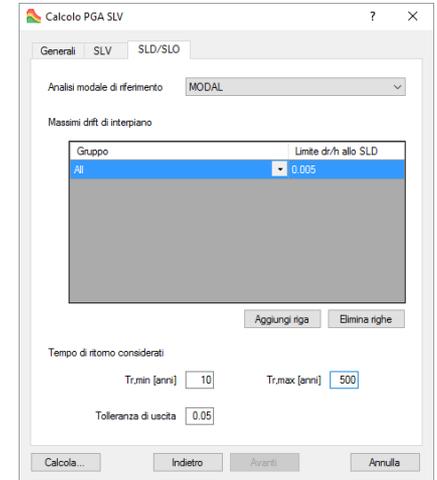
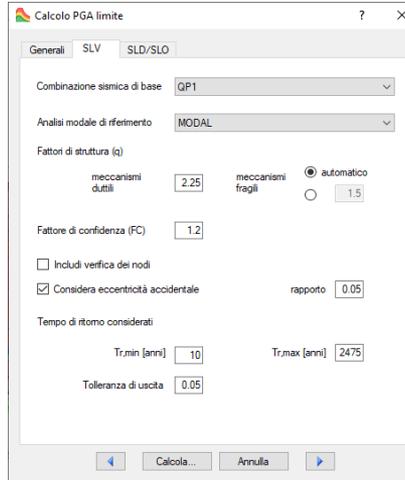
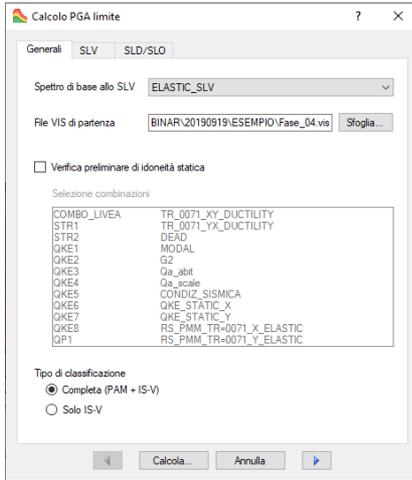
8) Si individua la Classe PAM, mediante la tabella 1 che associa la classe all'intervallo di valori assunto dal PAM.

9) Si determina l'indice di sicurezza per la vita IS-V, ovvero il rapporto tra la PGAC (di capacità) che ha fatto raggiungere al fabbricato lo stato limite di salvaguardia della vita umana e la PGAD (di domanda) del sito in cui è posizionato la costruzione, con riferimento al medesimo stato limite.

10) Si individua la Classe IS-V, mediante la tabella 2 che associa la classe all'intervallo di valori assunto dall'Indice di sicurezza per la vita IS-V, valutato come rapporto tra la PGAC (SLV) e PGAD(SLV).

11) Si individua la Classe di Rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.”

PRESENTAZIONE DEL NUOVO PLUG-IN PER LA DETERMINAZIONE AUTOMATICA DELLA CLASSE DI RISCHIO: SPF – SEISMIC PERFORMANCE FINDER



PRESENTAZIONE DEL NUOVO PLUG-IN PER LA DETERMINAZIONE AUTOMATICA DELLA CLASSE DI RISCHIO: SPF – SEISMIC PERFORMANCE FINDER

SPF è un plugin di SAP2000 che consente il calcolo automatico della classe di rischio di una struttura in c.a. in accordo con le linee guida di cui all'Allegato A del DM 65 "Sismabonus" del 07/03/2017.

La procedura di classificazione consta di due fasi principali:

Fase 1 - calcolo della PGA allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Fase 2 - calcolo della PGA allo Stato Limite di Danno (SLD)

Durante la prima fase il programma calcolerà la PGA e il valore del periodo di ritorno corrispondenti all'azione sismica che provoca il raggiungimento dello SLV nel primo elemento strutturale (trave, pilastro o setto).

A tal proposito l'utente dovrà specificare lo spettro base allo SLV e selezionare un file di VIS in cui siano state assegnate ad ogni elemento le armature corrispondenti.

PRESENTAZIONE DEL NUOVO PLUG-IN PER LA DETERMINAZIONE AUTOMATICA DELLA CLASSE DI RISCHIO: SPF – SEISMIC PERFORMANCE FINDER

La ricerca dell'azione critica verrà condotta attraverso il metodo dell'analisi dinamica modale con spettro di progetto, come definito al capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

I criteri di verifica sono differenziati per i meccanismi duttili e fragili: nel primo caso le resistenze sono calcolate dividendo le proprietà dei materiali per il fattore di confidenza, mentre nel secondo le proprietà dei materiali sono divise per i coefficienti parziali e per il fattore di confidenza.

Sarà inoltre possibile condurre, opzionalmente, un'analisi preliminare di idoneità statica per verificare la capacità della struttura nei confronti delle azioni statiche agli SLU.

Al termine della valutazione, SPF salverà due copie del modello di VIS di partenza aventi i suffissi "_PMM" e "_V" nei quali saranno salvate le sollecitazioni corrispondenti, rispettivamente, alla massima capacità per meccanismi duttili e fragili. Qualora si sia scelto di condurre anche l'analisi di idoneità statica, verrà creato un terzo file con il suffisso "_static".

PRESENTAZIONE DEL NUOVO PLUG-IN PER LA DETERMINAZIONE AUTOMATICA DELL CLASSE DI RISCHIO: SPF – SEISMIC PERFORMANCE FINDER

Durante la seconda fase verranno calcolati il periodo di ritorno e la PGA corrispondenti al raggiungimento dello SLD, espresso in termini di drift ammissibile. Sarà possibile differenziare i limiti di spostamento per gruppi di elementi.

Calcolate le caratteristiche degli eventi limite allo SLV e allo SLD il programma procederà in automatico al calcolo della classe di rischio in termini di Perdita Annuale Media (PAM) e di Indice di Sicurezza (IS-V) della struttura.

Al termine della procedura sarà possibile salvare un documento Word contenente i dettagli della procedura di classificazione.

CLASSIFICAZIONE AD ESCLUSIONE DEI NODI

Calcolo PGA limite

Verifica di idoneità statica

Non richiesta

Verifica meccanismi duttili SLV $q = 2.25$

INTERVALLO					
Min			Max		
Tr [anni]	ag [g]	Max D/C	Tr [anni]	ag [g]	Max D/C
64	0.078	0.977	78	0.086	1.145

Verifica meccanismi fragili SLV $q = 1.50$

INTERVALLO					
Min			Max		
Tr [anni]	ag [g]	Max D/C	Tr [anni]	ag [g]	Max D/C
41	0.062	0.987	45	0.065	1.024

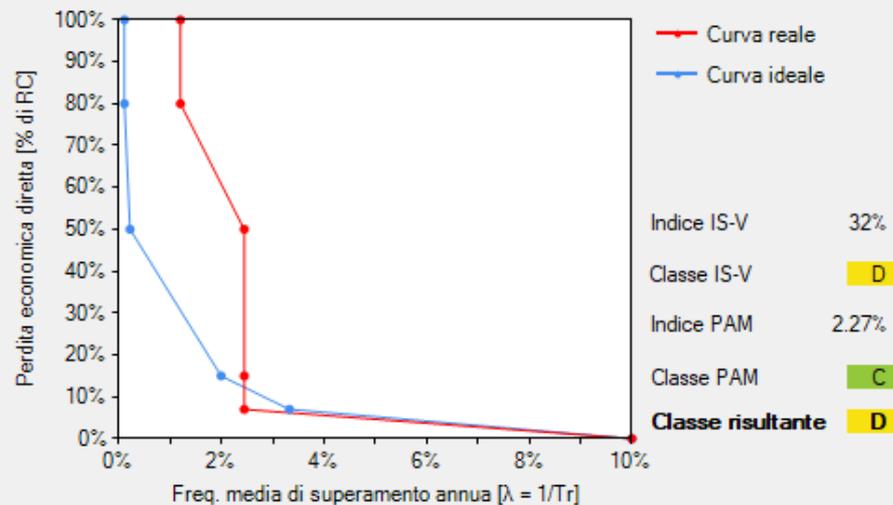
OK

Annulla

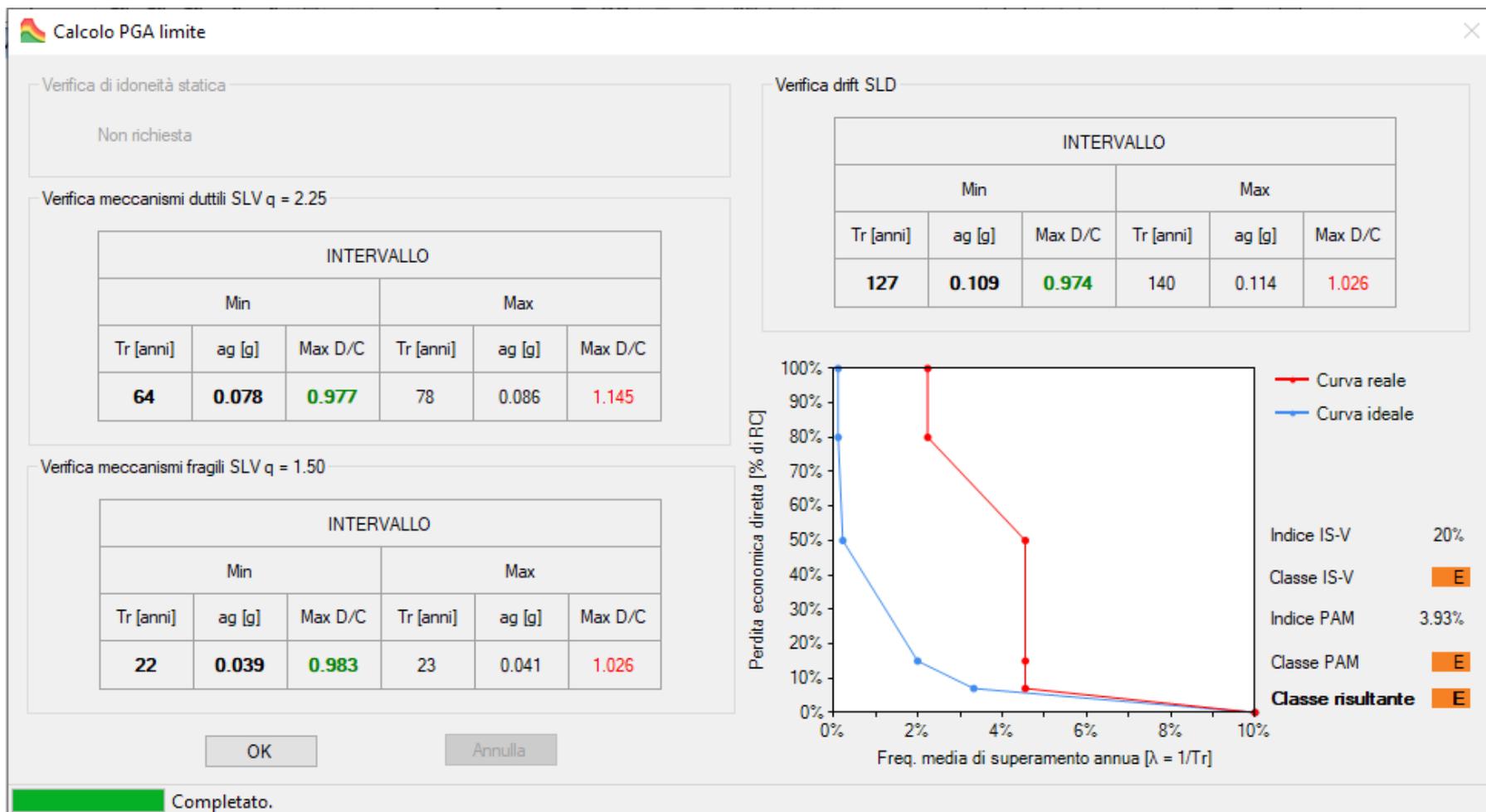
Completato.

Verifica drift SLD

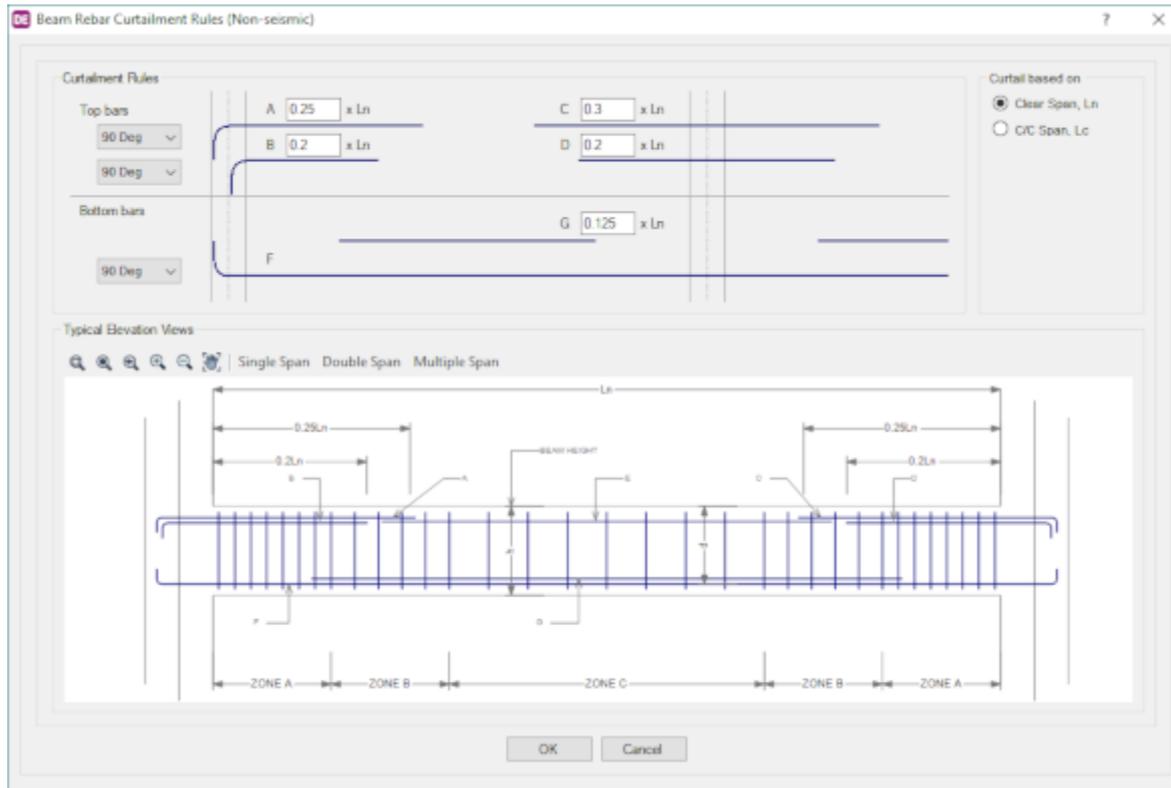
INTERVALLO					
Min			Max		
Tr [anni]	ag [g]	Max D/C	Tr [anni]	ag [g]	Max D/C
127	0.109	0.974	140	0.114	1.026



CLASSIFICAZIONE CON INCLUSIONE VERIFICA NODI



CSi DETAIL



CSi Detail v18.0.0 Build 1031 - Unlabeled (Model 0)

File Edit View Detailing Details Drawings Options Help

View: ICB1 Section B

7-40C
7-40D
#3@2"
5-40F+4-40G

CSi Detail v18.0.0 Build 1031 - Unlabeled (Model 0)

File Home Insert Page Layout Formulas Data Review View Developer LOAD TEST Acrobat Teams Tell me... Assist In... Share

Normal Page Break Preview Custom Views Word Wrap View

Formulas Bar Find Zoom 100% Zoom to Selection

Page Layout Hide Show Switch Windows Macro

Worksheet View Table Zoom

A24 ICB1

Beam ID	Span No.	Span Length (ft)	Section Size		Longitudinal Bars									
			Width (in)	Depth (in)	A		B		C		D			
					Number of Bars	Dia	Number of Bars	Dia	Number of Bars	Dia	Number of Bars	Dia	Number of Bars	Dia
ICB1	1	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB2	2	24'-0"	24"	30"	7	#6	7	#6	6	#6	6	#6	6	#6
ICB3	3	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB4	4	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB5	5	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB6	6	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB7	7	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB8	8	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB9	9	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB10	10	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB11	11	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB12	12	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB13	13	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB14	14	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB15	15	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB16	16	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB17	17	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB18	18	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB19	19	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB20	20	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB21	21	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB22	22	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB23	23	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6
ICB24	24	24'-0"	24"	30"	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6	5	#6

