

## ESEMPIO 4

Progetto in zona sismica secondo Ordinanza 3274

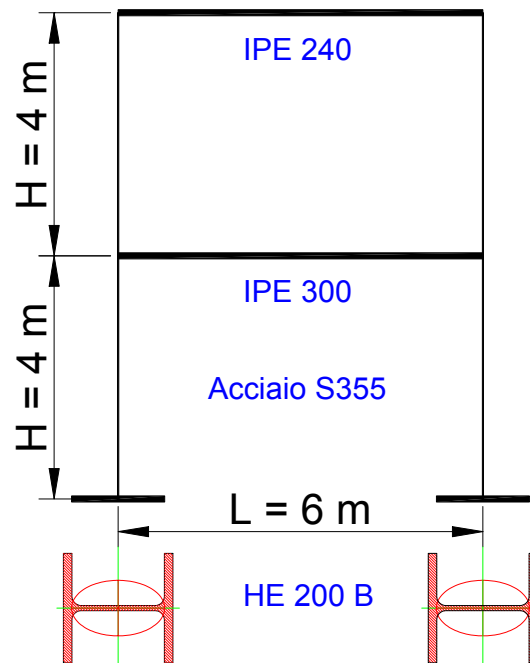


Fig. 1

Primo orizzontamento

Carico variabile  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Carico permanente  $g_k = 4 \text{ kN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carico variabile  $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Carico permanente  $g_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Vento: si assume una pressione del vento di  $0,8 \text{ kN/m}^2$ . Si hanno quindi le seguenti azioni orizzontali applicate a livello degli orizzontamenti:

Considerando un interasse di 5 m, sulle travi agiscono i carichi:

Primo orizzontamento

Carico variabile  $Q_k = 15 \text{ kN/m}$

Carico permanente  $G_k = 20 \text{ kN/m}$

Vento  $H_k = 0,8 \cdot 4 \cdot 5 = 16 \text{ kN}$

Secondo orizzontamento

Carico variabile  $Q_k = 7,5 \text{ kN/m}$

Carico permanente  $G_k = 15 \text{ kN/m}$

Vento  $H_k = 0,8 \cdot 2 \cdot 5 = 8 \text{ kN}$

Per la verifica allo stato limite di esercizio si usa la seguente prescrizione:

EC3 4.2.2

(4) Per gli edifici, i limiti raccomandati per gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne sono:

- telai a portale senza carriponte:  $h/150$
  - altri edifici monopiano:  $h/300$
  - in un edificio multipiano:
    - in ciascun piano:  $h/300$   $400/300 = 1,3 \text{ cm}$
    - sulla struttura come insieme:  $h_0/500$   $800/500 = 1,6 \text{ cm}$
- dove:  $h$  è l'altezza della colonna o del piano;  
 $h_0$  è l'altezza complessiva della struttura.

### Analisi statica

Si adottano i valori standard per i coefficienti parziali dei carichi allo SLU:

$$\gamma_G=1,4 \quad \gamma_Q=1,5$$

Sul modello si considerano i 5 casi di carico di Fig. 2:

Perm 1° = Permanente  $G_k$  sul primo orizzontamento

Var 1° = Variabile  $Q_k$  sul primo orizzontamento

ecc.

Cases	1	2	3	4	5	6
<b>Tutto</b>	<b>Carico 1° Orizz</b>	<b>Carico 2°</b>	<b>Carico 1° No vento</b>	<b>Carico 2° No vento</b>	<b>Esercizio</b>	
Perm 1°	1,400	1,400	1,000	1,400	1,000	1,000
Var 1°	1,500	1,500	0,000	1,500	0,000	1,000
Perm 2°	1,400	1,000	1,400	1,000	1,400	1,000
Var 2°	1,500	0,000	1,500	0,000	1,500	1,000
Vento	1,500	1,500	1,500	0,000	0,000	0,000

Fig. 2 – Combinazioni di carico

L'analisi lineare fornisce l'involuppo dei momenti di Fig. 4, ottenuto nel modo seguente (v. Fig. 3):

- dopo aver aperto il file dei risultati, aprire il menu Results
- click su "Make Envelope Case"
- click su "Add"
- selezionare i casi di carico e uscire con "OK"

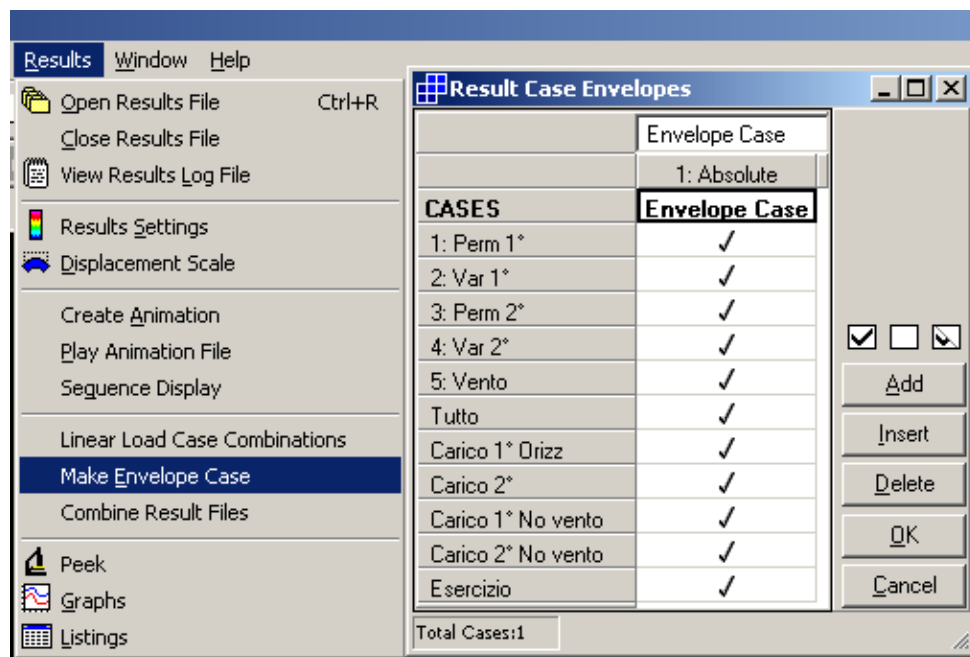


Fig. 3 – Menu involuppo

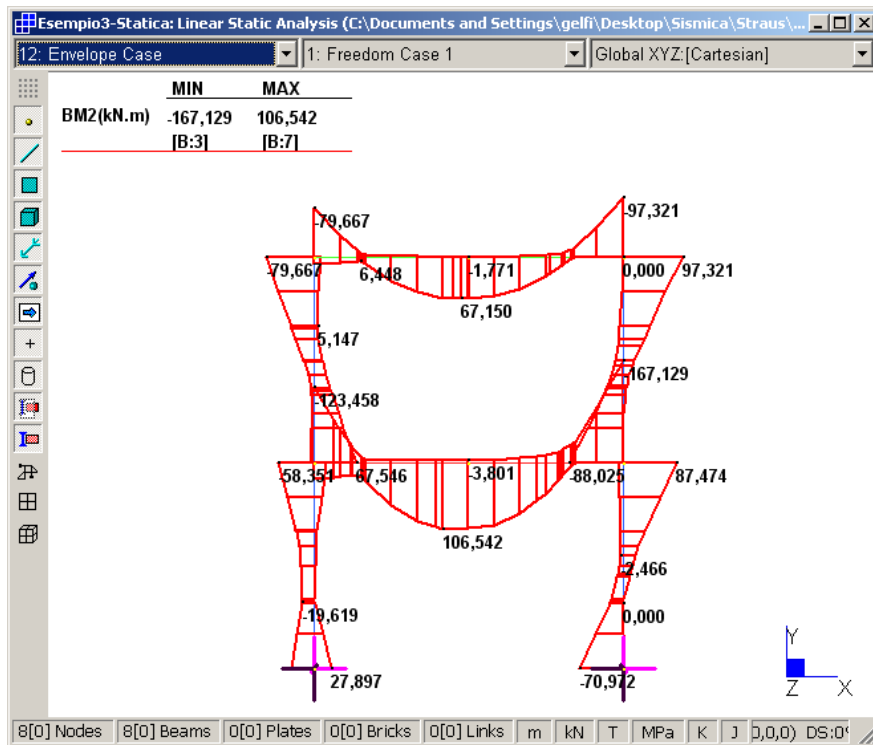


Fig. 4 – Involuppo del momento flettente

Il progetto è governato dallo stato limite di servizio per spostamenti laterali dovuti al vento (Fig. 5), che rimangono nei limiti imposti grazie ad un sovradimensionamento delle sezioni allo SLU.

Si hanno infatti i seguenti valori delle sollecitazioni e delle resistenze (acciaio S355):

- trave 1° orizzontamento IPE 300  $M_{Sd} = 167,1 \text{ kNm}$   $M_{c,Rd} = 202,8$
- trave 2° orizzontamento IPE 240  $M_{Sd} = 97,3 \text{ kNm}$   $M_{c,Rd} = 18,3$

La massima azione assiale nella colonna è:

$$N_{Sd} = -330,6 \text{ kN}$$

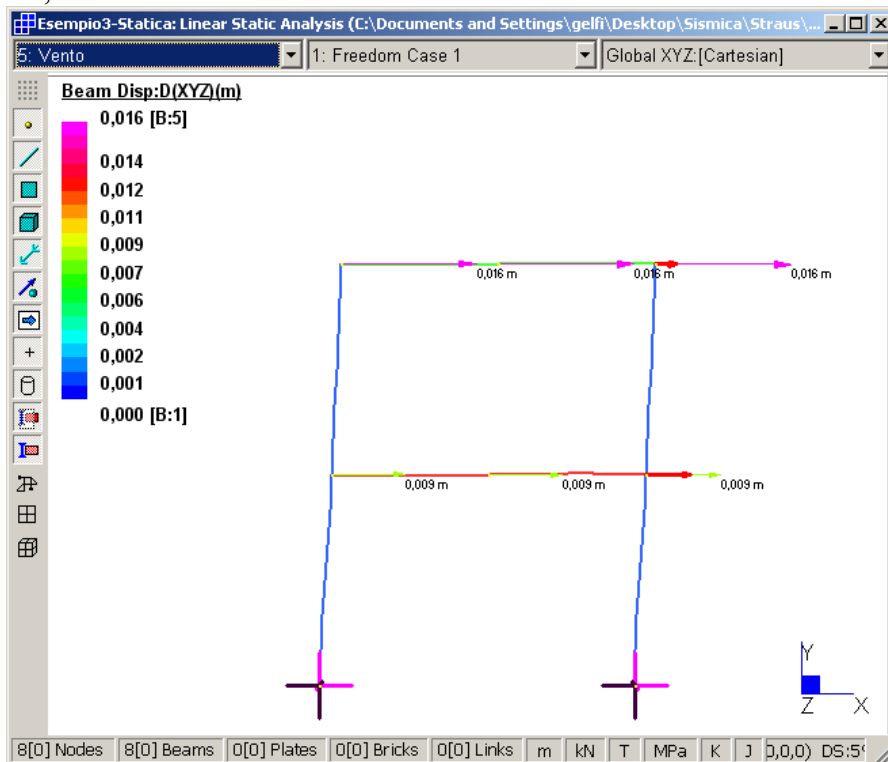


Fig. 5 – Spostamenti laterali dovuti al vento

Per la verifica delle colonne è necessario, in linea di principio, eseguire un'analisi del 2° ordine. Operare come indicato nelle figure 6 e 7.

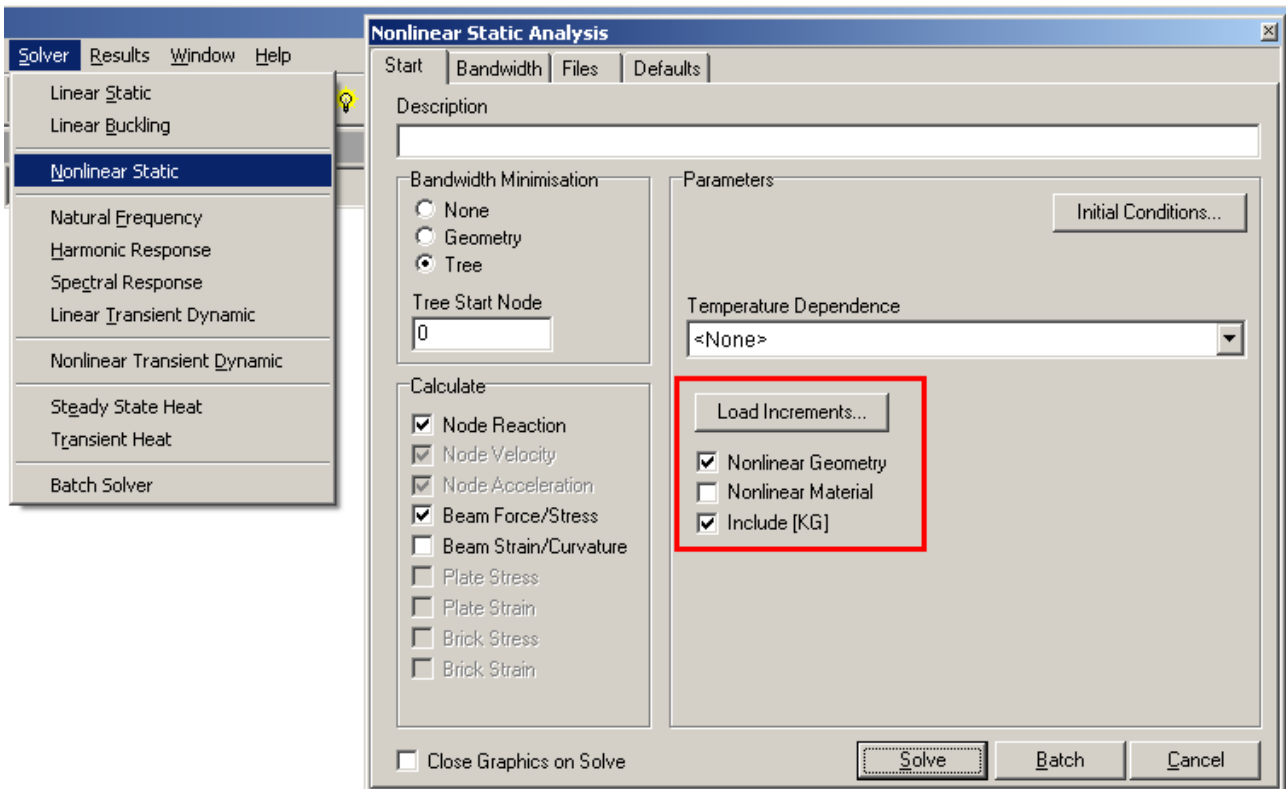


Fig. 6 – Selezionare e cliccare “Load increments”

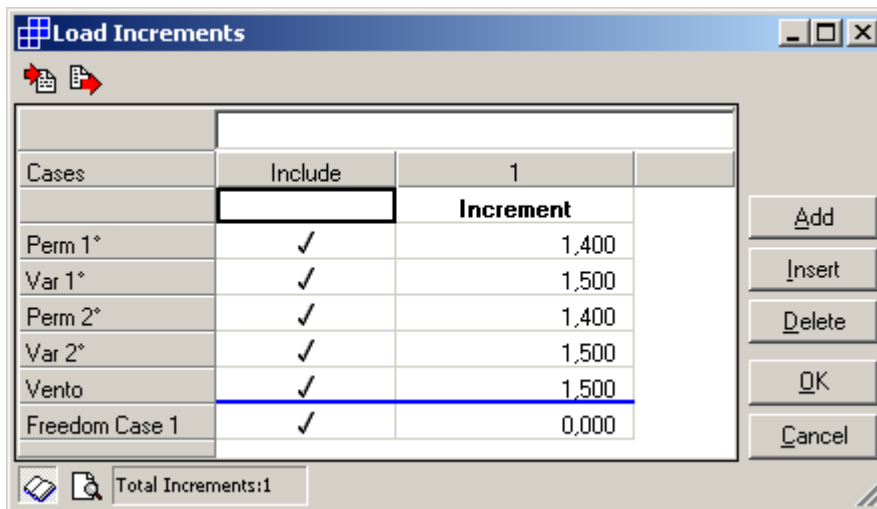


Fig. 7 – Inserire gli incrementi di carico

I diagrammi del momento e dell'azione assiale sono riportati in Fig. 9 e in Fig. 9.

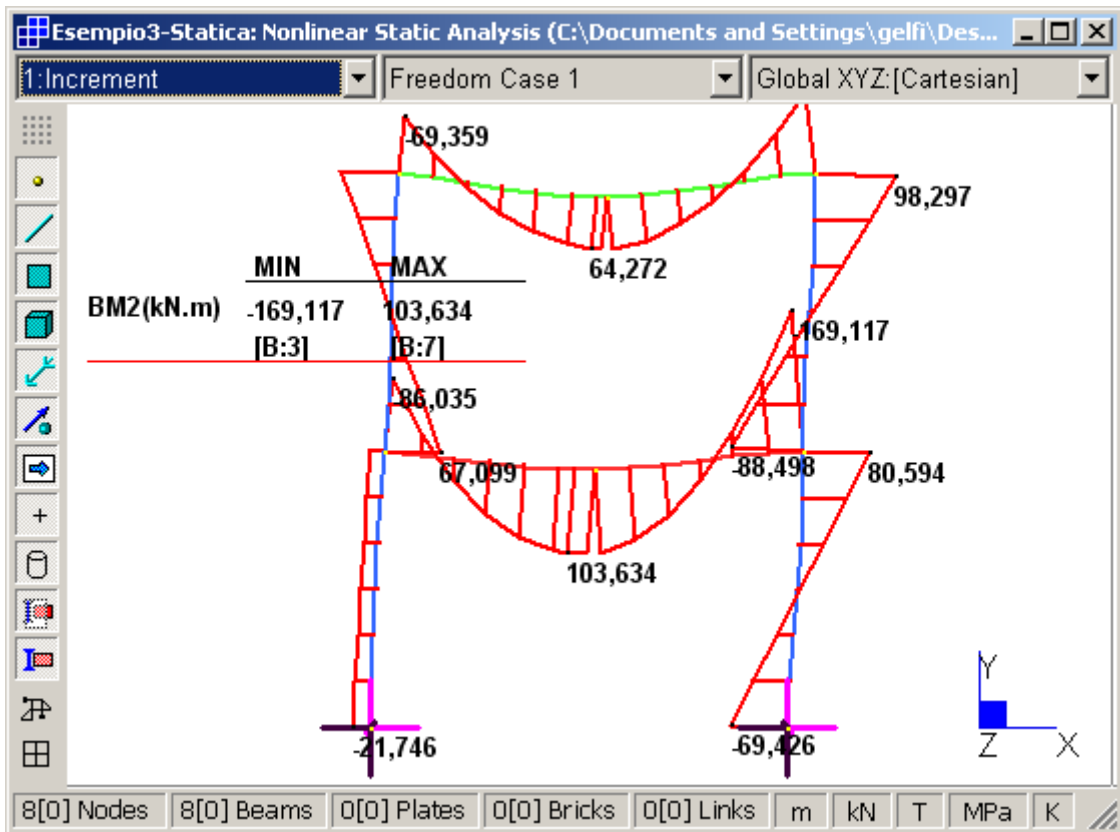


Fig. 8 – Analisi 2° ordine: diagramma M

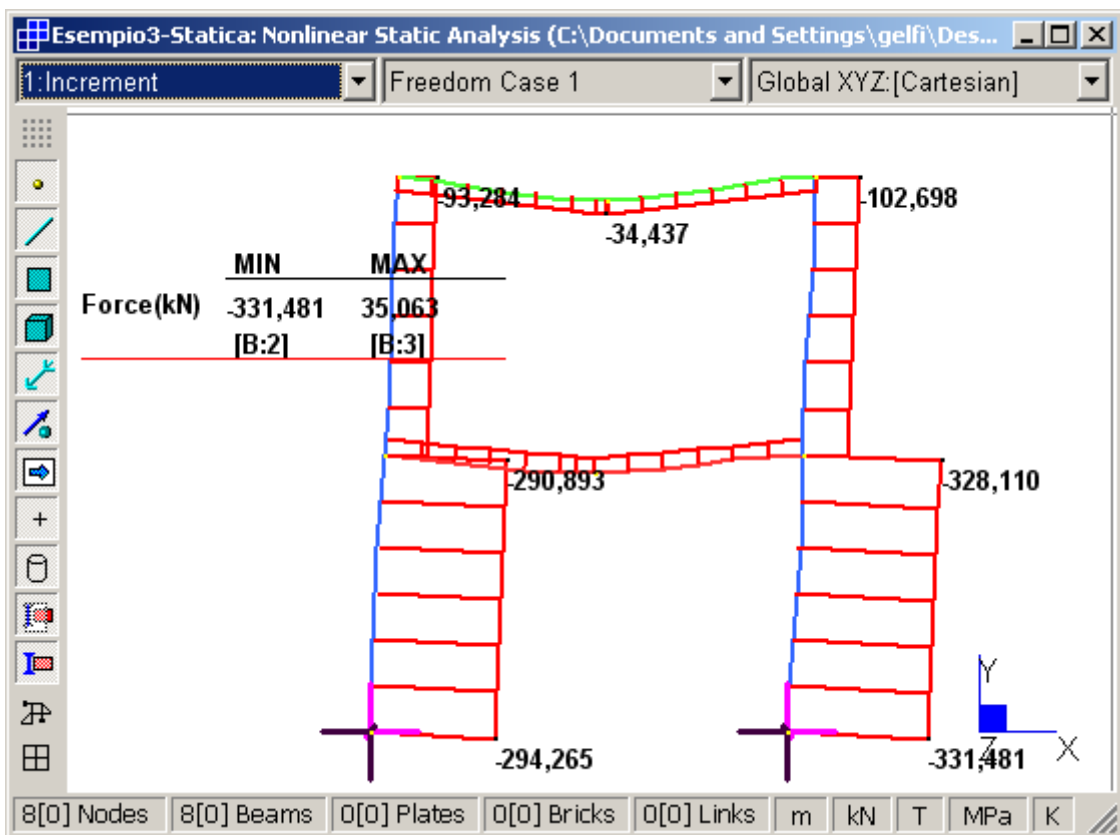


Fig. 9 – Analisi 2° ordine: diagramma N

La verifica delle colonne è ampiamente soddisfatta (v. Fig. 10 per la colonna inferiore). A favore di sicurezza e per semplicità si è adotta come lunghezza di libera inflessione l'interpiano.

**EC3 5.2.6.2. Analisi elastica di telai a nodi spostabili**

2) Quando si impiega l'analisi globale elastica del secondo ordine, per il progetto delle membrature si possono usare le lunghezze di libera inflessione nel piano in assenza di spostamenti laterali.

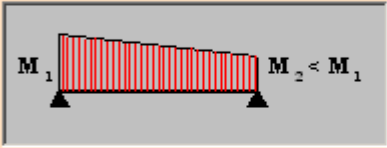
Verifica Presso-Flessione - EC3 #5.5.4.

HE 200 B      Acciaio S355 (Fe510)      fy (N/mm2) 355

$N_{Sd}$  [kN] 331,5

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
$l_0$ [m]	4	0
Snellezza $\lambda$	46,84	0
$N_{b,Rd}$ [kN]	2 093	2 520
$M_{1,Sd}$ [kNm]	80,6	0
$M_{2,Sd}$ [kNm]	69,4	0
$\beta_M$	1,197	1,1
$\mu$	-0,856	0,527
k	1,123	0,937
$M_{c,Rd}$ [kNm]	207,4	98,69
$M_{Sd}$ [kNm]	80,6	0

Momenti all'estremità  
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano  
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità



Resistenza della sezione 0,157 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0,52 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,158 + 0,437 + 0 = 0,595$$

OK

Fig. 10 – Verifica colonna inferiore

## ANALISI SISMICA

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (#3.3)

SLU

$$\gamma_I E + G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

$\gamma_I = 1$  fattore di importanza per edifici ordinari (#4.7)

$\psi_{2i} = 0,30$  (per abitazioni e uffici #3.3)

$\psi_{2i} = 0,20$  (per tetti e coperture con neve)

$\psi_{2i} = 0$  (per il vento)

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati con le masse associate a:

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{ki})$$

$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$  con  $\varphi = 1$  (copertura) = 0,5 (altri piani)

Quindi gli effetti dell'azione sismica vanno valutati con le **masse associate** ai carichi distribuiti:

primo orizzontamento

$$p_{E1} = 20 + 0,5 \cdot 0,30 \cdot 15 = 22,25 \text{ kN/m}$$

secondo orizzontamento

$$p_{E2} = 15 + 1,0 \cdot 0,20 \cdot 7,5 = 16,50 \text{ kN/m}$$

Si hanno cioè le seguenti masse per piano:

primo orizzontamento

$$M'_1 = 22,25/9,81 \cdot 6 = 13,61 \text{ t}$$

secondo orizzontamento

$$M'_2 = 16,50/9,81 \cdot 6 = 10,09 \text{ t}$$

alle quali vanno aggiunte le masse dei tamponamenti esterni, che assumiamo pari a 200 kg/m<sup>2</sup>:

$$M''_1 = 2 \cdot 0,200 \cdot 5 \cdot 4 = 8,00 \text{ t}$$

$$M''_2 = 2 \cdot 0,200 \cdot 5 \cdot 2 = 4,00 \text{ t}$$

Sommando si hanno le seguenti masse per piano:

$$M_1 = 13,61 + 8,00 = 21,61 \text{ t} \quad (10,805 \text{ t per nodo})$$

$$M_2 = 10,09 + 4,00 = 14,09 \text{ t} \quad (7,045 \text{ t per nodo})$$

L'effetto di queste masse va combinato con le **azioni statiche** dovute ai seguenti carichi:

primo orizzontamento

$$Q_1 = 20 + 0,30 \cdot 15 = 24,50 \text{ kN/m (carico distribuito)}$$

$$F_1 = 0,200 \cdot 9,81 \cdot 5 \cdot 4 = 39,24 \text{ kN (peso tamponamento sui ciascuno dei due nodi)}$$

secondo orizzontamento

$$Q_2 = 15 + 0,20 \cdot 7,5 = 16,50 \text{ kN/m}$$

### Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

Si assumono i seguenti dati:

Zona sismica 3

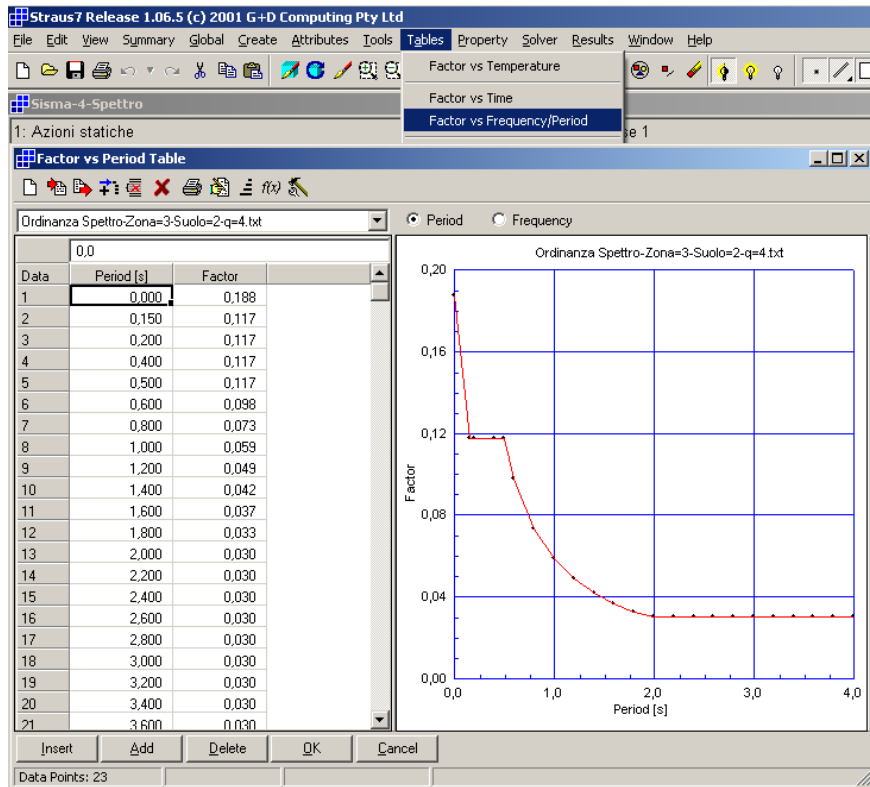
Categoria del suolo B

Fattore di struttura  $q = \Psi_R q_0 = 4$  #6.3.3

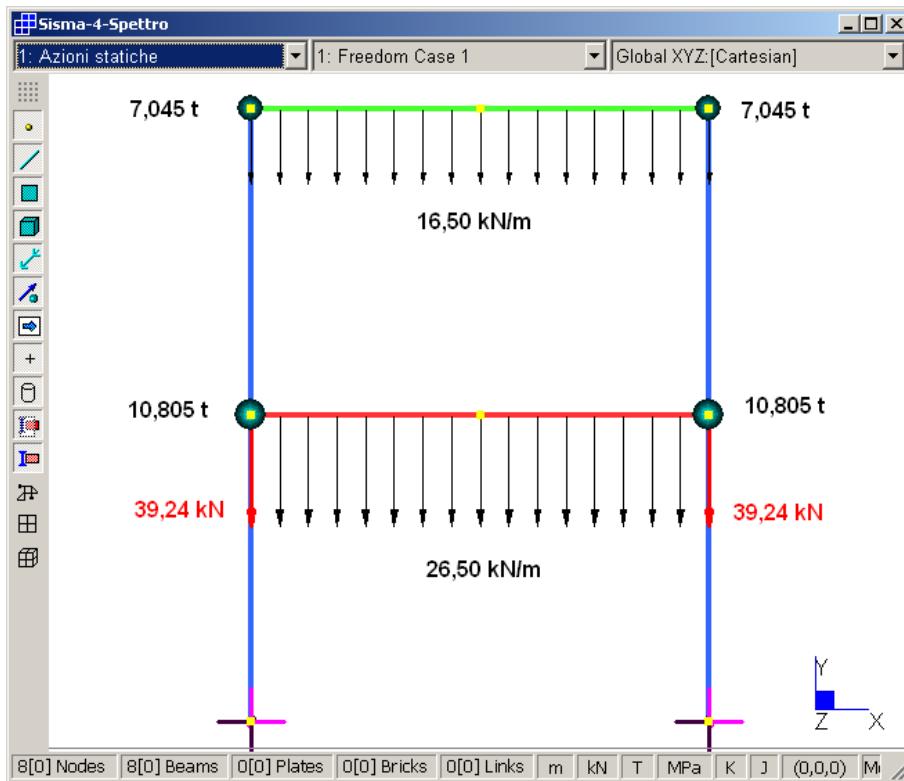
valore di riferimento  $q_0 = 4$  (strutture intelaiate classe di duttilità bassa)

coefficiente di riduzione  $\Psi_R = 1$  #6.5.3.1 (sezioni duttili, classe 1 secondo EC3)

Si introduce in Straus lo spettro di progetto

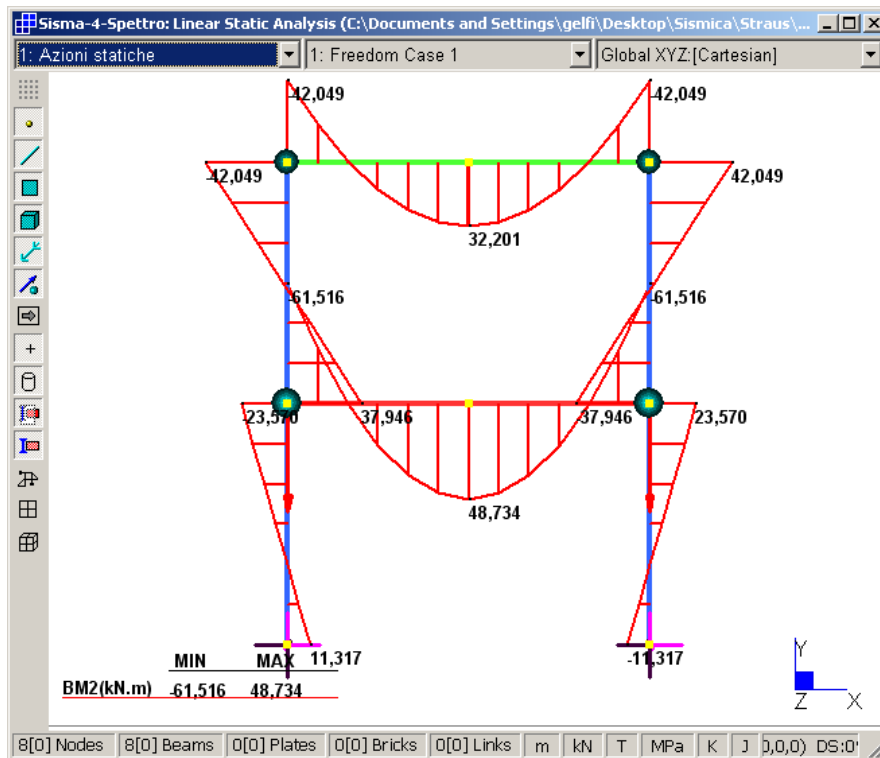
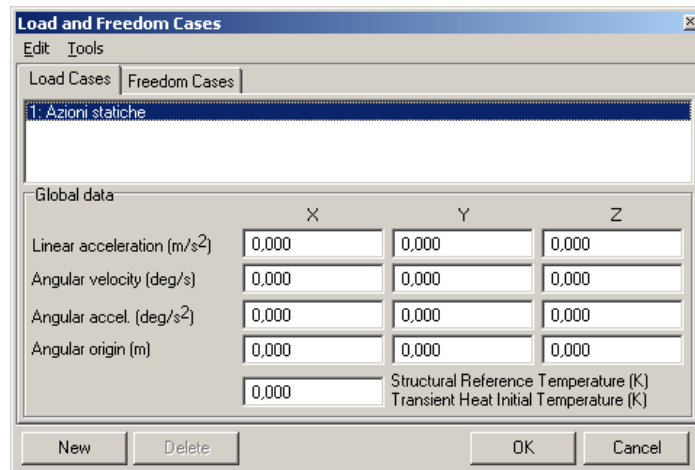


Si assegnano i carichi statici e le masse come in figura. Nelle proprietà dei beam si è posto  $E=210000$  MPa e  $density=0$ .



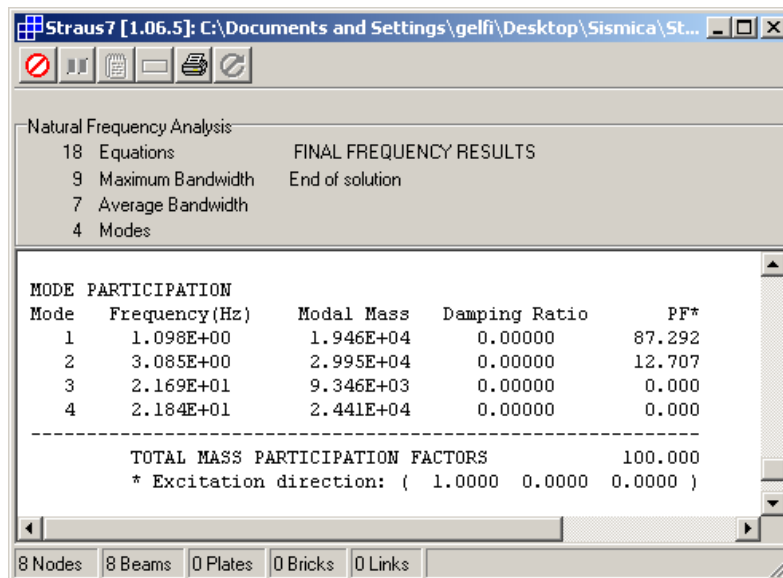
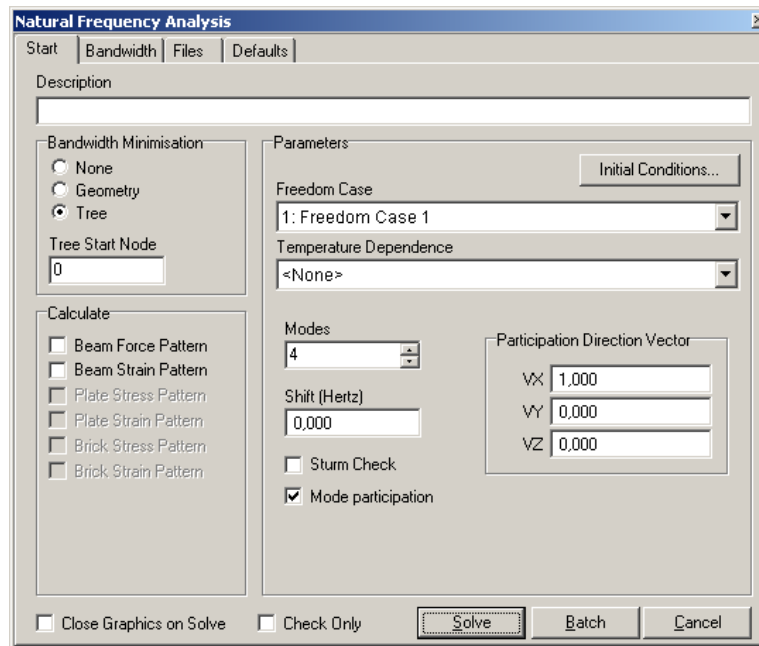
Si esegue l'analisi statica (Linear Static) nella quale non vengono considerate le masse avendo posto le accelerazioni  $=0$ .





Carichi statici

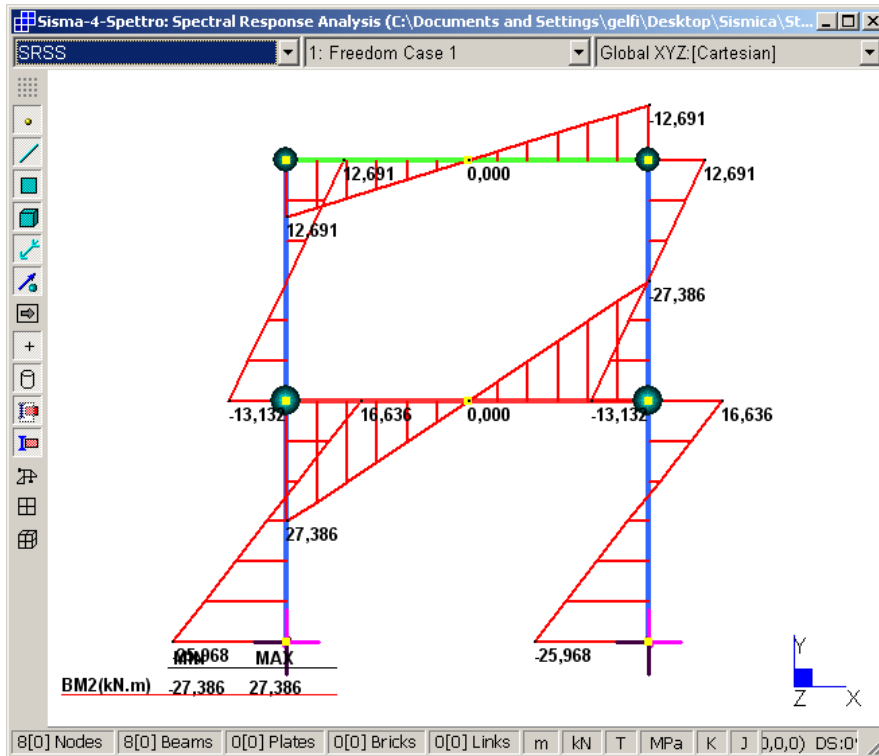
Si calcolano le frequenze naturali, con calcolo anche dei coefficienti di partecipazione per sisma in direzione X.



Frequenze proprie.

I primi due modi hanno coefficienti di partecipazione la cui somma è il 100%.

Si esegue l'analisi Spectral Response.



Analisi con spettro di risposta. Combinazione SRSS dei modi

Si combinano gli effetti dei carichi statici e del sisma nelle due direzioni. Data la simmetria di geometria e di carico, in questo caso basterebbe una sola combinazione.

Straus7 Release 1.06.5 (c) 2001 G+D Computing Pty Ltd

File Edit View Summary Global Create Attributes Tools Tables Property Solver Results Window Help

Sisma-4-Spettro 1: Azioni statiche 1: Freedom Case 1 Global XYZ:[Cartesian]

Cases	Comb. +X	Comb. -X
Azioni statiche	1,000	1,000
Spectral SRSS	1,000	-1,000
Spectral CQC	0,000	0,000

Total Combinations:2

Results Window Help

- Open Results File Ctrl+R
- Close Results File
- View Results Log File
- Results Settings
- Displacement Scale
- Create Animation
- Play Animation File
- Sequence Display
- Linear Load Case Combinations**
- Make Envelope Case
- Combine Result Files
- Peek
- Graphs
- Listings

Combinazione degli effetti

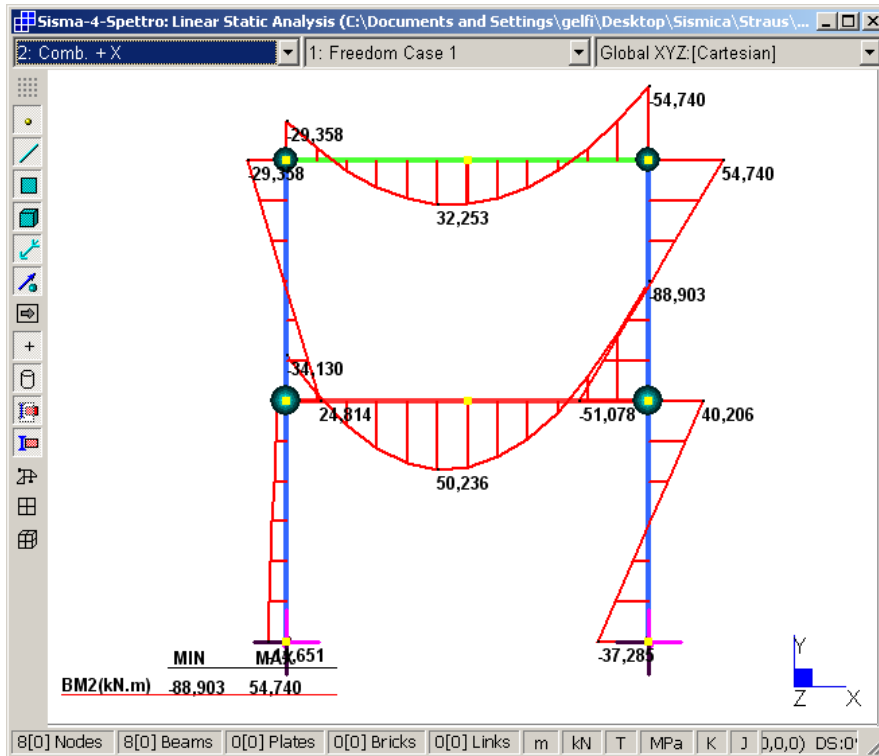


Diagramma M - Carichi statici + sisma

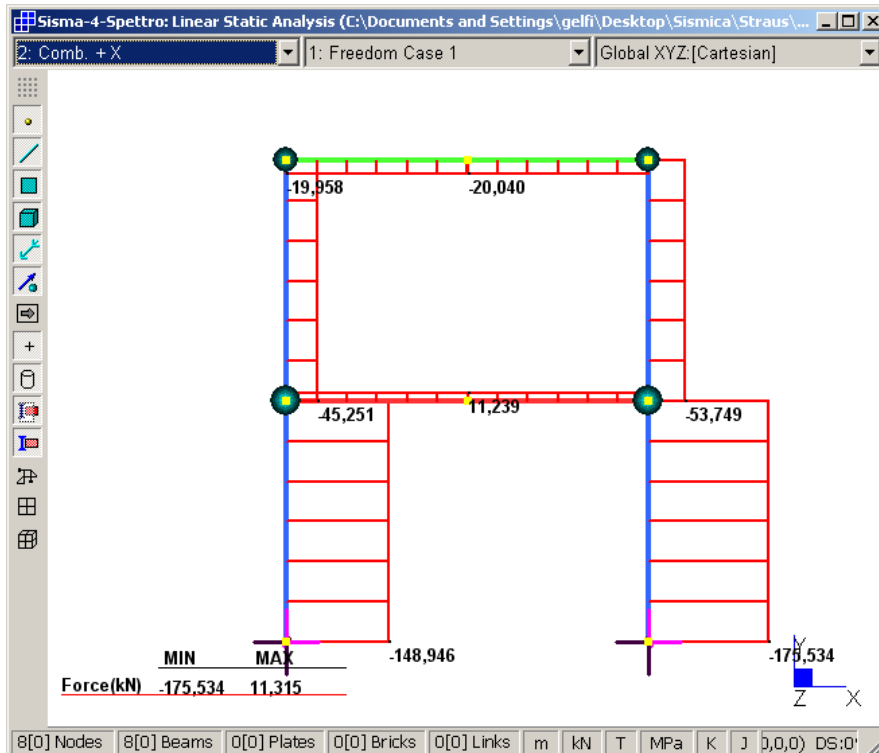


Diagramma N - Carichi statici + sisma

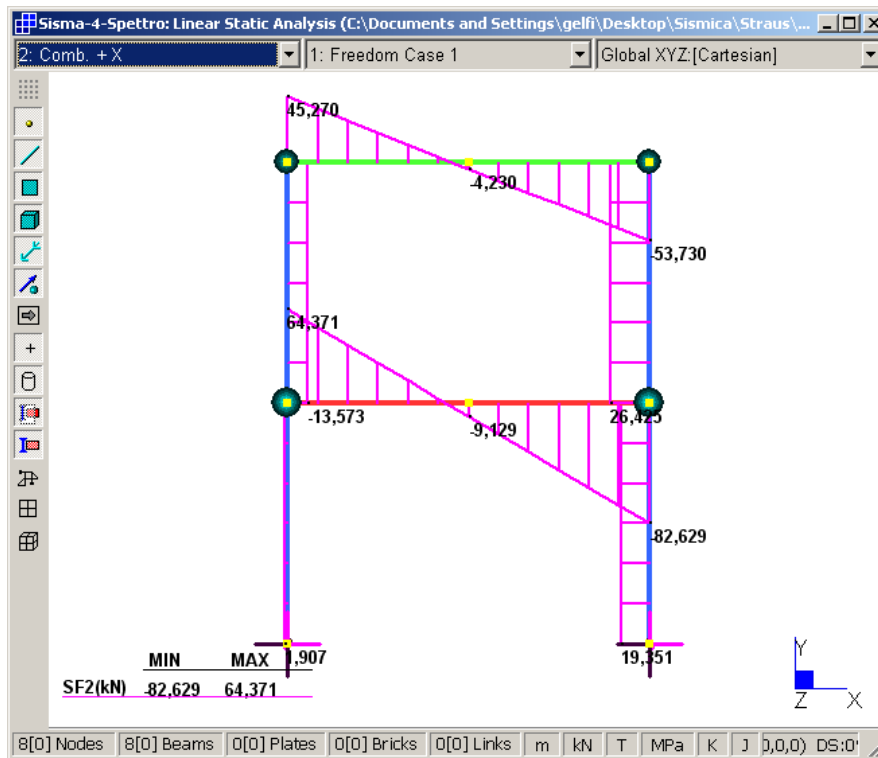


Diagramma V - Carichi statici + sisma

## VERIFICHE

Paragrafi salienti dell'Ordinanza 3274 riguardanti le strutture in acciaio

## 6 EDIFICI IN ACCIAIO

### 6.1 GENERALITA'

#### 6.1.1 Premessa

Per la progettazione delle strutture in acciaio si applicano le prescrizioni fornite dalle normative vigenti. Le regole aggiuntive fornite nel seguito si riferiscono alle strutture in acciaio in zona sismica.

#### 6.1.2 Principi di progettazione

Gli edifici sismo-resistenti in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) comportamento strutturale non-dissipativo

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura  $q$  è assunto maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di progettazione adottati.

### 6.3 Tipologie strutturali e fattore di struttura

#### 6.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie strutturali in accordo con il loro comportamento sotto azioni orizzontali:

- a) **strutture intelaiate**: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in

prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

### 6.3.2 Criteri di dimensionamento

La duttilità e le capacità dissipative di un organismo strutturale sotto azioni sismiche di tipo distruttivo dipendono non solo dalla tipologia strutturale, ma anche dai criteri di dimensionamento adottati e dal dettaglio costruttivo delle zone dissipative. Con riferimento alle strutture intelaiate ed alle strutture con controventi sia concentrici che eccentrici, in relazione ai criteri di dimensionamento adottati, si distinguono due classi di duttilità:

- strutture a bassa duttilità;
- strutture ad alta duttilità.

A tali strutture corrispondono, rispettivamente, i seguenti criteri di dimensionamento:

- criteri puramente elastici, quando le membrature costituenti l'organismo strutturale vengono dimensionate sulla base dei valori delle azioni interne ricavati dall'analisi elastica globale.
- criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso, quando il dimensionamento degli elementi non dissipativi viene effettuato nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

### 6.3.3 Fattore di struttura

Il fattore di struttura  $q$  introdotto per tener conto della capacità di dissipazione dell'energia sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dai criteri di dimensionamento, dalla duttilità locale delle membrature e dal grado di regolarità della configurazione strutturale. Pertanto, esso viene espresso per ciascuna tipologia strutturale nella forma seguente:

$$q = \Psi_R q_0 \quad (6.1)$$

dove:

- $q_0$  è il valore di riferimento del fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità);
- $\Psi_R$  è un coefficiente di riduzione che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle membrature impiegate.

I valori di  $\Psi_R$  per le diverse categorie di appartenenza delle membrature sono dati in 6.5.3.1 ;

Per ciascuna tipologia strutturale il valore di riferimento  $q_0$  del fattore di struttura è dato in tabella 6.1 per le due classi di duttilità, bassa e alta.

Tabella 6.1 - Valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

Tipologia strutturale	Classe di duttilità	
	Bassa	Alta
<b>Strutture intelaiate</b>	<b>4</b>	$5\alpha_u / \alpha_y$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u / \alpha_y$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	-

## 6.5 Regole di progetto e di dettaglio per strutture dissipative

### 6.5.1 Generalità

Le regole di progetto fornite in 6.5.2 si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate in accordo con il concetto di comportamento strutturale dissipativo. Tali regole si ritengono soddisfatte se anche le successive regole di dettaglio fornite in 6.5.3 sono rispettate.

#### 6.5.2 Regole di progetto

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità.

La resistenza deve essere verificata in accordo con la normativa vigente.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

#### 6.5.3.4 Fondazioni

Il valore di progetto delle azioni deve essere dedotto nell'ipotesi di formazione di cerniere plastiche al piede delle colonne, tenendo conto della resistenza effettiva che tali cerniere sono in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento.

#### 6.5.4 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

##### 6.5.4.1 Classi di duttilità

In relazione ai criteri di progettazione adottati, le zone dissipative nei telai possono essere collocate alle estremità delle travi, alle estremità delle colonne, nei pannelli nodali e nei collegamenti.

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati.

Pertanto, a tale riguardo i telai si distinguono in:

- telai a bassa duttilità;
- telai ad alta duttilità.

##### 6.5.4.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

#### Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

Tale requisito si ritiene soddisfatto se la seguente condizione risulta verificata:

$$M_{j,Rd} > 1,20 \cdot s \cdot M_{b,Rd} \quad (6.8)$$

essendo  $M_{j,Rd}$  la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna e  $M_{b,Rd}$  la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate. Ai fini della valutazione della aliquota di sovrarresistenza  $s$  che la trave è in grado di sviluppare per effetto dell'incrudimento, prima che si manifesti l'instabilità locale della flangia compressa, si può utilizzare la (6.2) nell'ipotesi che al collasso il punto di nullo del dia a del momento sia in mezzera. assumendo cioè:

$$L^* = \frac{L}{2} \quad (6.9)$$

essendo  $L$  la lunghezza della trave e, per  $\rho = 0$ :

$$\lambda_w = \frac{d_w}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.10)$$

#### Instabilità flessotorsionale delle travi

Le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cesniera plastica ad una delle estremità.

### Verifiche di resistenza delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (6.11)$$

$$N_{Sd} \leq 0,15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.12)$$

$$V_{g,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.13)$$

dove:  $M_{Sd}$  e  $N_{Sd}$  sono i valori di progetto del momento flettente e dello sforzo assiale risultanti dall'analisi strutturale;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante;

$V_{g,Sd}$  è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{M,Sd}$  è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti  $M_{pl,Rd}$  alle estremità della trave, con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato (a doppia curvatura).

### Collegamenti colonna-fondazione

Alla base del telaio, il collegamento delle colonne alla fondazione deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovraresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando il momento flettente di progetto del collegamento della colonna alla fondazione viene assunto pari a:

$$M_{Sd} = 1,20 (s - \rho) M_{pl,Rd} \quad (\text{con } s > \rho) \quad (6.14)$$

dove:  $M_{pl,Rd}$  è il momento plastico di progetto della sezione delle colonne;

$\rho$  è il valore adimensionale dello sforzo normale di progetto  $\rho = \frac{N_{Sd}}{A f_y}$

$s$  è ancora dato dalla (6.2), calcolando il parametro di snellezza dell'anima ( $\lambda_w$ ) attraverso le (6.4) e (6.5).

### Verifica a taglio delle colonne

L'azione di taglio nelle colonne risultante dall'analisi strutturale deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Sd} \leq 0,50 V_{pl,Rd} \quad (6.15)$$

### Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

.....

#### 6.5.4.3 Telai a bassa duttilità

I telai a bassa duttilità sono progettati mediante criteri puramente elastici, senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le sezioni delle colonne dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale  $N_{Sd}$ , momento flettente  $M_{Sd}$  e taglio  $V_{Sd}$  quelli derivanti dalla analisi elastica globale.

## VERIFICHE DEL TELAIO

### Colonna superiore

$$M_{Sd} = 54,74 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = -53,75 \text{ kN}$$

### Colonna inferiore

$$M_{Sd} = 40,21 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = -175,53 \text{ kN}$$



Questi valori sono inferiori a quelli dovuti ai carichi statici (v. Fig. 4) e pertanto sono inutili le verifiche delle membrature.

Vanno invece progettati in modo diverso i collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione per rispettare i pesanti requisiti di sovrarresistenza. Anche le fondazioni andranno dimensionate sulla base dei requisiti di sovrarresistenza della base delle colonne.