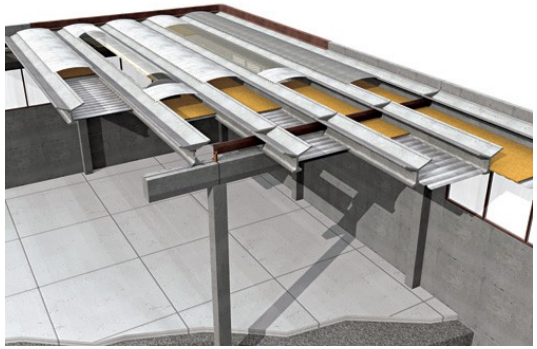
Corso di aggiornamento professionale

PRATO ANTISISMA - PROTEZIONE SISMICA DEGLI EDIFICI A DESTINAZIONE PRODUTTIVA DEL DISTRETTO PRATESE

Palazzo dell'Industria – Via Valentini n.14 59100 Prato



Gli elementi non strutturali nei capannoni industriali – Scaffalature – Esempi di calcolo

Ing. Giovanni Lavacchini

ing@giovannilavacchini.it

RIFERIMENTI NORMATIVI PER LA PROGETTAZIONE

EN 1998 Eurocode 8 - Design provisius for earthquake resistance of structures
FEM 10.2.08 - Recommendations for the design of static steel pallet racks under seismic conditions V 1.04 maggio 2011
UNI/TS 11379: Scaffalature metalliche. Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico dei pallet. Settembre 2010
D.M. 14/01/08: Norme Tecniche per le Costruzioni. (NTC2008)
Circolare esplicativa n.617 del 02/02/09: Norme tecniche per le costruzioni, circolare

Testi Unici ACAI CISI - Sezione Scaffalature Industriali

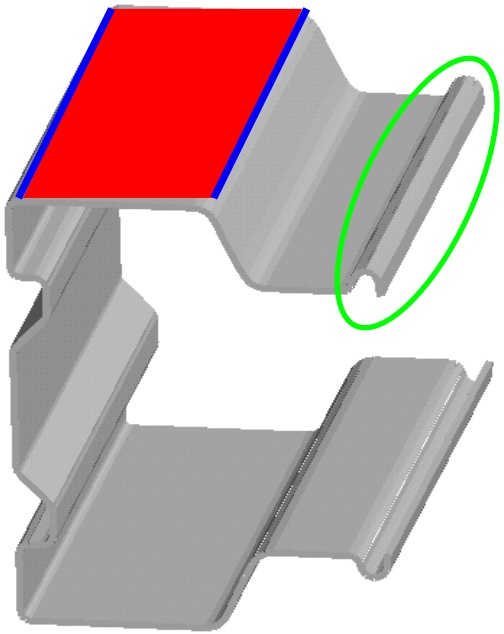
EN 1993 Eurocode 3 - Design of steel structures
FEM 10.2.02 - The design of static steel pallet racking
FEM 10.3.01 - Adjustable beam pallet racking: tolerances, deformations and clearances
FEM 9.851 - Performance data of S/R machines. Cycle time
FEM 9.831: *Calculation principles of storage and retrieval machines. Tolerances, Deformations and Clearances in the high-bay warehouse*. 02.1995
FEM 9.832: *Calculation principles of storage and retrieval machines. Tolerances, Deformations and Clearances for Small Parts Storage*. 03.1999
UNI EN 15620: *Sistemi di stoccaggio statici di acciaio. Scaffalature porta-pallet. Tolleranze, Deformazioni e interspazi*. Giugno 2009
UNI EN 15629: *Sistemi di stoccaggio statici di acciaio. Specifiche dell'attrezzatura di immagazzinaggio.* Marzo 2009
UNI EN 15635: *Sistemi di stoccaggio statici di acciaio. Utilizzo e manutenzione dell'attrezzatura di immagazzinaggio*. Marzo 2009
UNI EN 15512: *Sistemi di stoccaggio statici di acciaio. Scaffalature porta-pallet. Principi per la progettazione*. Maggio 2009

CENNI AL PROBLEMA DELLA STABILITA'

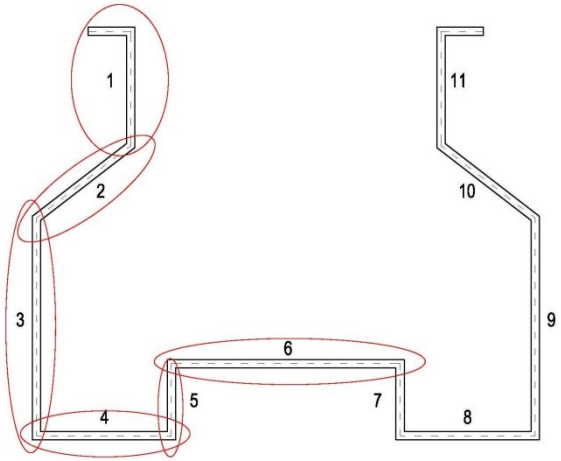
1. Elementi piani

2. Pieghe/nodi: linee di intersezione fra elementi piani adiacenti

3. Irrigidimenti



Individuazione delle parti costituenti la sezione



Sezione semplificata

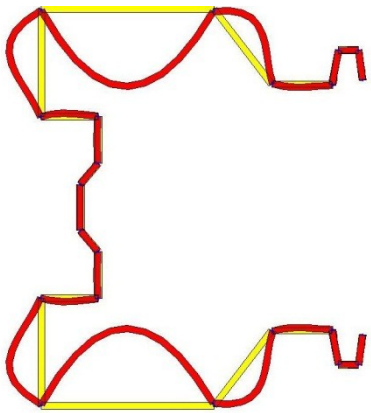
Nella sezione semplificata, così come previsto dalla norma (EC3), vengono individuati i tre tipi di elementi nei quali può essere scomposta la sezione trasversale, che sono:
elementi piani irrigiditi;
elementi piani non irrigiditi (elemento 2, 3, 4, 5, 6,7, 8, 9 e 10);
elementi piani con irrigidimenti di bordo (elemento 1 e 11).

FENOMENI DI INSTABILITA' - *Instabilità locale (Local Buckling)*

E' una forma di instabilità che coinvolge elementi piani della sezione che si inflettono al di fuori del loro piano senza deformazioni trasversali delle pieghe di bordo e spostamento dei nodi.

elementi piani: deformati

pieghe/nodi: indeformati



pieghe/nodi

elementi piani

Instabilità locale sezione in regime di compressione

FENOMENI DI INSTABILITA' - *Instabilità distorsionale (Distorsional Buckling)*

E' una forma di instabilità tipica dei formati a freddo con sezioni aperte mono-simmetriche.

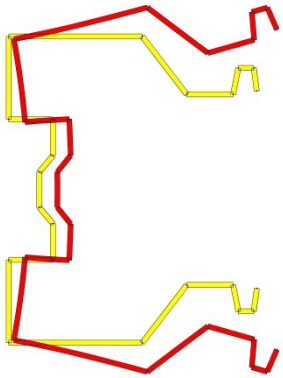
Si manifesta con la distorsione della sezione e provoca sia rotazione che traslazione di alcuni nodi.

E' stato utilizzato CUFSM.

elementi piani: deformati

pieghe/nodi: deformati

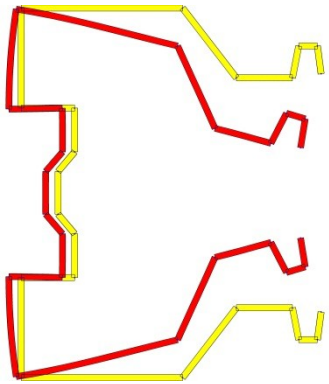
Per le sezioni analizzate il fenomeno può presentarsi con l'apertura o la chiusura delle ali:



Instabilità distorsionale con apertura ali in compressione

pieghe/nodi

elementi piani



Instabilità distorsionale con chiusura ali in compressione

FENOMENI DI INSTABILITA' - *Instabilità globale*

E' una forma di instabilità nella quale l'elemento si deforma senza modificazione della forma della sezione trasversale.

elementi piani: indeformati

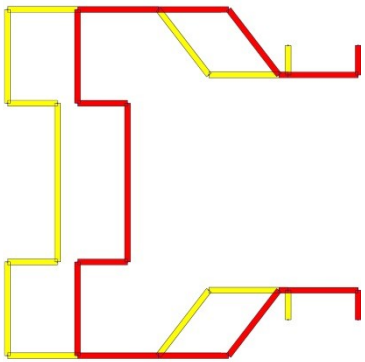
pieghe/nodi: deformati

pieghe/nodi

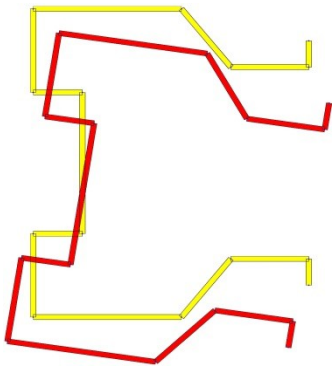
elementi piani

L'instabilità globale si può presentare nelle forme:

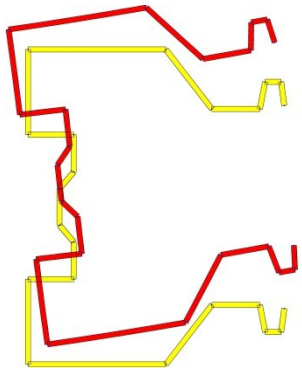
1. flessionale



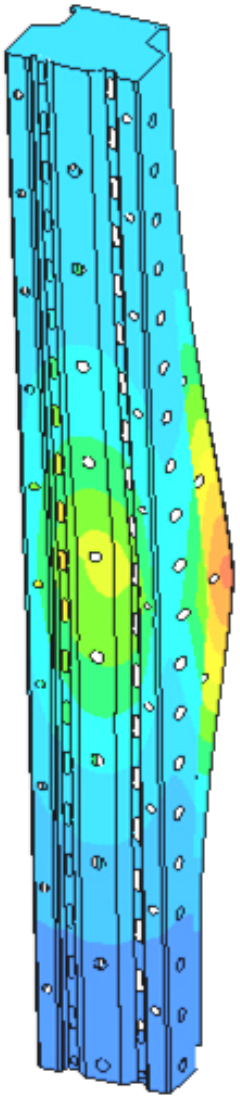
2. torsionale

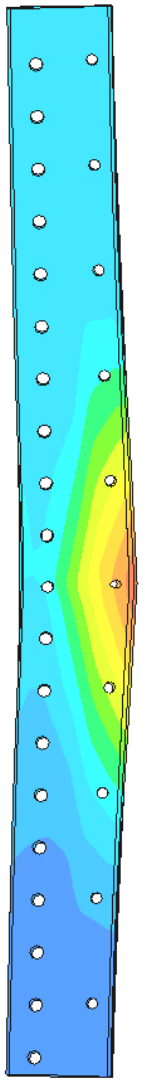


3. flesso-torsionale

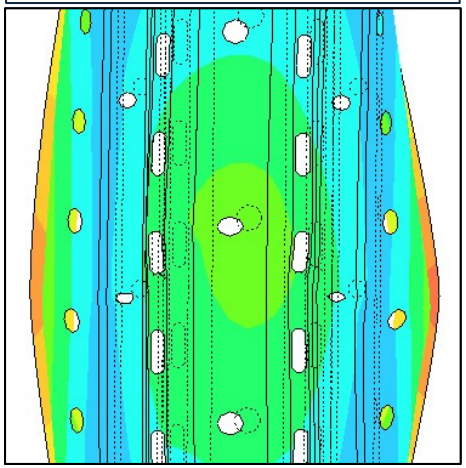


SPERIMENTAZIONE E MODELLAZIONE NUMERICA





DISTORSIONAL BUCKLING



STATO DELL' ARTE RELATIVO ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRESSOINFLESSI SAGOMATI A FREDDO PER SCAFFALATURE METALLICHE

[1] **UNI EN 15512:2009** "Sistemi di stoccaggio statici di acciaio - Scaffalature porta-pallet - Principi per la progettazione strutturale".
[2] **UNI EN 1993-1-1: 2005**: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
[3] **UNI EN 1993-1-3:2007** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-3: Regole generali – Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.
[4] **UNI ENV 1993-1-1**: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. (pre-norma europea)

La vigente normativa nazionale non fornisce indicazioni pratiche relative al dimensionamento delle scaffalature metalliche.
La **EN 1993-1-3** nella versione attualmente in vigore (**18/1/2007**) ammette esplicito rimando alle **FEM 10.2.02** edizione 10.2 , non essendo stata approvata, al momento della sua emissione, la normativa **EN 15512** che ha praticamente raccolto quasi integralmente i contenuti della FEM. E' ragionevole ipotizzare che la prossima edizione della EN 1993-1-3 faccia diretto riferimento alle EN 15512 e pertanto nel seguito non verranno più indicate le FEM 10.2.02.

STATO DELL' ARTE RELATIVO ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRESSOINFLESSI SAGOMATI A FREDDO PER SCAFFALATURE METALLICHE

La verifica di stabilità per gli elementi presso-inflessi riportata nella EN 15512 riprende praticamente integralmente il metodo di verifica già riportato nella **ENV 1993-1-1** [4], poi sostituito da una formulazione completamente diversa, presente in **EN 1993-1-1** ed applicabile attraverso due metodi (denominati **metodo 1 e metodo 2**, diversi per la stima dei coefficienti di interazione (kij) presentati nelle appendici A e B sempre di EN 1993-1-1).
La verifica di stabilità riportata invece nella **EN 1993-1-3** [3] tratta solo il caso di pressoflessione monoassiale e fornisce la frontiera di crisi delimitata dall'equazione 6.36 riportata di seguito

(2) As an alternative the interaction formula (6.38) may be used

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1,0 \qquad \ldots(6.36)$$

where $N_{b,Rd}$ is the design buckling resistance of a compression member according to 6.2.2 (flexural, torsional or torsional-flexural buckling) and $M_{b,Rd}$ is the design bending moment resistance according to 6.2.4 and M_{Ed} includes the effects of shift of neutral axis, if relevant.

Figura 6.1 stralcio della EN 1993-1-3 relativamente alla formula di verifica 6.36

STATO DELL' ARTE RELATIVO ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRESSOINFLESSI SAGOMATI A FREDDO PER SCAFFALATURE METALLICHE

Circolare esplicativa n.617 del 02/02/09:
Norme tecniche per le costruzioni, circolare

C4.2.12.2.5 Verifiche di stabilità

C4.2.12.2.5.1 Verifiche di stabilità di aste compresse

La resistenza delle aste compresse si valuta con i criteri di cui al §4.2.4.1.3 delle NTC adottando le curve di stabilità specificate nella Tabella C4.2.XXIII.

C4.2.12.2.5.2 Verifiche di stabilità di aste inflesse

La verifica di stabilità di una trave inflessa soggetta a fenomeni di instabilità flessotorsionali si effettua con i criteri di cui al §4.2.4.1.3 delle NTC adottando la curva di stabilità b.

Tuttavia, quando l'area efficace ha assi principali di inerzia sensibilmente discosti da quelli dell'area lorda, quei criteri non sono applicabili e devono essere effettuate specifiche indagini numeriche.

C4.2.12.2.5.3 Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse

Si tratta di problemi specifici per i quali si rinvia alla normativa di comprovata validità.

VERIFICHE PROPOSTE DAL DM2008 (§ 4.2.4) E DALLA CIRCOLARE ESPLICATIVA PER LA CLASSE 4 (C.4)

La teoria della sezioni efficaci viene impiegata pertanto quando la sezione non è in grado di raggiungere il limite di snervamento in alcun punto compresso senza prima imbozzarsi (sezioni in classe 4).
In questo caso la sezione non è interamente reagente, in quanto la parte imbozzata non è considerata efficace a portare i carichi applicati.
Questa teoria usa i **moduli di resistenza e l'area efficaci**.
Il problema di questa teoria è che la sezione resistente è funzione delle sollecitazioni applicate (a rigore sia del mutuo dosaggio delle sollecitazioni applicate che della loro intensità assoluta).
Di seguito si riportano le disuguaglianze del **metodo B** per la verifica delle sezioni in classe 4 (in evidenza i termini tipici della classe 4).

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A_{eff}\cdot f_{yk}}+k_{yy}\cdot\frac{\left(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_{eff,y}\cdot f_{yk}}+k_{yz}\cdot\frac{\left(M_{z,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{W_{eff,z}\cdot f_{yk}}\leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A_{eff}\cdot f_{yk}}+k_{zy}\cdot\frac{\left(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_{eff,y}\cdot f_{yk}}+k_{zz}\cdot\frac{\left(M_{z,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{W_{eff,z}\cdot f_{yk}}\leq 1$$

(C4.2.37)

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A_{eff}\cdot f_{yk}}+k_{yy}\cdot\frac{\left(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_{eff,y}\cdot f_{yk}}+k_{yz}\cdot\frac{\left(M_{z,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{W_{eff,z}\cdot f_{yk}}\leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A_{eff}\cdot f_{yk}}+k_{zy}\cdot\frac{\left(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_{eff,y}\cdot f_{yk}}+k_{zz}\cdot\frac{\left(M_{z,Ed}+\Delta M_{y,Ed}\right)\cdot\gamma_{M1}}{W_{eff,z}\cdot f_{yk}}\leq 1$$

(C4.2.37)

Il problema è complicato perché la parzializzazione della sezione sotto l'azione, ad esempio, di (N, My, Mz) è diversa dalla parzializzazione ottenibile sotto l'azione di (N, 0, 0) o di (N, My, 0) e così via.
Quando la norma parla di **W_{eff}** si riferisce alla sezione efficace sotto l'azione del solo momento flettente (trave inflessa) e non al modulo efficace della sezione sottoposta alla terna di azioni interne (N, My, Mz). Questo aspetto non è ben spiegato all'interno della norma stessa.

Si ricordi poi che per queste sezioni non vale il principio di sovrapposizione degli effetti poiché la sezione efficace corrispondente alla terna di sollecitazioni è differente da quella corrispondente alla sola azione assiale o quella corrispondente al solo momento flettente.

EN 15512 – Adjustable pallet racking systems – Principles for structural design

9.7.6.3 Flessione e compressione assiale senza instabilità latero-torsionale

Oltre a soddisfare quanto espresso al punto 9.7.6.2 gli elementi soggetti a combinazione di flessione e compressione assiale devono soddisfare anche

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff} f_y / \gamma_M} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{eff,y} f_y / \gamma_M} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_M} \leq 1 \qquad (34)$$

9.7.6.4 Flessione e compressione assiale con instabilità latero-torsionale

Gli elementi per i quali l'instabilità latero-torsionale è un modo di rottura potenziale, oltre a soddisfare il punto 9.7.5, devono soddisfare anche:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff} f_y / \gamma_M} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_M} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_M} \leq 1 \qquad (35)$$

χ_{min} è il più piccolo tra χ_{db} (ottenuti dal punto 9.7.2c), χ_y e χ_z (ottenuti dal punto 9.7.4) e tra i coefficienti di riduzione che corrispondono alle modalità di instabilità distorsionale e flesso-torsionale.

c) La procedura di calcolo indicata di seguito, basata sull'utilizzo dell'area efficace determinata a livello sperimentale, A_{eff}, secondo il punto A.2.1, modificata, come segue, per tenere conto dell'instabilità distorsionale:

1) Deve essere effettuata una prova d'instabilità distorsionale secondo il punto A.2.2 su un segmento di montante di lunghezza pari a quella del singolo pannello di controvento di misura più vicina ad un metro, in modo da ottenere il valore della resistenza di progetto $N_{db,Rd}$.

LE PROVE SPERIMENTALI PREVISTE DALLA UNI EN 15512 – PROPRIETA' EFFICACI

STUB COLUMN TEST

A.2 Tests on components and connections

A.2.1 Stub column compression test

A.2.1.1 Purpose of the test

The test shall be used to observe the influence of such factors as perforations and local buckling on the compressive strength of a short column. This test shall not be used to observe the influence of distortional buckling.

A.2.1.2 Test arrangement and method - Alternative 1

The test specimen shall be prepared as follows and as shown in Figure A.2.

a) Its length shall be greater than three times the greatest flat width of the section (ignoring intermediate stiffeners). It shall include at least five pitches of the perforations.

b) It shall be cut normal to the longitudinal axis, midway between two sets of perforations.

c) The base and cap plates shall be bolted or welded to each end of the stub upright.

Note The section may be adjusted for spring back (distortion of the shape of the cross-section after cutting due to residual stresses) by welding to the base plate.

The axial load shall be transmitted to the base and cap plates via pressure pads sufficiently thick to ensure that deformations of the pads under the test load do not influence the test result. The pressure pads shall protrude at least 10 mm beyond the perimeter of the upright section. Base and cap plates shall be positively located on the pressure pads at each end. The pressure pads shall have a small indentation drilled to receive a ball bearing, as shown in Figure A.2.

Figure A.2 **Stub column test arrangement**

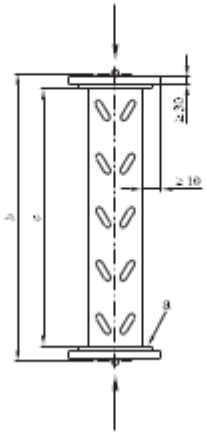
Key

a Base /cap plate

b Buckling length

c Is length of cold formed section

Dimensions in millimetres



LE PROVE SPERIMENTALI PREVISTE DALLA UNI EN 15512 – PROPRIETA' EFFICACI

BENDING TEST

A.2.9.2 **Test Arrangement**

The test shall be carried out by loading the upright section in bending as shown in Figure A.15. The span, *L*, of the upright shall be such that:

$L \geq 30\ D$ (A.18)

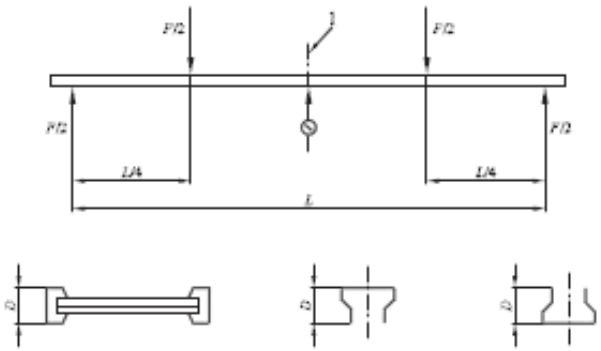
where *D* is the depth of the upright being tested.

The test shall be made to measure the bending strength of the upright about either the major or minor axis. When the test is made to determine the bending strength about the axis of symmetry, then a complete frame shall be tested with the two upright sections linked together by the normal bracing system, with the section free to twist at the supports, as shown in Figure A.15. This test arrangement permits lateral torsional buckling effects to occur which are similar to those developed by the upright in its normal mode of use. The applied loads and their reactions for each upright shall always be in the same vertical plane. This plane may be defined by the shear centre or the centroid of the section.

Figure A.15 **Test arrangements**

Key

1 Center line



A.2.9.3 **Test method**

The load shall be applied in increments up to failure to the quarter points of the span through spreaders large enough to prevent any local crushing of the section.

A.2.9.4 **Corrections to the observations**

The failure moment measured in the test shall be adjusted to take account of variations in thickness and yield stress of the uprights in accordance with 13.3.5.

A.2.9.5 **Derivation of results**

The characteristic value of the moment of resistance shall be calculated in accordance with 13.3.3.

LE PROVE SPERIMENTALI PREVISTE DALLA UNI EN 15512 – COLLEGAMENTO DI BASE

TEST ON FLOOR CONNECTIONS

A.2.7.3 Test method

Tests should be made over a range of axial loads up to the estimated maximum design load for the upright. At least six tests shall be made for each upright.

The load in Jack No. 1 shall be set at a nominal value which keeps all the components in contact, and the transducers zeroed. The load in Jack No. 1 shall then be increased to its full value and held constant at that value. The displacements shall be observed, and then the load in Jack No. 2 shall be increased and further displacement observations shall be made until this load reaches its maximum.

The system of forces is shown in Figure A.12.

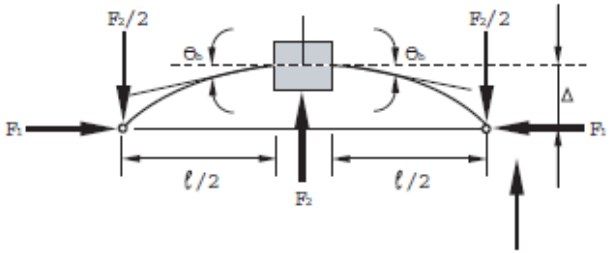


Figure A.12 — Forces and deflections in the test on floor connections

The moment applied to the base plate, M_b, and the rotation of the base plate, θ_b, shall be calculated as follows:

$$M_b = \frac{F_2\,\ell}{4} + F_1\,\Delta \qquad \text{(A.14)}$$

$$\theta_b = \frac{1}{2}\left[\frac{\delta_1 - \delta_2}{d_{12}} + \frac{\delta_3 - \delta_4}{d_{34}}\right] \qquad \text{(A.15)}$$

where

F_1 and F_2 are the loads applied by Jacks 1 and 2 respectively;

δ_1 to δ_6 are the displacements at positions 1 to 6 respectively;

$$\Delta = \frac{\delta_5 + \delta_6}{2} \qquad \text{(A.16)}$$

and d_{12} and d_{34} are defined in Figure A.11.

A.2.7.4 Corrections to the observations

Corrections need not be applied to the results of this test.

NOTE The designer should consider the consequences of any significant variations in the mechanical and geometric properties of the test assembly away from the nominal values.

APPLICAZIONI DEI PROFILI FORMATI A FREDDO

Realizzazione di scaffalature porta pallet antisismiche

Travatura reticolare nel piano trasversale e sistema con controventi a croce di Sant'Andrea nella direzione longitudinale.

APPLICAZIONI DEI PROFILI FORMATI A FREDDO

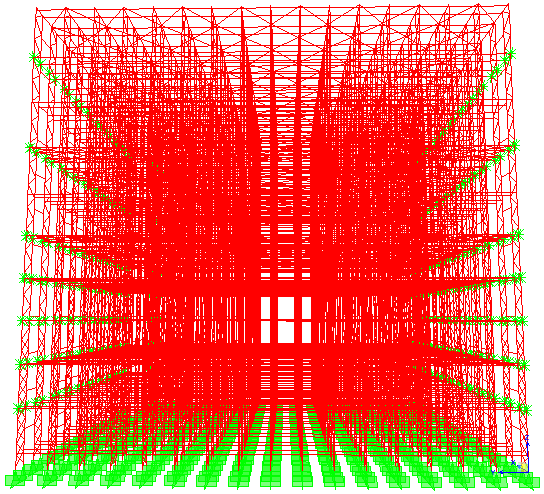
Realizzazione di scaffalature cantilever antisismiche

Scaffalature cantilever ubicata in prossimità dell'epicentro del terremoto Emilia del 20 maggio 2012

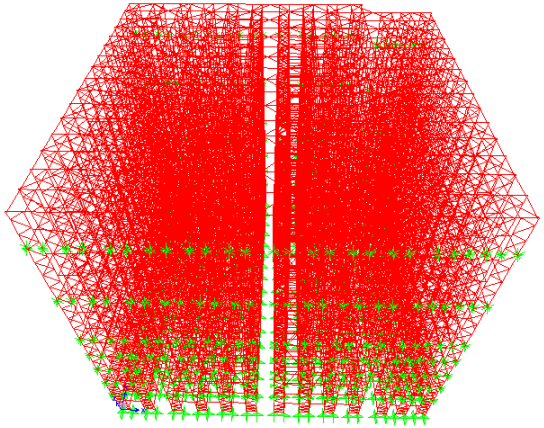
APPLICAZIONI DEI PROFILI FORMATI A FREDDO

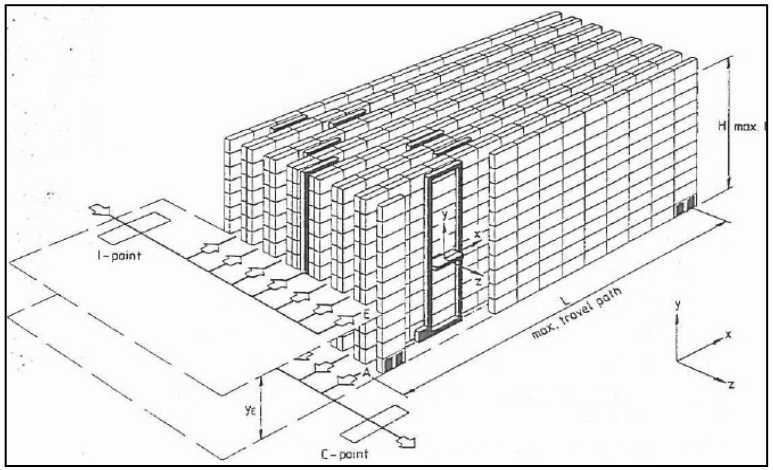
Realizzazione di strutture di posizionamento autoportanti per magazzini automatici.

Fasi di messa in opera di magazzino automatico autoportante di altezza pari a circa **30 metri (Bolzano).**

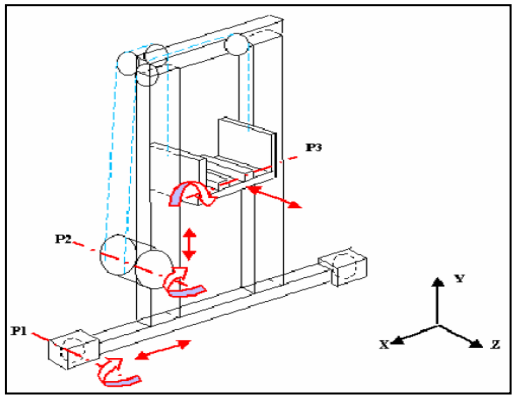


Modello Numerico

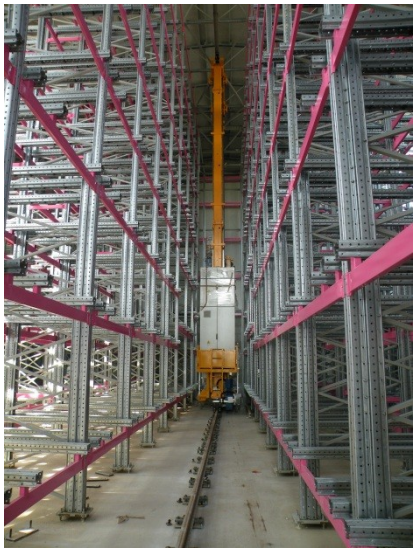




Rappresentazione schematica di un magazzino automatico ripresa dalle FEM 9.851 in cui si può osservare la scelta convenzionale del sistema di riferimento



Rappresentazione schematica di un trasloelevatore bicolonna con indicati sistema di riferimento e movimenti possibili della macchina



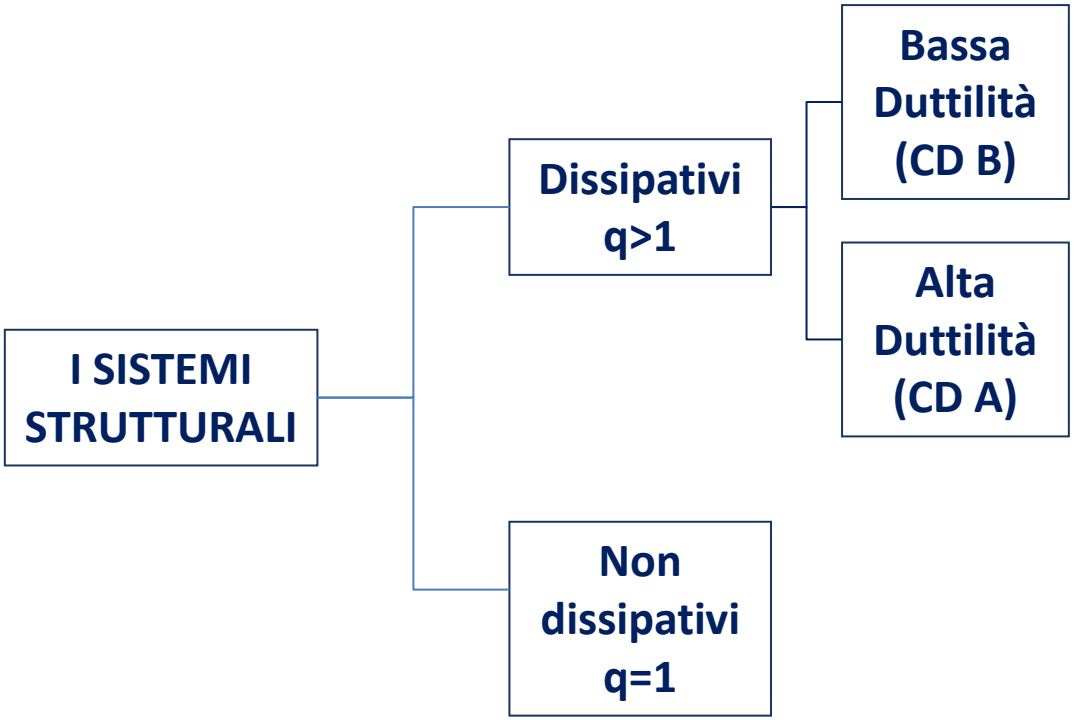
Fasi di messa in opera di magazzino automatico autoportante di altezza pari a circa **20 metri (Firenze).**

Realizzazione di strutture di posizionamento antisismiche

Impianto a soppalco + passerelle + strutture di posizionamento (GRECIA)

CROLLO DI UN MAGAZZINO AUTOPORTANTE CON PRELIEVO AUTOMATICO TERREMOTO EMILIA

I PRINCIPI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA



Il dimensionamento viene effettuato nel rispetto del criterio della **Gerarchia delle Resistenze.**

Le membrature non dissipative (**Gerarchia Globale**) ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura (**Gerarchia Locale**) devono possedere, nei confronti delle zone dissipative, una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica.

Le zone dissipative (zone critiche) fungono da fusibili favorendo la formazione di meccanismi di collasso globali.

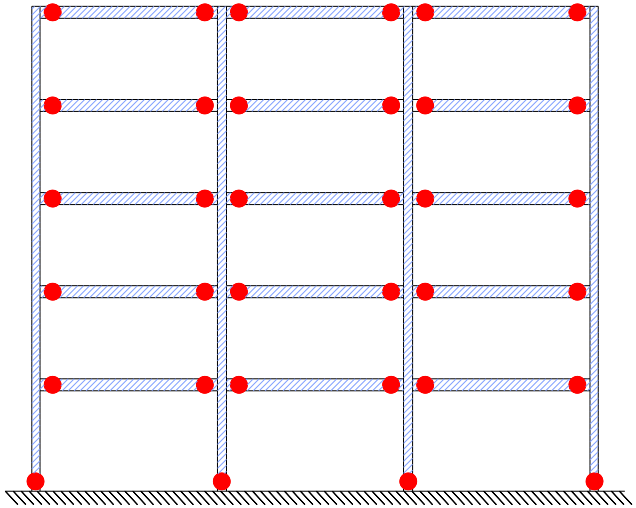
La differenza fra le due possibilità di progetto (alta e bassa duttilità) consiste:

(1) nell'entità delle **plasticizzazioni** (cui ci si riconduce)
(2) nell'estensione ed importanza che si attribuisce al criterio della **gerarchia delle resistenze**.

Relativamente al primo aspetto, la norma considera valori maggiori del fattore di struttura in classe di duttilità alta ("q factor"). Per quanto attiene invece all'importanza del criterio di gerarchia delle resistenze, nel caso di strutture progettate in alta duttilità (CD"A") dovrà essere garantita, ove non diversamente specificato, una sovraresistenza minima delle parti non dissipative pari al 30% (γ_{Rd} **=1.3**), mentre nel caso di classe di duttilità bassa (CD "B") tale limite può ridursi al 10% (γ_{Rd} **=1.1**).

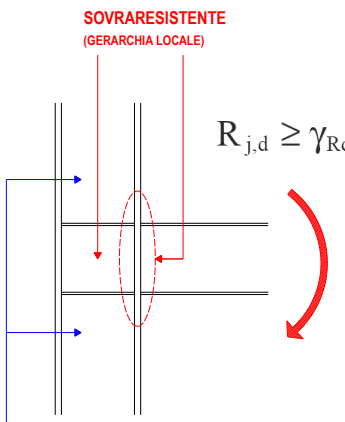
È utile sottolineare, a tal proposito, che mettere in relazione la classe di duttilità della struttura all'importanza del criterio di gerarchia delle resistenze è un approccio tipico della norma italiana. L'Eurocodice 8, infatti, che suddivide le strutture addirittura in tre classi di duttilità (bassa, media e alta), attribuisce tale differenza comportamentale alla sola duttilità delle parti dissipative, senza modificare il livello di **sovraresistenza** da garantire.

Obiettivo di progetto dei telai dissipativi



7.5.4. Regole di Progetto Specifiche per Strutture Intelaiate.
«Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nei pilastri»

L'applicazione del criterio di gerarchia a livello **GLOBALE** consiste dunque nel progettare le colonne più resistenti delle travi (**trave debole-pilastro forte**).
L'obiettivo è quello di attivare meccanismi di collasso globale ed evitare i meccanismi di piano.
Le cerniere plastiche nelle travi sono più duttili di quelle che si formano nei pilastri per il ridotto valore dello sforzo assiale. Per quanto concerne i collegamenti, deve essere assicurata una opportuna sovraresistenza (gerarchia **LOCALE**) al fine di consentire la formazione della cerniera plastica alle estremità della trave piuttosto che nel collegamento stesso.
In tal senso, i collegamenti di tipo rigido a completo ripristino di resistenza sono la scelta più diffusa.
Analogamente i pannelli d'anima nei nodi trave-colonna devono essere progettati con una resistenza sufficiente a consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo desiderato, escludendo la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio.

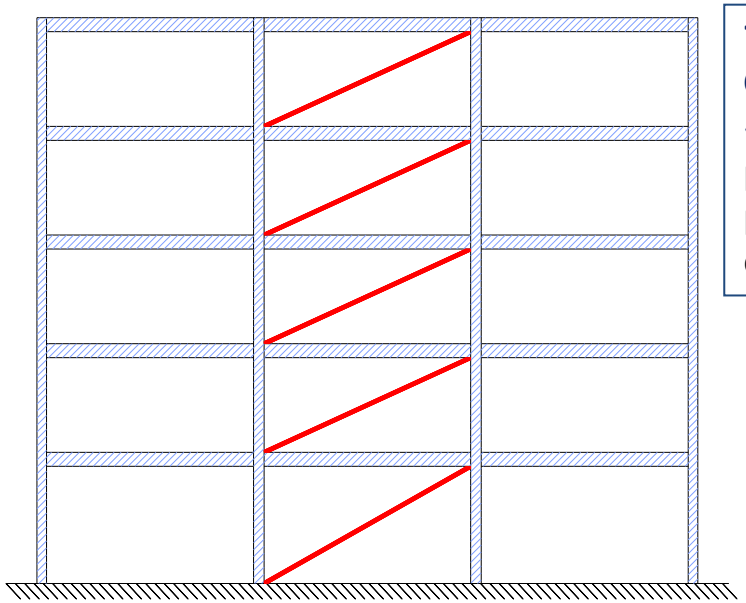


$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd}$$

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

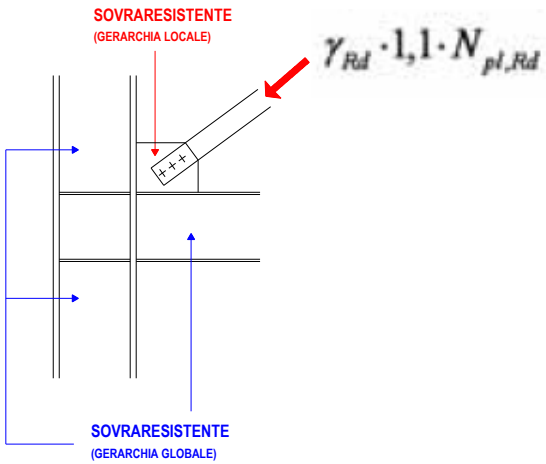
$$\sum \frac{f_{yk,c}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{pl,c} \geq 1,3 \sum \frac{f_{yk,b}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{pl,b}$$

Obiettivo di progetto dei sistemi a controventi concentrici



7.5.5. Regole di Progetto Specifiche per Strutture con Controventi Concentrici.

«Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che **la plasticizzazione delle diagonali tese** preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.»

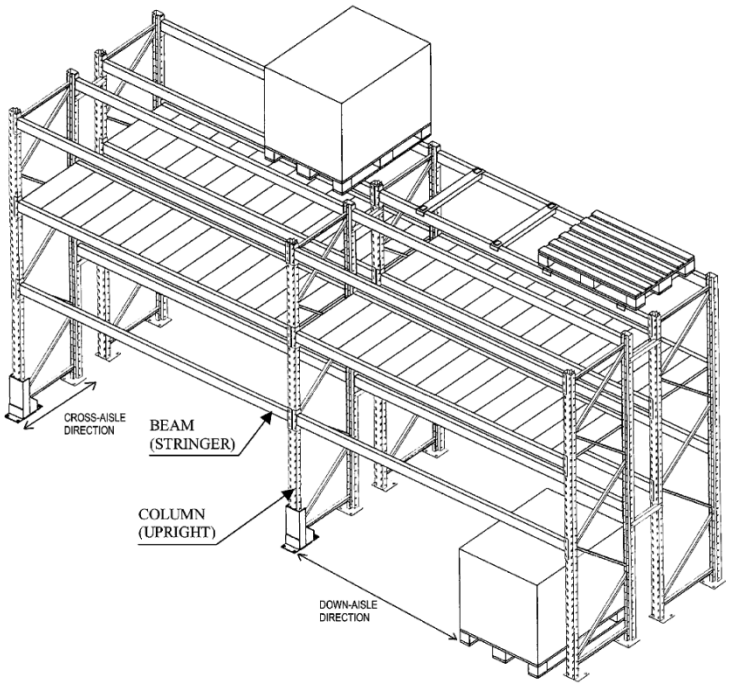


L'obiettivo complessivo di dissipazione energetica nel progetto classico dei telai con controventi concentrici consiste nel formare **zone dissipative nelle diagonali tese** e di evitare lo snervamento o il buckling delle travi e delle colonne. Le diagonali in compressione sono progettate per instabilizzarsi. Le NTC08 prevedono che la snellezza normalizzata delle diagonali debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo (**$1.3 \leq \lambda \leq 2$**). In particolare, il limite superiore ha lo scopo di proteggere dalla crisi per flessione ciclica fuori piano i collegamenti e le diagonali. Di contro, al fine di limitare l'entità degli sforzi normali di compressione trasmessi alle colonne dalle diagonali compresse, deve essere anche $\lambda \geq 1.3$

I PRINCIPI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA - SCAFFALATURE

Il presupposto fondamentale della FEM 10.2.08 è che gli scaffali, realizzati in genere con profili formati a freddo, sono strutture a bassa duttilità strutturale, e vengono fatti rientrare nella categoria delle strutture poco dissipative in accordo con l'EC8; nella norma sono sviluppati metodi di calcolo con riferimento a tale principio, rimandando all'Eurocodice 8 per la progettazione in campo dissipativo, dove in genere i componenti di produzione standard non sono utilizzabili.

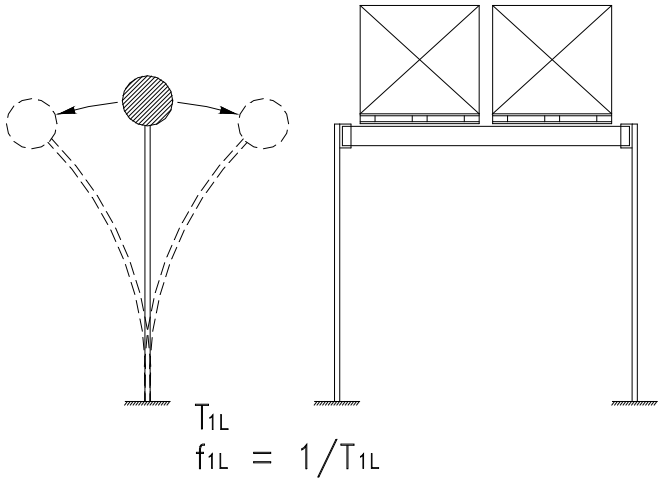
La risposta alla sollecitazione dinamica di uno scaffale, non è però legata alla sola duttilità del materiale, ma anche all'interazione e all'accoppiamento del sistema strutturale portante con le unità di carico, che rappresentano la grande maggioranza della massa. La FEM 10.2.08, mantenendo la definizione del coefficiente di struttura q dell'EC8, tiene conto di questa interazione **mediante coefficienti che <u>modificano lo spettro di progetto</u>**.



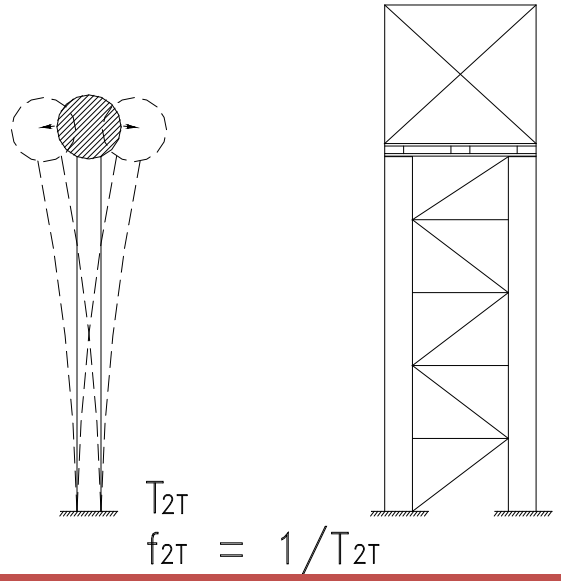
PRINCIPI GENERALI

Comportamento dinamico nei due piani principali

Per una scaffalatura standard tipo porta-pallet in assenza di controventi, il **piano longitudinale** (piano di facciata "a telaio") **è più flessibile del piano trasversale** (piano delle spalle generalmente a schema reticolare).
Pertanto nelle due direzioni principali si distinguono "periodi propri" diversi, diminuendo questi all'aumentare della rigidezza laterale.
Lo stesso periodo aumenta con l'aumentare delle masse e con il loro spostarsi verso i livelli di carico superiori. E' quindi molto importante nella determinazione del periodo proprio di una scaffalatura **stabilire la (1) percentuale di riempimento**, **(2) il peso medio delle unità di carico e (3) la distribuzione delle masse in altezza**.
Il calcolo del periodo proprio "T" è fondamentale perché da esso dipende il modo di rispondere della struttura a forze non statiche. Il terremoto è una forzante variabile per intensità, per periodo, per direzione e verso. Il periodo è generalmente compreso fra 0.2 e 0.8 secondi. Le strutture che hanno il periodo compreso in questo "range" tendono ad amplificare maggiormente gli effetti del terremoto, quelle con un periodo maggiore invece "non rispondono", ovvero amplificano meno.



Piano longitudinale o dei telai



Piano trasversale o della spalla

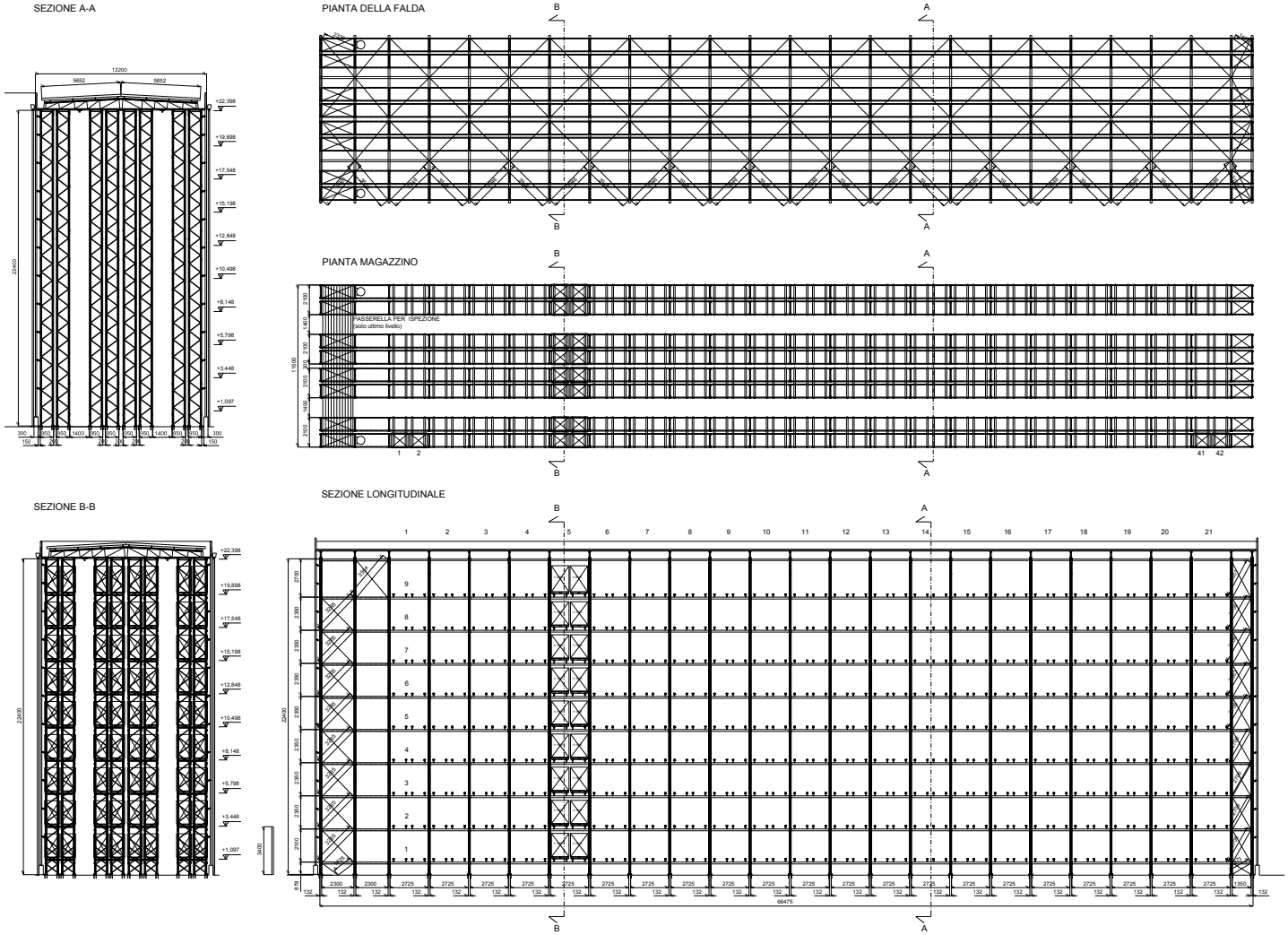
PRINCIPI GENERALI

FENOMENI FISICI CHE INFLUENZANO IL COMPORTAMENTO DURANTE IL SISMA

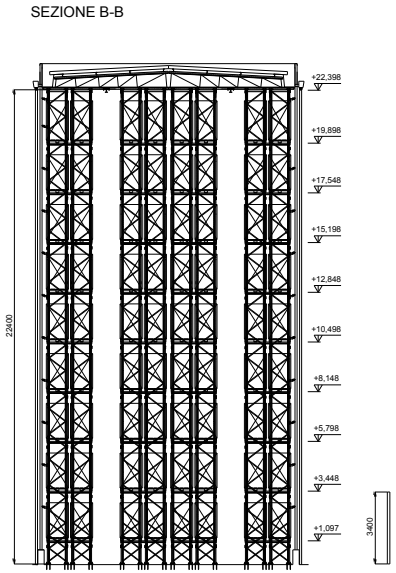
- Lo slittamento delle unità di carico sui correnti (sliding), fenomeno funzione delle accelerazioni e dei coefficienti di attrito
- Dissipazione di energia derivante dalla deformazione della merce stivata
- Danneggiamento progressivo dei **collegamenti** durante l'evento sismico

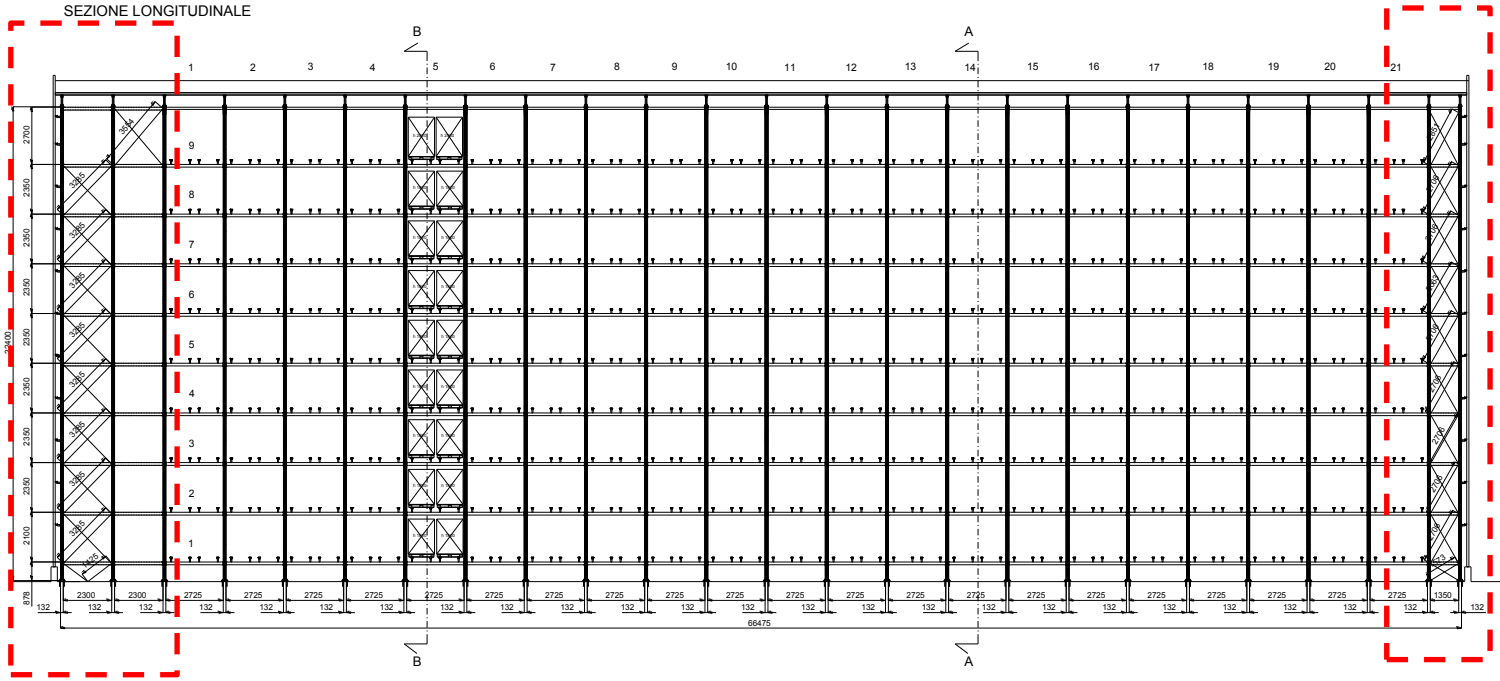
Collasso di scaffalatura porta pallet – terremoto Aquila

ESEMPIO DI CALCOLO



LE SEZIONI DEL MAGAZZINO





Altezza della costruzione 23 metri circa
Dimensioni in pianta 66 m x 20 m
Nella sezione longitudinale sono presenti per ogni telaio due torri di controvento

Analisi dei carichi

COMBINAZIONI

	DEAD	PALLET	IMP LONG	IMP TRASV	NEVE	VENTO long	VENTO trasv
SLU 1	1,30	1,30	1,30	-	1,50	0,90	-
SLU 2	1,30	1,30	-	1,30	1,50	-	0,90
SLU 3	1,30	1,30	1,30	-	0,75	1,50	-
SLU 4	1,30	1,30	-	1,30	0,75	-	1,50
SLE 1	1,00	1,00	1,00		0,50	0,60	-
SLE 2	1,00	1,00	-	1,00	0,50	-	0,60

Combinazione componenti orizz. sisma

Combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica

In generale le componenti dell'azione sismica devono essere considerate agire simultaneamente, ed i componenti della loro combinazione possono essere considerati come segue.

L'effetto sulla struttura, dovuto alle due componenti orizzontali dell'azione sismica, può essere calcolato utilizzando le seguenti combinazioni:

a) E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy}

b) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy}

dove:

"+" significa "da combinare con";

E_{Edx} sono gli effetti dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale x della struttura;

E_{Edy} sono gli effetti dovuti all'applicazione della stessa azione sismica lungo l'asse orizzontale ortogonale y della struttura.

CARICO DELLA NEVE

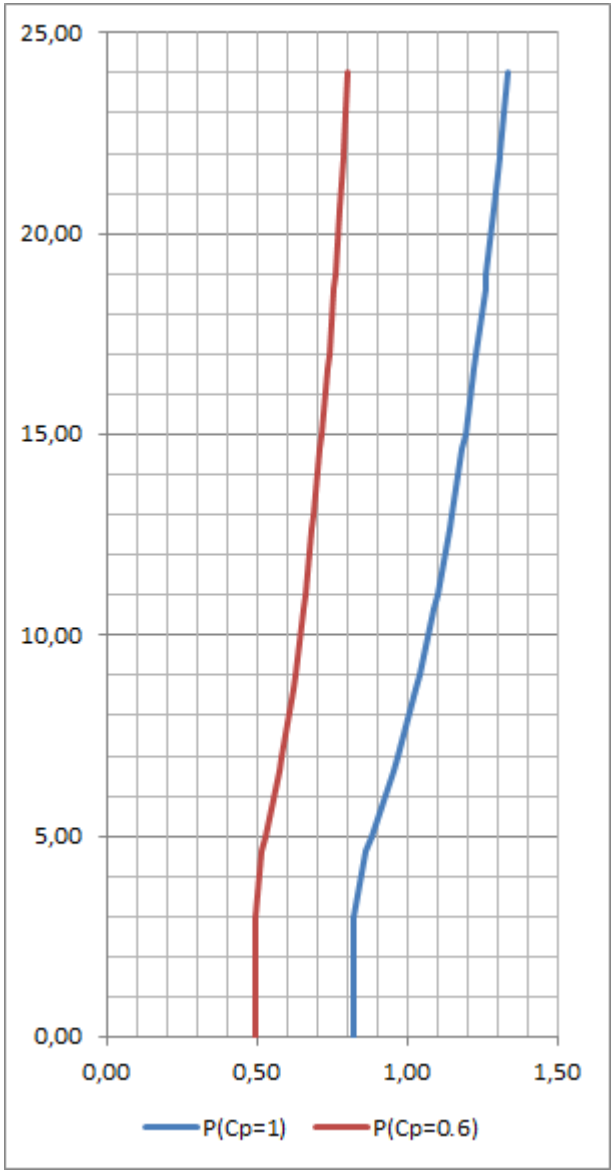
Zona di riferimento:	Zona	II	
Quota sul livello del mare:	a_s	< 200	m
Valore caratt. Della neve al suolo:	q_{sk}	1,00	KN/m^2
Coeff. d'esposizione:	c_E	1,00	-
Coeff. termico:	c_t	1,00	-
Coeff. di forma:	μ_i	0,80	-
CARICO DELLA NEVE:	q_n	***0,80***	KN/m^2

CARICO DEL VENTO

Classificazione della zona:	Zona	3,00	
Classe di rugosità:	Classe	C	
Categoria d'esposizione:	Cat.	II	
Densità dell'aria:	ρ	1,25	Kg/m^3
Velocità di riferimento dell'aria:	v_b	27,00	m/s
Pressione cinetica di riferimento:	q_b	455,63	N/m^2
Quota slm di riferimento:	a_0	500,00	m
Parametri:	Kr	0,19	
	z_0	0,05	m
	Z_{min}	4,00	m
Coeff. di esposizione:	C_e	2,91	
Coeff. di forma:	C_p	1.00/0.6	
Quota di riferimento:	z	23,00	m

Azione del vento

z	C_e	P(Cp=1)	P(Cp=0.6)	Pt	
m	-	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2	KN/m
0,00	1,80	*0,82*	*0,49*	0,033	0,07
1,00	1,80	*0,82*	*0,49*	0,033	0,07
2,65	**1,80**	***0,82***	***0,49***	***0,033***	***0,0656***
3,00	1,80	*0,82*	*0,49*	0,033	0,07
4,65	***1,89***	***0,86***	***0,52***	***0,034***	***0,0688***
5,00	1,93	*0,88*	*0,53*	0,035	0,07
6,65	***2,10***	***0,96***	***0,57***	***0,038***	***0,0765***
7,00	2,13	*0,97*	*0,58*	0,039	0,08
8,65	***2,26***	***1,03***	***0,62***	***0,041***	***0,0824***
9,00	2,29	*1,04*	*0,62*	0,042	0,08
10,65	***2,39***	***1,09***	***0,65***	***0,044***	***0,0872***
11,00	2,41	*1,10*	*0,66*	0,044	0,09
12,65	***2,50***	***1,14***	***0,68***	***0,046***	***0,0913***
13,00	2,52	*1,15*	*0,69*	0,046	0,09
14,65	***2,60***	***1,18***	***0,71***	***0,047***	***0,0948***
15,00	2,62	*1,19*	*0,72*	0,048	0,10
16,65	***2,69***	***1,22***	***0,73***	0,049	***0,0979***
17,00	2,70	*1,23*	*0,74*	0,049	0,10
18,65	***2,76***	***1,26***	***0,76***	0,050	***0,1007***
19,00	2,77	*1,26*	*0,76*	0,051	0,10
20,65	***2,83***	***1,29***	***0,77***	***0,052***	***0,0846***
21,93	***2,87***	***1,31***	***0,79***	***0,052***	***0,0681***
22,00	2,88	*1,31*	*0,79*	0,052	0,10
23,00	2,91	*1,32*	*0,79*	0,053	0,11
24,00	2,94	*1,34*	*0,80*	0,054	0,11



SOVRACCARICHI ED AZIONE SISMICA

CARICO DEL PALET

Numero di pallets per cella:	n	2	
Peso del pallet:	Q	1250	Kg
Percentuale di riduzione:	-	80,00%	
Lunghezza del corrente:	l	2,725	m
Carico Unif. Distribuito:	***q***	***366,97***	***Kg/m***
Forze dovute all'imperfezioni:	***imp***	***2,857***	***Kg***
	Imp./2	***1,429***	***Kg***

SISMA

Catecoria del sottosuolo	C				
Contisizione topografica:	T1				
	ag	0,165	g		
	Fo	2,462			
	T*c	0,353	sec		
coeff.	Ss	1,456			
	St	1,000			
	Cc	1,481			
	S	1,456			
	1/q	0,667		q	1,50
	Tb	***0,174***			
	Tc	***0,523***			
	Td	***2,260***			
Periodo fondamentale sisma y	Ty	2,06	sec	Sdy	0,110
	Tx	1,52	sec	Sdx	0,136

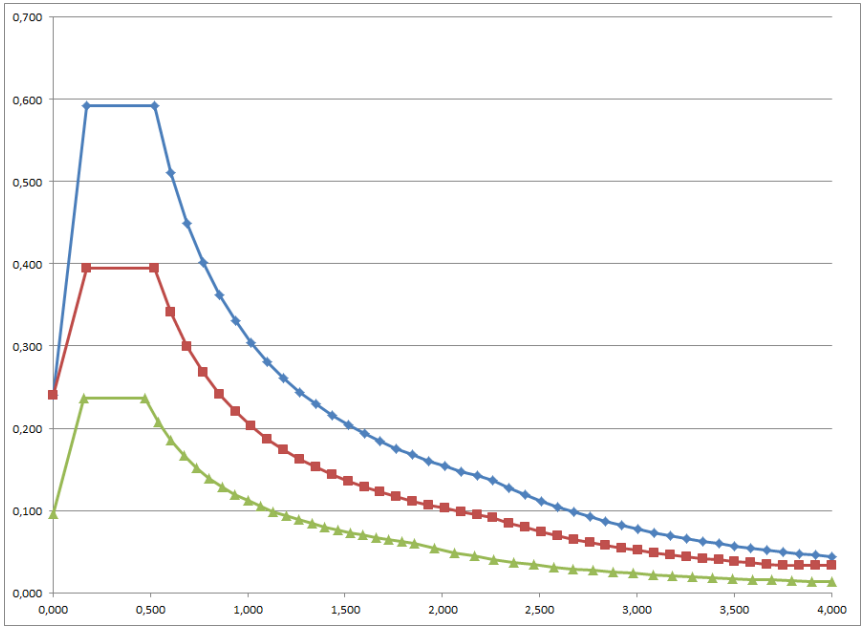
PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Definita in base a longitudine e latitudine per ciascuna P_{VR}

a_g = 0,165g

SPECIFICITA' LOCALI DEL SITO

Amplificazione stratigrafica (S_S e C_C)
Amplificazione topografica (S_T)
Cat. Sottosuolo C
Cat. Topografica T1



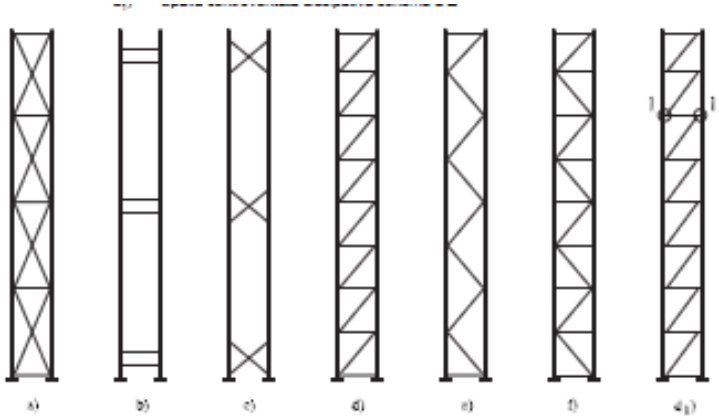
Spettro elastico
Spettro di progetto q=1.5
Spettro SLD

NORMA UNI TS 11379- Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico dei pallet – settembre 2010

La norma **UNI 11379** è una norma specialistica che riprende gran parte dei principi e dei criteri di progettazione già presenti nelle raccomandazioni **FEM 10.2.08**: RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN OF STATIC STEEL PALLET RACKING IN SEISMIC CONDITIONS.

Nell'esempio qui illustrato si può assumere un q factor di 1.5 nel piano trasversale e di 2.0 nel piano longitudinale.

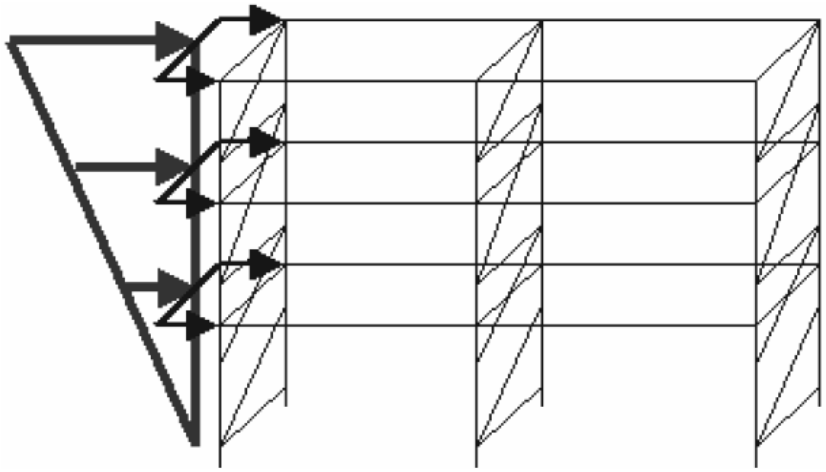
PROGETTAZIONE IN BASSA DUTTILITA'



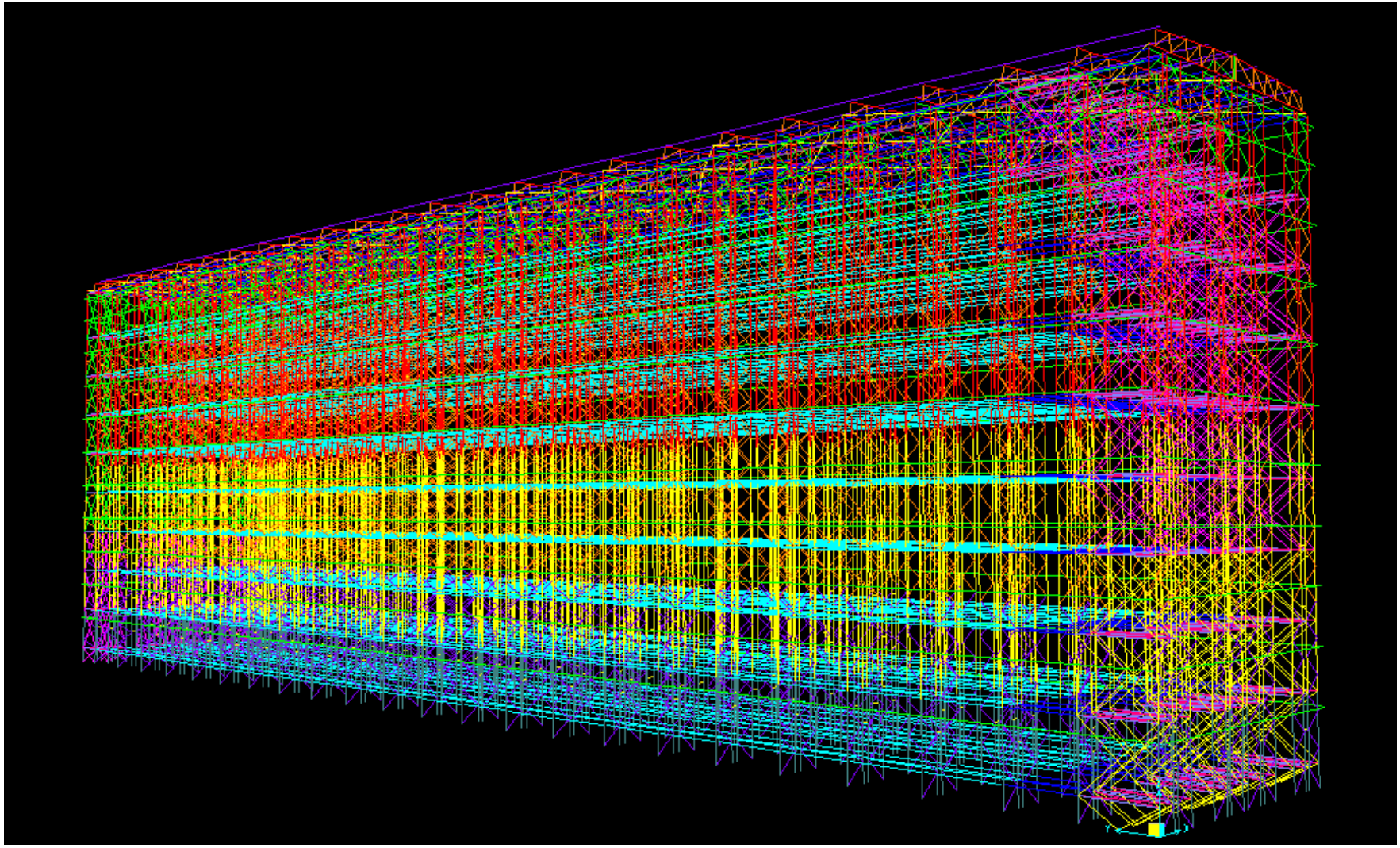
Tipo di spalla	Tipologia strutturale	Regole di dettaglio per elementi dissipativi	Valore max del fattore q	
			Scaffale regolare	Scaffale non regolare
a)	controvento con diagonali tese	diagonali tese (punto 7.2.3)	2 o 4 (1)	1,6 o 3,2 (1)
	controvento con diagonali tese e compresse	collegamenti delle diagonali (punto 7.1.1)	2,5 (con sezioni di classe 1-2) 2,0 (con sezioni di classe 1-2-3) (2)	2,0 1,6
b)	deve essere impiegato un telaio calastrellato dissipativo, a patto che i requisiti delle strutture a telaio siano soddisfatti e gli spostamenti siano limitati, altrimenti deve essere assunto q = 1,0			
c)			1,0	1,0
d) - e) - f)	poco dissipativa		1,0 o 1,5 (3)	1,0 o 1,5 (3)
d_1)	telaio controventato in modo eccentrico con dissipatore di energia negli elementi orizzontali - dimensionamento secondo Legislazione Vigente (3)		4	3,2

(1) Può essere assunto q = 4 per controventi a X con elementi diagonali solo tesi solamente quando tutti i requisiti di duttilità del punto 7.2 sono soddisfatti.
Infatti il requisito di comportamento omogeneo dissipativo della spalla descritto nel punto 7.2.3.5 è necessario per consentire alla struttura reticolare di comportarsi come un controvento.
Quando questo requisito non è soddisfatto, la plasticità si concentra in una parte limitata del telaio, generalmente alla base, e il comportamento della spalla può essere assimilato ad un pendolo rovesciato: per questo schema si assume q = 2 secondo la UNI EN 1998-1.
(2) Vedere lettera d) del punto 5.6.
(3) Vedere lettera f) del punto 5.6.
Nota Le eccentricità dei collegamenti devono essere in conformità alla UNI EN 15512.

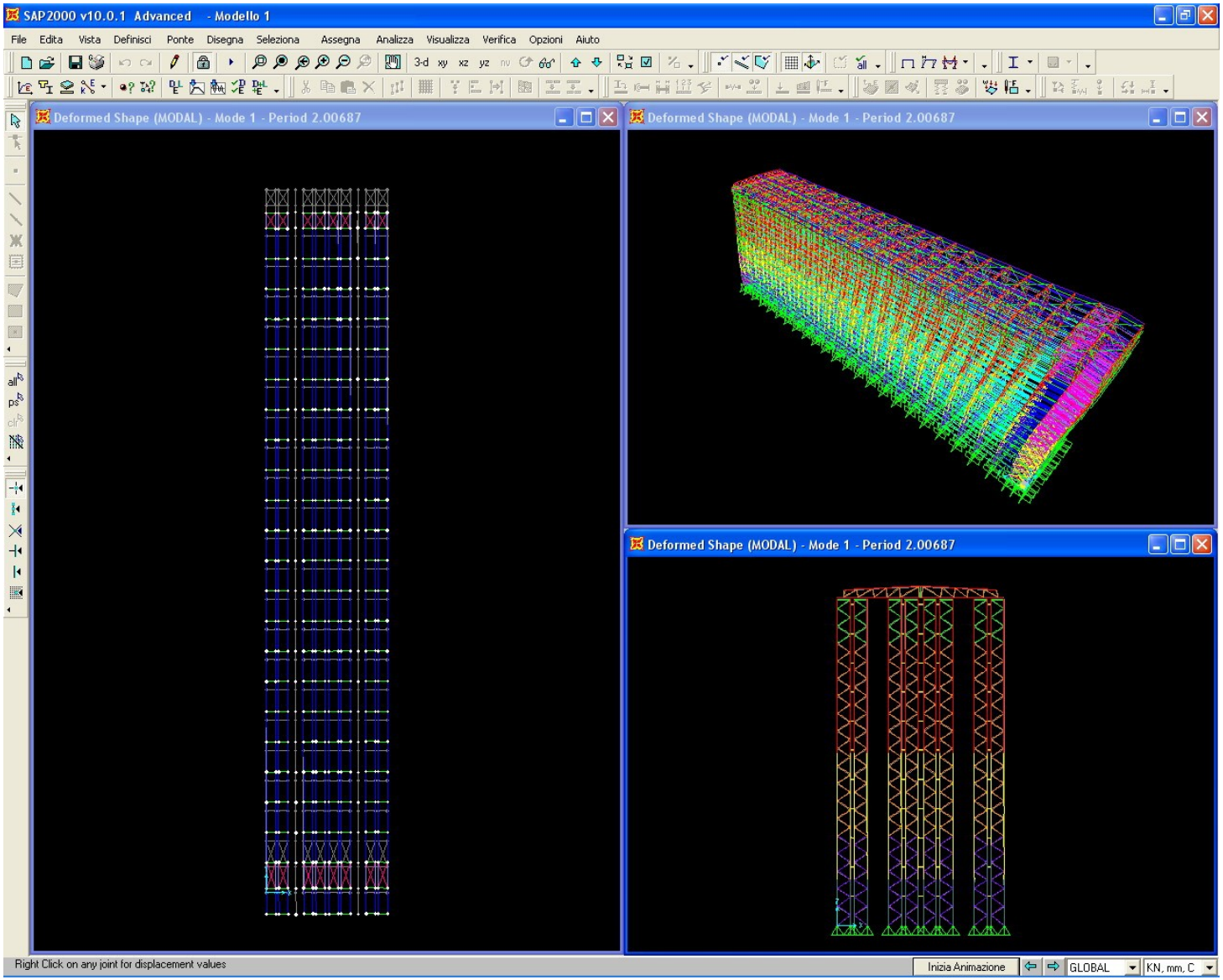
PUSH OVER TESTS



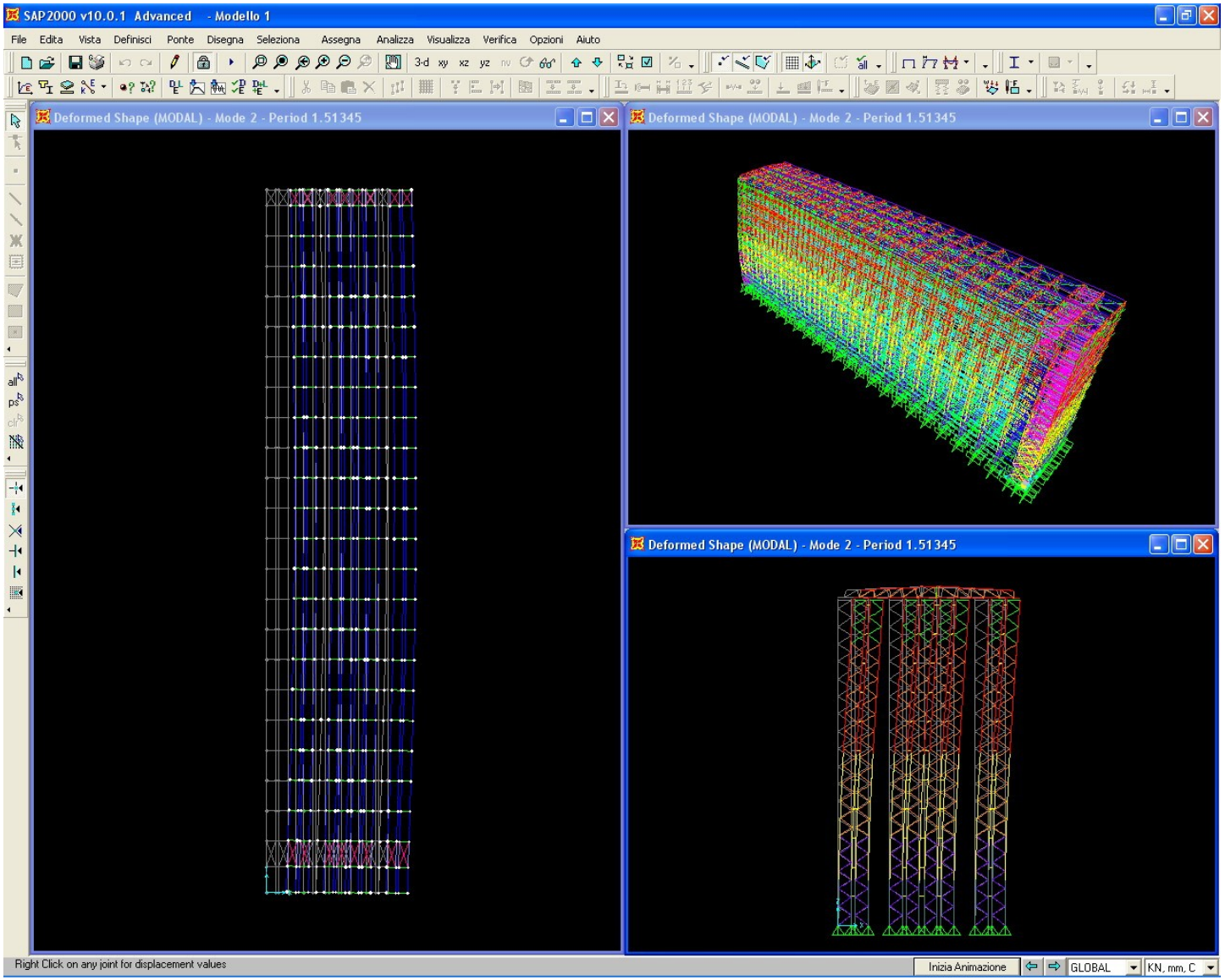
Sovraccarichi ed azione sismica



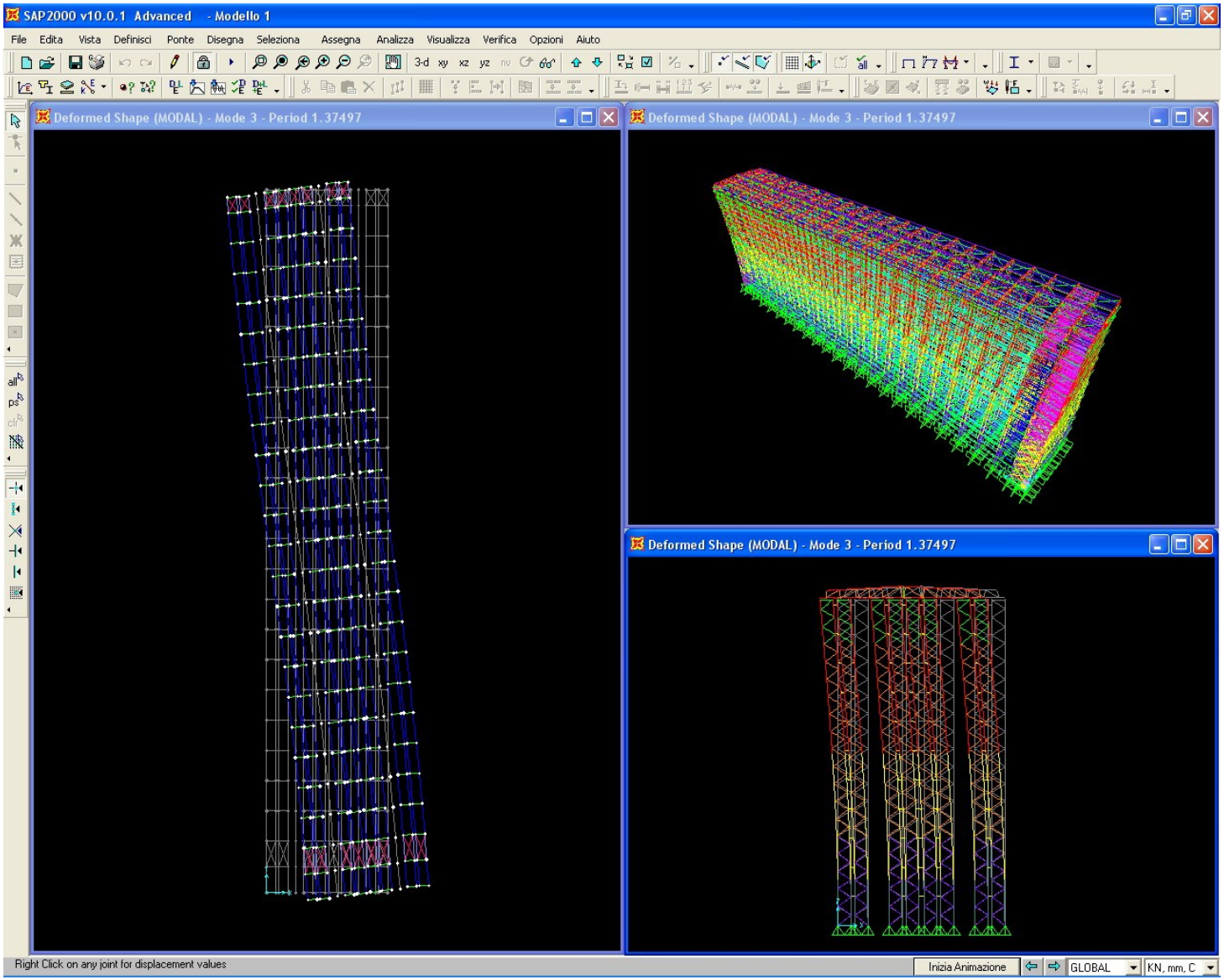
Prima forma modale



Seconda forma modale

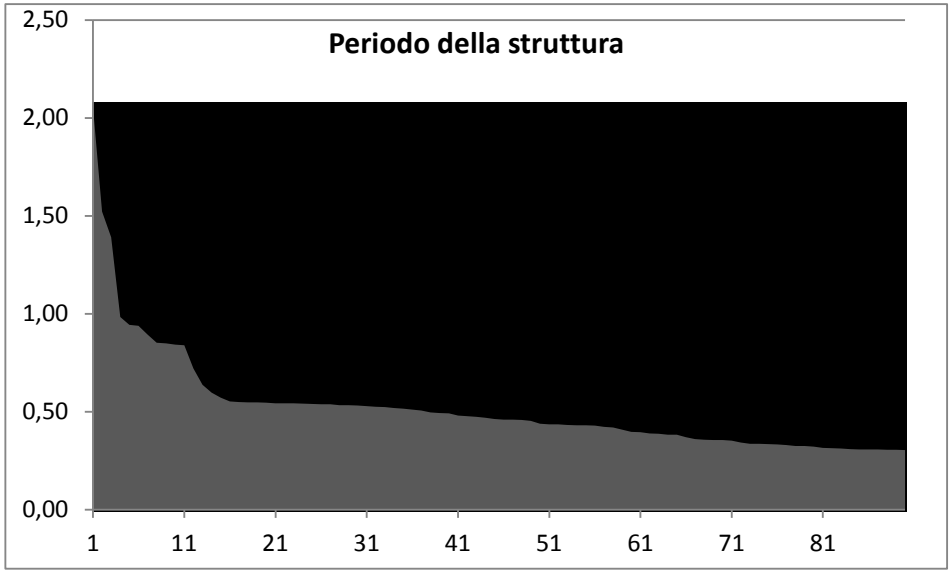


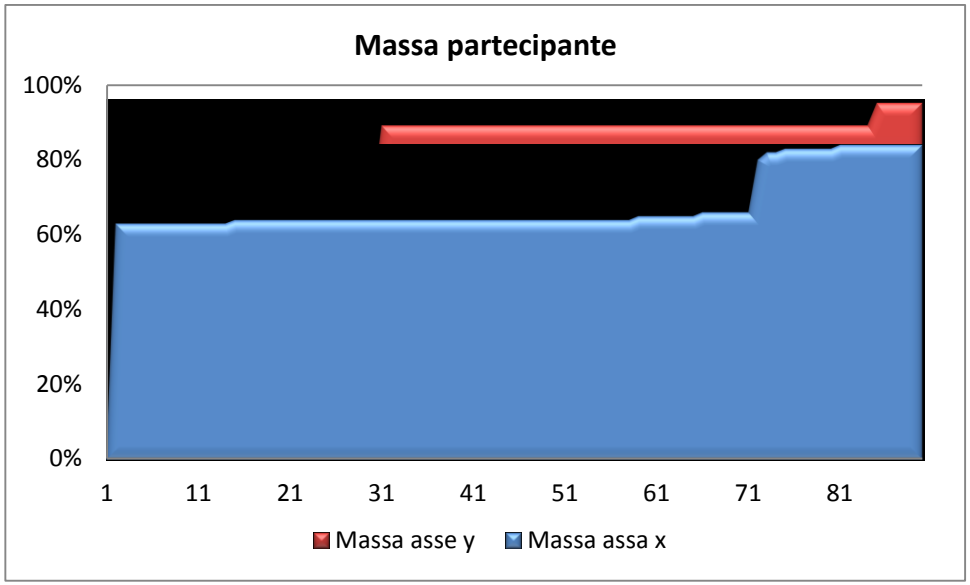
Terza forma modale



Risultati analisi modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2,056	0%	69%	0%	0%	69%	0%
MODAL	Mode	2	1,521	63%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	3	1,389	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	4	0,983	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	5	0,942	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	6	0,938	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	7	0,893	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	8	0,850	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	9	0,848	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	10	0,842	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	11	0,839	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	12	0,719	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	13	0,637	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	14	0,597	0%	0%	0%	63%	69%	0%
MODAL	Mode	15	0,570	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	16	0,552	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	17	0,547	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	18	0,547	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	19	0,546	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	20	0,545	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	21	0,542	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	22	0,542	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	23	0,541	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	24	0,541	0%	0%	0%	64%	69%	0%
MODAL	Mode	25	0,539	0%	0%	0%	64%	69%	0%





VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Il DM2008 prevede i seguenti controlli sugli spostamenti relativi di interpiano:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0{,}005\ h \qquad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp}, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0{,}01\ h \qquad (7.3.17)$$

SPOSTAMENTI DI PIANO -SLD

Trasversali

	U [mm]	δ [mm]	h [mm]	δ/h -	Lim -	
1	0,47	0,47	813	0,0006	0,0100	✓
2	3,30	2,83	2350	0,0012	0,0100	✓
3	9,38	6,08	2350	0,0026	0,0100	✓
4	18,75	9,37	2350	0,0040	0,0100	✓
5	30,19	11,44	2350	0,0049	0,0100	✓
6	35,88	5,69	2350	0,0024	0,0100	✓
7	56,89	21,01	2350	0,0089	0,0100	✓
8	71,40	14,51	2350	0,0062	0,0100	✓
9	85,56	14,16	2350	0,0060	0,0100	✓

Longitudinali

	U [mm]	δ [mm]	h [mm]	δ/h -	Lim -	
1	0,22	0,22	813	0,0003	0,0100	✓
2	1,00	0,78	2350	0,0003	0,0100	✓
3	2,74	1,74	2350	0,0007	0,0100	✓
4	20,33	17,59	2350	0,0075	0,0100	✓
5	31,12	10,79	2350	0,0046	0,0100	✓
6	42,59	11,47	2350	0,0049	0,0100	✓
7	54,35	11,76	2350	0,0050	0,0100	✓
8	65,63	11,28	2350	0,0048	0,0100	✓
9	75,27	9,64	2350	0,0041	0,0100	✓

NON LINEARITA' GEOMETRICHE O EFFETTI DEL SECONDO ORDINE (SLV)
7.3.1. Analisi lineare o non lineare

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0{,}1 \qquad (7.3.2)$$

dove:

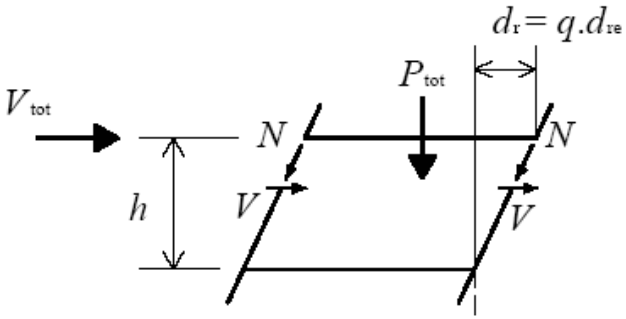
P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a 1/(1–θ); θ non può comunque superare il valore 0,3.

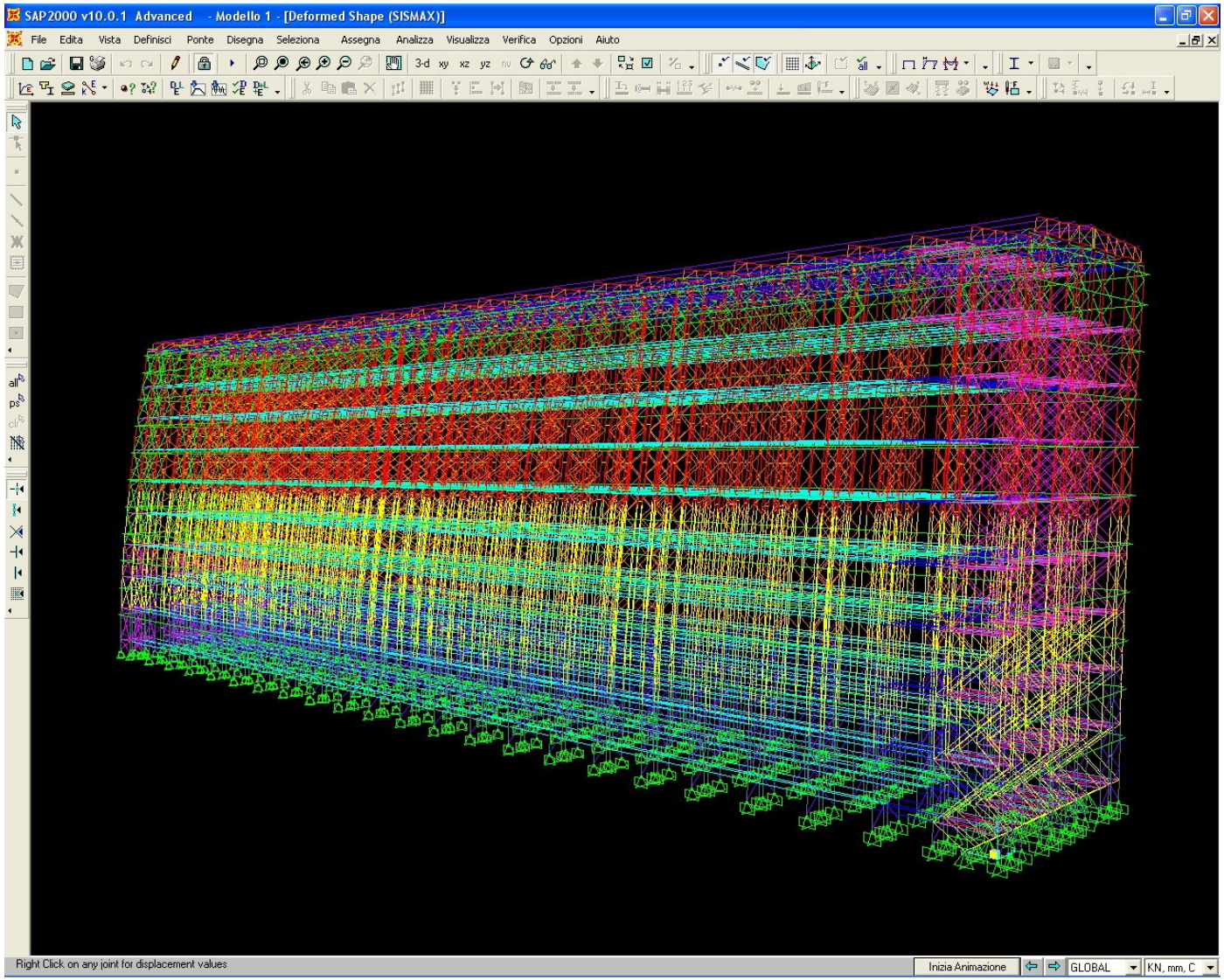


Forza sismica totale dir. Y		Fy	349994	Kgf							
Forza sismica totale dir. X		Fx	432358	Kgf							
										sap	sap
Livelli di carico:	i	Wi	zi	ziWi	***Fiy***	***Fix***	***Fiy***	***Fix***		***Fiy***	***Fix***
		Kgf	m	Kgfm	***Kgf***	***Kgf***	***KN***	***KN***		***KN***	***KN***
	1,00	354263	0,81	286953	***3085***	***3811***	***30,27***	***37,39***		***1,8916***	***0,1062***
	2,00	354263	3,16	1119471	***12036***	***14868***	***118,07***	***145,86***		***7,3795***	***0,4144***
	3,00	354263	5,51	1951989	***20987***	***25925***	***205,88***	***254,33***		***12,8675***	***0,7225***
	4,00	354263	7,86	2784507	***29937***	***36983***	***293,69***	***362,80***		***18,3554***	***1,0307***
	5,00	354263	10,21	3617025	***38888***	***48040***	***381,49***	***471,27***		***23,8434***	***1,3388***
	6,00	354263	12,56	4449543	***47839***	***59097***	***469,30***	***579,74***		***29,3313***	***1,6470***
	7,00	354263	14,91	5282061	***56790***	***70154***	***557,11***	***688,21***		***34,8192***	***1,9551***
	8,00	354263	17,26	6114580	***65741***	***81211***	***644,91***	***796,68***		***40,3072***	***2,2633***
	9,00	354263	19,61	6947098	***74691***	***92268***	***732,72***	***905,15***		***45,7951***	***2,5715***

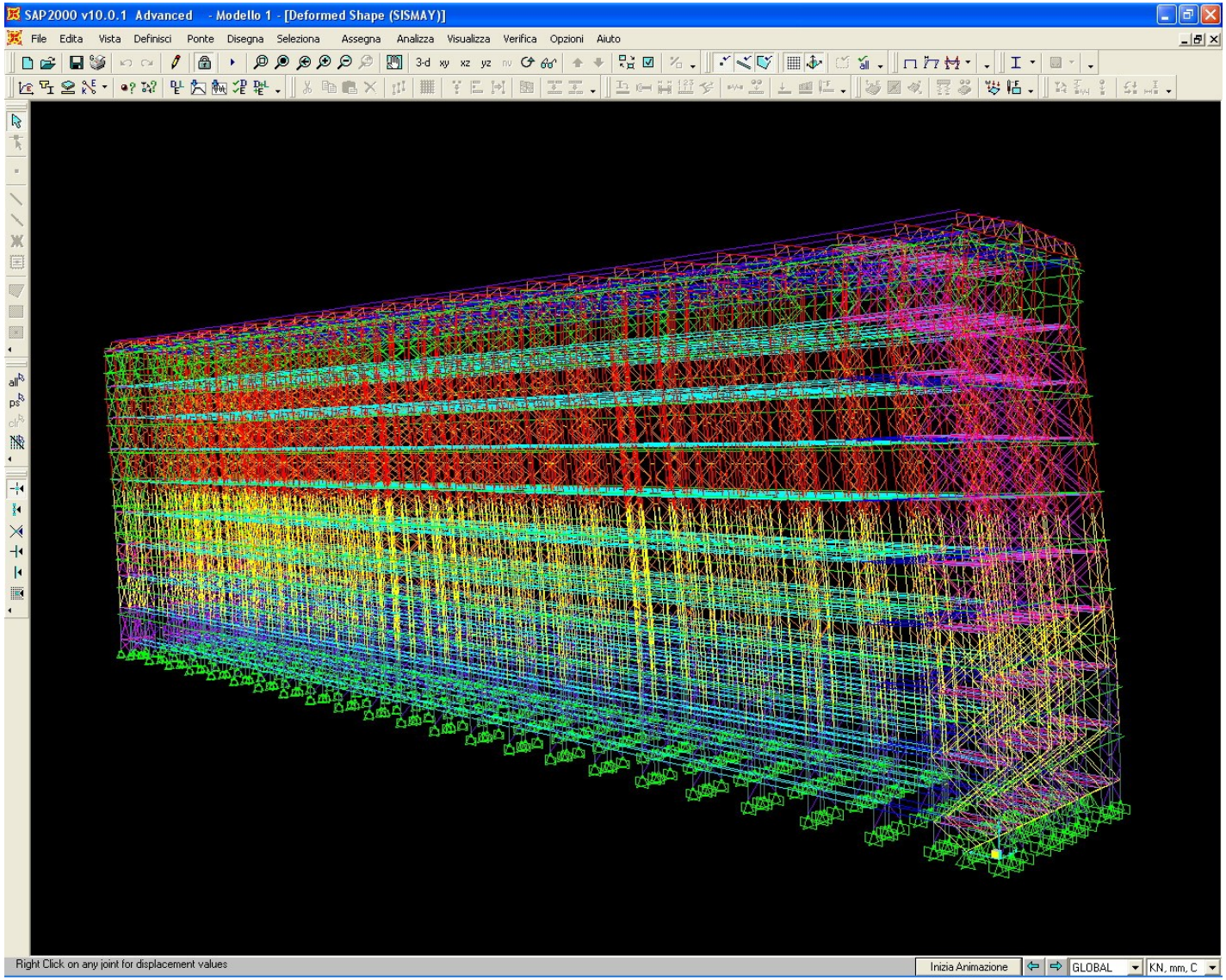
DIREZIONE LONGITUDINALE				
Ptot	dr	V	h	θ
KN	mm	KN	mm	-
-	-	-	-	-
31277,88	2,63	3433,44	813	0,029
27802,56	18,16	3403,18	2350	0,063
24327,24	31,62	3285,11	2350	0,100
20851,92	44,12	3079,23	2350	0,127
17376,60	51,58	2785,54	2350	0,137
13901,28	54,81	2404,05	2350	0,135
10425,96	53,82	1934,74	2350	0,123
6950,64	48,07	1377,64	2350	0,103
3475,32	38,07	732,72	2350	0,077
			θ_{max}	0,1369
			fattore amplificativo:	1,16

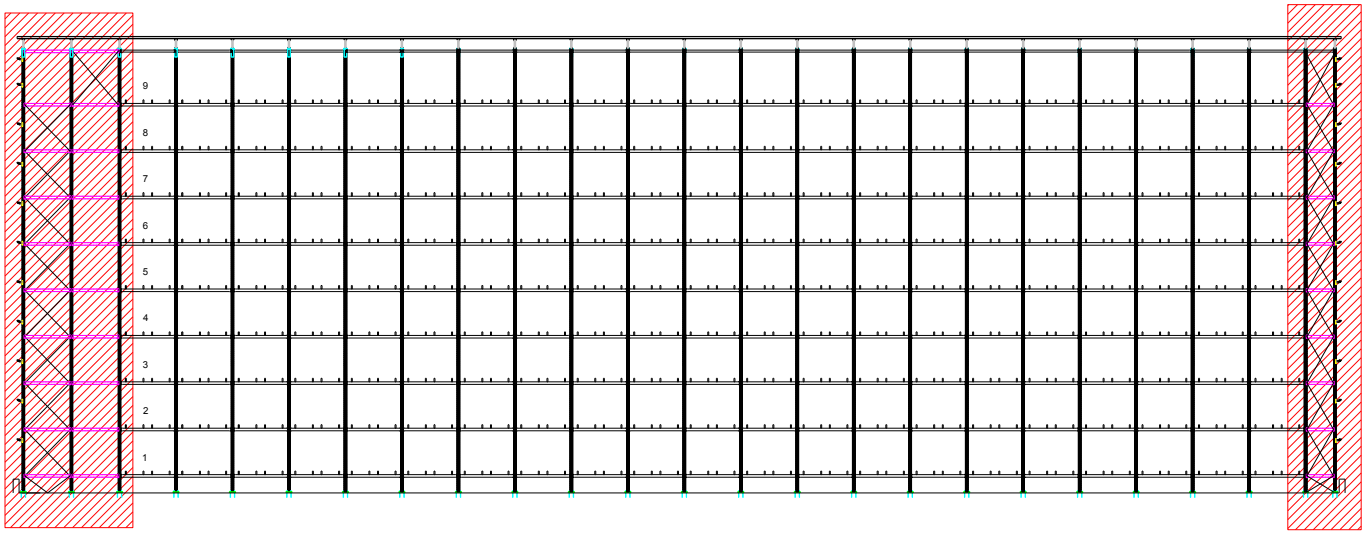
DIREZIONE TRASVERSALE				
Ptot	dr	V	h	θ
KN	mm	KN	mm	-
-	-	-	-	-
31277,88	1,14	4241,43	813	0,010
27802,56	7,54	4204,04	2350	0,021
24327,24	18,67	4058,18	2350	0,048
20851,92	30,86	3803,86	2350	0,072
17376,60	41,06	3441,06	2350	0,088
13901,28	51,88	2969,79	2350	0,103
10425,96	55,16	2390,05	2350	0,102
6950,64	63,21	1701,83	2350	0,110
3475,32	65,70	905,15	2350	0,107
			θ_{max}	0,1099
			fattore amplificativo:	1,12

Deformata per azione sismica trasversale



Deformata per azione sismica longitudinale

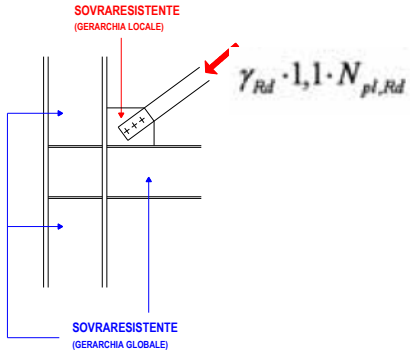




Il controllo della variazione della sovraresistenza nelle diagonali, viene effettuato su entrambe le torri contemporaneamente di controvento per garantire un comportamento dissipativo omogeneo

7.5.5. Regole di Progetto Specifiche per Strutture con Controventi Concentrici.

«Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che **la plasticizzazione delle diagonali tese** preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.»



L'obiettivo complessivo di dissipazione energetica nel progetto classico dei telai con controventi concentrici consiste nel formare **zone dissipative nelle diagonali tese** e di evitare lo snervamento o il buckling delle travi e delle colonne. Le diagonali in compressione sono progettate per instabilizzarsi.

Le NTC08 prevedono che la snellezza normalizzata delle diagonali debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo (**$1.3 \leq \lambda \leq 2$**). In particolare, il limite superiore ha lo scopo di proteggere dalla crisi per flessione ciclica fuori piano i collegamenti e le diagonali. Di contro, al fine di limitare l'entità degli sforzi normali di compressione trasmessi alle colonne dalle diagonali compresse, deve essere anche $\lambda \geq 1.3$

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno *d* e lo spessore *t* deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

DISSIPAZIONE OMOGENEA

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1{,}3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi a V.

- Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \qquad (7.5.14)$$

in cui N_{Ed} è valutata con l'espressione 7.5.6 e $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} valutato con l'espressione 7.5.7. Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli

DIMENSIONAMENTO DEI CONTROVENTI- controllo della snellezza e della sovraresistenza

	SEZIONE	A	A_{net}	Spess.	J	l	fyk	E	Ncr	λ	$N_{pl,Rd}$	N_{Ed}	Ω	foro
		mm^2	mm^2	mm	mm^4	mm	N/mm^2	N/mm^2	KN	-	KN	KN	-	ϕ
1	60-8	903	727	8	220400	2778	235	210000	59,19	✓ 1,89	**162,71**	158,00	1,0298	22
2	60-8	903	727	8	220400	2778	235	210000	59,19	✓ 1,89	**162,71**	150,00	1,0847	22
3	60-8	903	583	8	220400	2778	235	210000	59,19	✓ 1,89	**130,48**	110,00	1,1862	40
4	50-6	569	449	6	128400	2778	235	210000	34,48	✓ 1,97	**100,49**	84,00	1,1963	20
5	50-6	569	389	6	128400	2778	235	210000	34,48	✓ 1,97	**87,06**	72,00	1,2092	30
6	50-6	569	389	6	128400	2778	235	210000	34,48	✓ 1,97	**87,06**	72,00	1,2092	30
7	50-6	569	359	6	128400	2778	235	210000	34,48	✓ 1,97	**80,35**	68,00	1,1816	35
8	50-6	569	197	6	128400	2778	235	210000	34,48	✓ 1,97	**44,09**	36,00	1,2247	62
9	50-6	569	449	6	128400	2778	235	210000	34,48	✓ 1,97	**100,49**	80,00	1,2561	20
														22%

Controllo della sovraresistenza su una torre

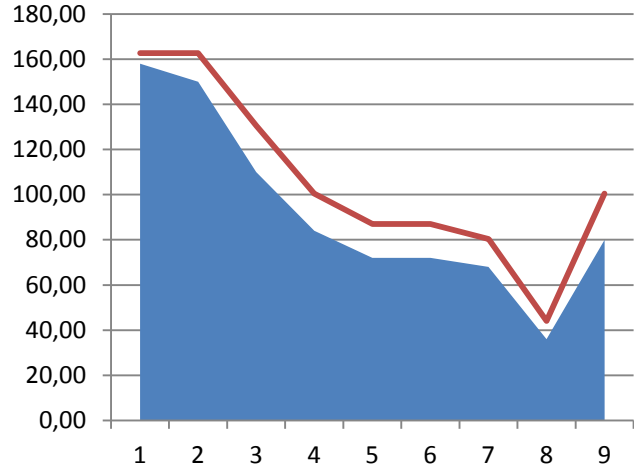
	SEZIONE	A	A_{net}	Spess.	J	l	fyk	E	Ncr	λ	$N_{pl,Rd}$	N_{Ed}	Ω	foro
		mm^2	mm^2	mm	mm^4	mm	N/mm^2	N/mm^2	KN	-	KN	KN	-	ϕ
1	65-9	1100	875	9	413700	3382	235	210000	74,96	✓ 1,86	**195,83**	184,00	1,0643	25
2	65-9	1100	875	9	413700	3382	235	210000	74,96	✓ 1,86	**195,83**	184,00	1,0643	25
3	65-9	1100	830	9	413700	3382	235	210000	74,96	✓ 1,86	**185,76**	160,00	1,1610	30
4	60-8	903	663	8	291500	3382	235	210000	52,82	✗ 2,00	**148,39**	124,00	1,1967	30
5	60-8	903	583	8	291500	3382	235	210000	52,82	✗ 2,00	**130,48**	104,00	1,2546	40
6	60-8	903	543	8	291500	3382	235	210000	52,82	✗ 2,00	**121,53**	98,00	1,2401	45
7	60-8	903	503	8	291500	3382	235	210000	52,82	✗ 2,00	**112,58**	94,00	1,1976	50
8	60-8	903	383	8	291500	3382	235	210000	52,82	✗ 2,00	**85,72**	78,00	1,0990	65
9	60-8	903	463	8	291500	3382	235	210000	52,82	✗ 2,00	**103,62**	82,00	1,2637	55
														19%

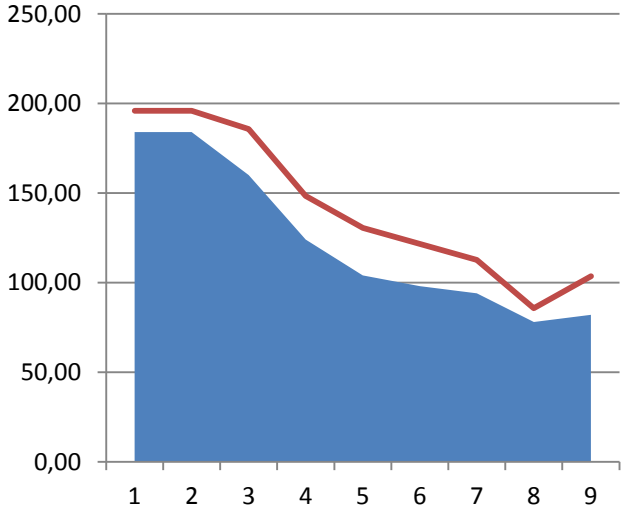
Controllo della sovraresistenza su una torre

	Percentuale di differenza tra i controventi:							***Max***	***1,26***		***Min***	***1,03***		***23%***

Controllo della sovraresistenza su entrambe le torri

DIMENSIONAMENTO DEI CONTROVENTI- SOVRARESISTENZA





I grafici sulla destra mostrano che in fase di progetto si tende a tenere basso il rapporto di sovraresistenza, rappresentato graficamente per ogni livello delle torri di controvento.
Infatti si deve ricordare che le sollecitazioni sismiche negli elementi non dissipativi vengono amplificate in modo proporzionale a questa sovraresistenza:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1{,}1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

In questo caso si ottiene:

$1.1 x \gamma_{Rd} x \Omega_{min}$ = 1.1x1.1x1.03 = 1.25 < 1.5 = q factor

DIMENSIONAMENTO DEI CONTROVENTI - COLLEGAMENTI

Bulloni classe 8.8								
n	ϕ	A_{res}	$F_{v,Rd}$	A_{net}	$N_{u,Rd}$		Rd	
–	mm	mm^2	KN	mm^2	KN		KN	
4	16	157	241,152	775	200,88	✓	200,88	✓
4	16	157	241,152	775	200,88	✓	200,88	✓
4	16	157	241,152	775	200,88	✓	200,88	✓
3	16	157	180,864	473	122,60	✓	122,60	✓
2	16	157	120,576	473	122,60	✓	120,58	✓
2	16	157	120,576	473	122,60	✓	120,58	✓
2	16	157	120,576	473	122,60	✓	120,58	✓
2	16	157	120,576	473	122,60	✓	120,58	✓
3	16	157	180,864	473	122,60	✓	122,60	✓

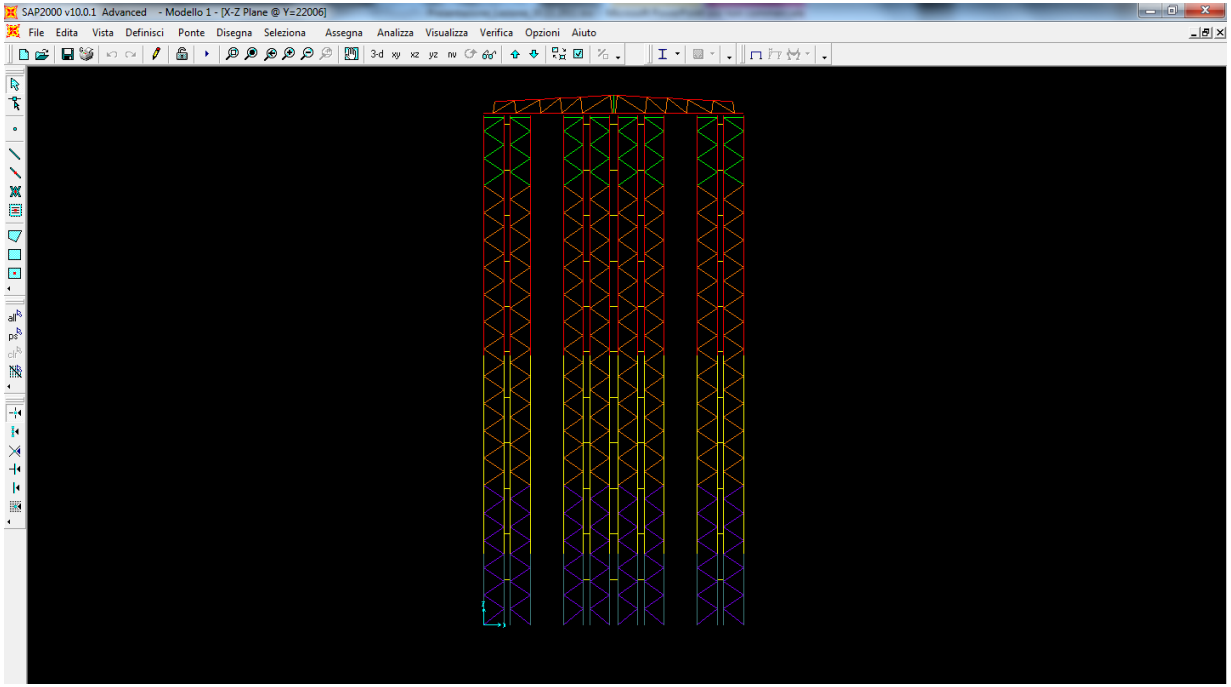
Bulloni classe 8.8								
n	ϕ	A_{res}	$F_{v,Rd}$	A_{net}	$N_{u,Rd}$		Rd	
–	mm	mm^2	KN	mm^2	KN		KN	
3	20	245	282,24	920	238,46	✓	238,46	✓
3	20	245	282,24	920	238,46	✓	238,46	✓
3	20	245	282,24	920	238,46	✓	238,46	✓
3	16	157	180,864	775	200,88	✓	180,86	✓
3	16	157	180,864	775	200,88	✓	180,86	✓
3	16	157	180,864	775	200,88	✓	180,86	✓
3	16	157	180,864	775	200,88	✓	180,86	✓
3	16	157	180,864	775	200,88	✓	180,86	✓
3	16	157	180,864	775	200,88	✓	180,86	✓

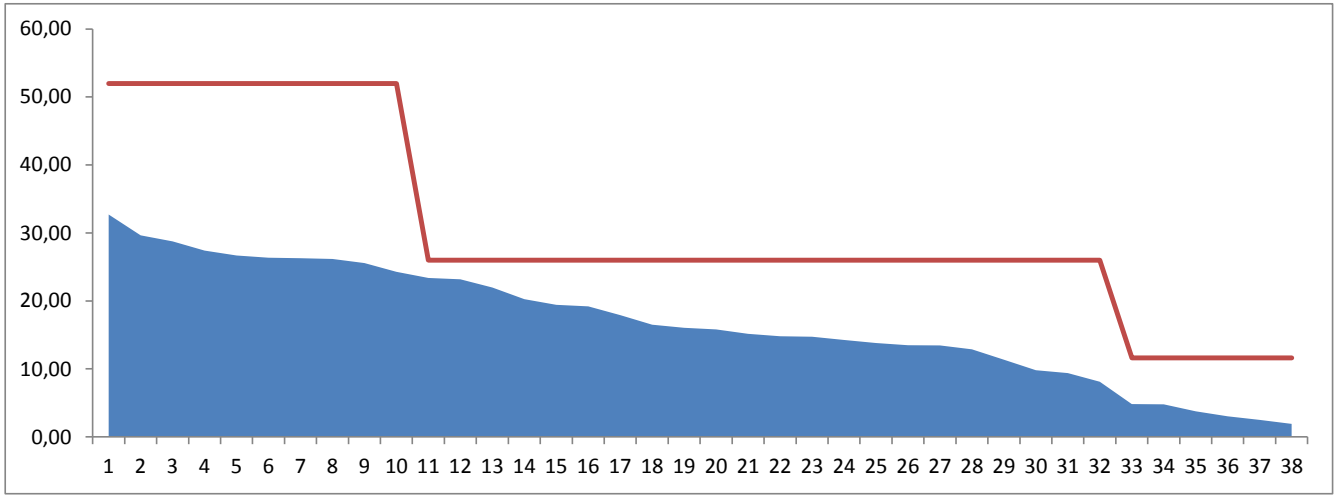
Si utilizzano bulloni classe 8.8 in numero variabile da 2 a 4 per ciascun collegamento.

Diametri variabili da 16 mm a 20 mm.

DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLE TRAVATURE RETICOLARI TRASVERSALI (SPALLE)

	SEZIONE	A	n	nA	J	l	fyk	E	Ncr	λ	ϕ	χ	N_{Rd}	$N_{pl,Rd}$	N_{Ed}	$N_{ed}/2$		Ω
		mm^2		mm^2	mm^4	mm	N/mm^2	N/mm^2	KN	-	-	-	**KN**	KN	KN	**KN**		-
1	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	32,71	**16,35**	✓	2,75
2	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	29,65	**14,82**	✓	3,03
3	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	28,76	**14,38**	✓	3,13
4	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	27,40	**13,70**	✓	3,28
5	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	26,68	**13,34**	✓	3,37
6	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	26,35	**13,18**	✓	3,41
7	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	26,28	**13,14**	✓	3,42
8	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	26,17	**13,09**	✓	3,44
9	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	25,57	**12,78**	✓	3,52
10	T 40x30x15	201	2	402	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**51,96**	44,99	24,28	**12,14**	✓	3,71
11	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	23,38	**23,38**	✓	1,92
12	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	23,18	**23,18**	✓	1,94
13	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	21,97	**21,97**	✓	2,05
14	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	20,26	**20,26**	✓	2,22
15	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	19,42	**19,42**	✓	2,32
16	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	19,20	**19,20**	✓	2,34
17	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	17,91	**17,91**	✓	2,51
18	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	16,50	**16,50**	✓	2,73
19	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	16,05	**16,05**	✓	2,80
20	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	15,81	**15,81**	✓	2,85
21	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	15,16	**15,16**	✓	2,97
22	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	14,80	**14,80**	✓	3,04
23	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	14,73	**14,73**	✓	3,05
24	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	14,26	**14,26**	✓	3,16
25	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	13,81	**13,81**	✓	3,26
26	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	13,48	**13,48**	✓	3,34
27	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	13,45	**13,45**	✓	3,34
28	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	12,88	**12,88**	✓	3,49
29	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	11,35	**11,35**	✓	3,96
30	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	9,81	**9,81**	✓	4,59
31	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	9,38	**9,38**	✓	4,79
32	T 40x30x15	201	1	201	29300	1062	235	210000	53,84	0,94	1,119	0,577	**25,98**	44,99	8,11	**8,11**	✓	5,55
33	C 25x25x1.5	124,5	1	124,5	10447	1062	235	210000	19,20	1,23	1,515	0,418	**11,64**	27,86	4,83	**4,83**	✓	5,77
34	C 25x25x1.5	124,5	1	124,5	10447	1062	235	210000	19,20	1,23	1,515	0,418	**11,64**	27,86	4,79	**4,79**	✓	5,82
35	C 25x25x1.5	124,5	1	124,5	10447	1062	235	210000	19,20	1,23	1,515	0,418	**11,64**	27,86	3,76	**3,76**	✓	7,41
36	C 25x25x1.5	124,5	1	124,5	10447	1062	235	210000	19,20	1,23	1,515	0,418	**11,64**	27,86	3,03	**3,03**	✓	9,21
37	C 25x25x1.5	124,5	1	124,5	10447	1062	235	210000	19,20	1,23	1,515	0,418	**11,64**	27,86	2,50	**2,50**	✓	11,14
38	C 25x25x1.5	124,5	1	124,5	10447	1062	235	210000	19,20	1,23	1,515	0,418	**11,64**	27,86	1,91	**1,91**	✓	14,56


SAP2000 v10.0.1 Advanced - Modello 1 - [X-Z Plane @ Y=22006]
File Edita Vista Definisci Ponte Disegna Seleziona Assegna Analizza Visualizza Verifica Opzioni Aiuto


60,00
50,00
40,00
30,00
20,00
10,00
0,00
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38

VERIFICA DEI MONTANTI A PRESSOFLESSIONE

VERIFICA MEDIANTE UNI EN 15512

2x130/250

Modulo elastico acciaio:	E	210,00	KN/mm^2			
	G	80,77	KN/mm^2			
	fy	350,00	N/mm^2	fy	0,35	KN/mm^2
	γ_M	1,05	-			

Formula UNI15512

SOLLECITAZIONI SUL MONTANTE

Sforzo Normale sollecitante:	N_{Sd}	402,00	KN	e	4,51	mm
Momento sollecitante Superiore:	$M_{Sd,y}$	1812,28	KNmm	$M_{Sd,z}$	1034,00	KNmm
Momento sollecitante Inferiore:	$M_{Sd,y}$	556,37	KNmm	$M_{Sd,z}$	1004,00	KNmm

CALCOLO DEI PARAMETRI D'INSTABILITA' EULERIANA

Lunghezza libera montante:	ky	1,00				
	L_y	2350	mm	$L_{0,y}$	2350	mm
	ky	1,00				
	L_z	1200	mm	$L_{0,z}$	1200	mm
Carico critico Euleriano:	$N_{cr,y}$	1773,51	KN			
	$N_{cr,z}$	11955,22	KN			

Definizione della curva d'instab.: α 0,34 — Curva d'instabilità Tipo b

Determ. Snellezze adimensionali:	λ_y	0,572	-	ϕ_y	0,727	-	χ_y	0,851	✓
	λ_z	0,220	-	ϕ_z	0,528	-	χ_z	0,993	✓
							χ_{db}	1,000	✓
Valore della snellezza:	λ_1	76,95	-	$\lambda_{y,P}$	***47,902***				
	β_A	0,845	-	$\lambda_{z,P}$	***18,450***				

CALCOLO DEI PARAMETRI D'INSTABILITA' TORSIONALE

Parametri d'instabilità:	i_o	92,04	mm						
	β	0,7835							
Passo dei controv. di spalla:	d	1200	mm	Collegamenti d'estremità assicurano un vincolo alla torsione					
Lunghezza eff. alla torsione:	L_{eT}	840,00	mm		k	0,70			
Resist. all'instabilità torsionale:	$N_{cr,T}$	2077,00	KN						
Parametri di snellezza:	λS_T	0,53			ϕ_T	0,6958		χ_T	1,0000
Resist. all'instabilità flesso-tors:	$N_{cr,FT}$	1301,16	KN						
Parametri di snellezza:	λS_{FT}	0,73			ϕ_{FT}	0,8536		χ_{FT}	1,0000

Formula UNI15512

CALCOLO DEL MOMENTO CRITICO

Lunghezza del tratto analizzato:	L	814	mm
Parametro C_1:	C_1	1,0109	-
	K	1,00	-
	Kw	1,00	-
Valore del Momento Critico:	M_{cr}	**705094**	***KNmm***
Fattore correttivo Kc:	Kc	0,991	

VERIFICA A PRESSO-FLESSO-TORSIONE

Valore minimo coeff. d'instabilità: χ_{min} ***0,8507***

Parametri d'instabilità:	λ_{LT}	0,175	-	$\lambda_{LT,0}$	0,20	-	f	1,000	
	β	1,00		ϕ_{LT}	0,511	-			
	α_{LT}	0,34	-				χ_{LT}	1,000	
Fattore di momento equivalente:	ψ_y	0,307	-	ψ_z	0,971	-			
	$\beta_{M,LT}$	1,585	-	$\beta_{M,z}$	1,120	-			
	μ_{LT}	-0,098	-	μ_z	-0,388	-			
	K_{LT}	1,000	-	K_z	1,000	-			

Verifica secondo EN 15512:2009	0,854	1° Termine - Sforzo Normale
	0,088	2° Termine - Momento Flettente nel piano // al corridoio
	0,042	3° Termine - Momento Flettente nel piano della spalla
	0,98	

VERIFICA MEDIANTE UNI EN 15512 METODO B [EC3 metodo B]

METODO B

PROPRIETA' MECCANICHE DELLA SEZIONE

Tipo di montante:	serie	2x130/250				
Sezione di base:	A	1963,54	mm^2	A_{eff}	1660	mm^2
Momento d'inerzia:	Jz	8306662	mm^4	iz	65,042	mm
	Jy	4725800	mm^4	iy	49,059	mm
	JT	2049,86	mm^4	y_0	42,82	mm
	JW	5,93E+09	mm^6			
Modulo di resistenta:	Wz	92091,59	mm^3	Wz_{eff}	73783	mm^3
	Wy	72026,00	mm^3	Wy_{eff}	61480	mm^3
Modulo elastico acciaio:	E	210,00	KN/mm^2			
	G	80,77	KN/mm^2			
	fy	350,00	N/mm^2	fy	0,35	KN/mm^2
	γ_M	1,00	-			

SOLLECITAZIONI SUL MONTANTE

Sforzo Normale sollecitante:	N_{Sd}	402,00	KN	e	4,51	mm
Momento sollecitante Superiore:	$M_{Sd,y}$	1812,28	KNmm	$M_{Sd,z}$	1034,00	KNmm
Momento sollecitante Inferiore:	$M_{Sd,y}$	556,37	KNmm	$M_{Sd,z}$	1004,00	KNmm

CALCOLO DEI PARAMETRI D'INSTABILITA' EULERIANA

Lunghezza libera montante:	ky	1,00				
	L_y	2350	mm	$L_{0,y}$	2350	mm
	ky	1,00				
	L_z	1200	mm	$L_{0,z}$	1200	mm
Carico critico Euleriano:	$N_{cr,y}$	1773,51	KN			
	$N_{cr,z}$	11955,22	KN			
Definizione della curva d'instab.:	α	0,34		Curva d'instabilità Tipo	b	

Determ. Snellezze adimensionali:	λ_y	0,572	-	ϕ_y	0,727	-	χ_y	0,851
	λ_z	0,220	-	ϕ_z	0,528	-	χ_z	0,993
							χ_{db}	1,000
Valore della snellezza:	λ_1	76,95	-	$\lambda_{y,P}$	**47,902**	-		
	β_A	0,845	-	$\lambda_{z,P}$	**18,450**	-		

CALCOLO DEI PARAMETRI D'INSTABILITA' TORSIONALE

Parametri d'instabilità:	i_o	92,04	mm			
	β	0,7835				
Passo dei controv. di spalla:	d	1200	mm	Collegamenti d'estremità assicurano un vincolo alla torsione		
Lunghezza eff. alla torsione:	L_{eT}	840,00	mm	k	0,70	
Resist. all'instabilità torsionale:	$N_{cr,T}$	2077,00	KN			
Parametri di snellezza:	λS_T	0,58				
	ϕ_T	0,7292		χ_T	1,0000	✓
Resist. all'instabilità flesso-tors:	$N_{cr,FT}$	1301,16	KN			
Parametri di snellezza:	λS_{FT}	0,73				
	ϕ_{FT}	0,8536		χ_{FT}	1,0000	✓

METODO B

CALCOLO DEL MOMENTO CRITICO

Lunghezza del tratto analizzato:	L	814	mm
Parametro C_1:	C_1	1,0109	-
	K	1,00	-
	Kw	1,00	-
Valore del Momento Critico:	M_{cr}	**705094**	***KNmm***
Fattore correttivo Kc:	Kc	0,991	-

VERIFICA A PRESSO-FLESSO-TORSIONE DEL MONTANTE

Valore minimo coeff. d'instabilità: χ_{min} ***0,8507***

Fattore di momento equivalente:	ψ_y	0,307	-	ψ_z	0,971	-			
	f	1,000	✓	β	1,00		$\lambda_{LT,0}$	0,20	
	α_{LT}	0,340	-						
	λ_{LT}	0,175	-	ϕ_{LT}	0,511	-	χ_{LT}	1,000	✓
	α_{my}	0,723		α_{mz}	0,988				
	α_{mLT}	0,723							
	K_{yy}	0,925		K_{yz}	1,080				
	K_{zy}	0,984		K_{zz}	1,080				

Verifica secondo EC3 metodo B:	0,813	0,697	1° Termine - Sforzo Normale
	0,078	0,083	2° Termine - Momento Flettente nel piano // al corridoio
	0,043	0,043	3° Termine - Momento Flettente nel piano della spalla
	0,93	***0,82***	✓

IL CASO DELLE SCAFFALATURE PER LO STOCCAGGIO DI FORMAGGIO IN FORME

Le scaffalature per lo stoccaggio del formaggio in forme (le cosiddette «scalere») hanno mostrato tutta la loro fragilità in occasione del terremoto Emilia. Il collasso delle scalere ha provocato anche il danneggiamento degli edifici che le contenevano. Dimensionate per i soli carichi verticali, generalmente non erano ancorate alla pavimentazione, mentre risultavano ancorate alle parete dell'edificio (schema statico non adeguato per le zone sismiche).
Le scaffalature antisismiche devono invece essere fissate alla pavimentazione e devono essere autonome rispetto all'edificio che le contiene, presentando sul perimetro un **adeguato giunto sismico per evitare il martellamento**.

IL CASO DELLE SCAFFALATURE PER LO STOCCAGGIO DI FORMAGGIO IN FORME

Diagonale di controvento danneggiata dopo l'evento sismico

Assenza di ancoraggio alla pavimentazione

IL CASO DELLE SCAFFALATURE PER LO STOCCAGGIO DI FORMAGGIO IN FORME

Le scalere erano generalmente collegate in sommità da profili molto leggeri.
La fotografia a fianco mostra il danneggiamento dei collegamenti superiori dovuto agli spostamenti orizzontali relativi dei vari allineamenti di scaffalature.
L'assenza o la scarsezza dei controventi orizzontali superiori non garantisce la congruenza degli spostamenti di piano.

«Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica»

A seguito del D.L. del 6/6/2012 n.74 «Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012.

1.3 Inquadramento normativo

Nel successivo Capitolo 2 sono elencate le carenze che il tecnico incaricato è chiamato ad analizzare ai fini del rilascio, in via provvisoria, del certificato di agibilità sismica.

Il D.L. 74/2012, all'art. 3, comma 8, fa riferimento alle carenze strutturali di seguito precisate

1. *Mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali ed elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi;*
2. *Presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;*
3. *Presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso.*

Lo stesso DL impone di tenere in considerazione altre carenze prodotte dai danneggiamenti e individuate dal tecnico incaricato.

Le principali carenze che possono riscontrarsi, talvolta non prodotte dai danneggiamenti ma già presenti, sono illustrate nel seguito del presente documento, al fine di fornire indicazioni più articolate al tecnico incaricato. Il tecnico, una volta risolte tutte le eventuali carenze, potrà certificare, in via provvisoria, l'agibilità della struttura.

«Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica»

2.3 Carenze legate alla presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso

Nel presente paragrafo sono elencate le carenze ed eventuali risoluzioni relativamente a scaffalature industriali metalliche.

Le scaffalature industriali sono costruzioni metalliche particolari, realizzate con profili sottili formati a freddo perforati in continuo, collegati con sistemi a gancio diversi da produttore a produttore.

Normalmente sono accompagnate da:

- targhe di portata, specifiche per ciascuna tipologia e configurazione, da cui si ricavano le prestazioni nominali della scaffalatura;
- manuali d'uso e manutenzione, dichiarazioni di portata e, talvolta, certificazioni di qualità dei Produttori. Il proprietario dovrebbe anche avere redatto un piano di manutenzione e controllo, legato all'analisi dei rischi riguardanti il magazzino.

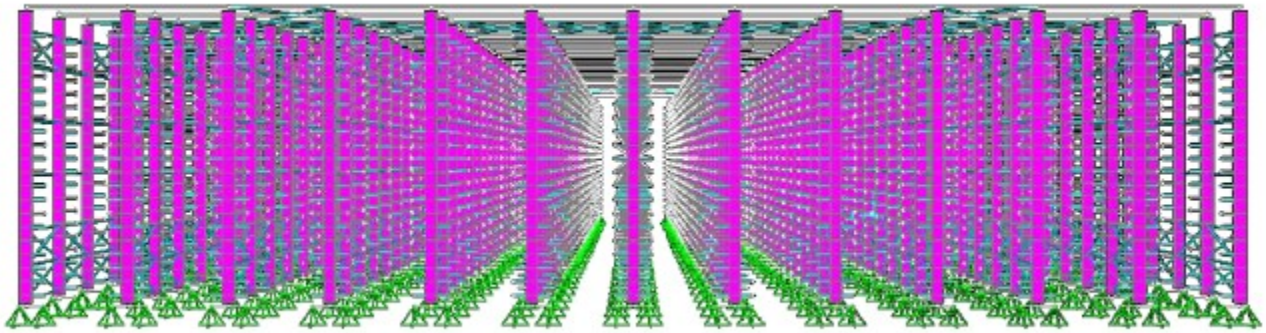
Nel presente documento è discusso il caso più diffuso delle scaffalature porta-pallet. Per le altre tipologie si dovrà procedere in analogia.

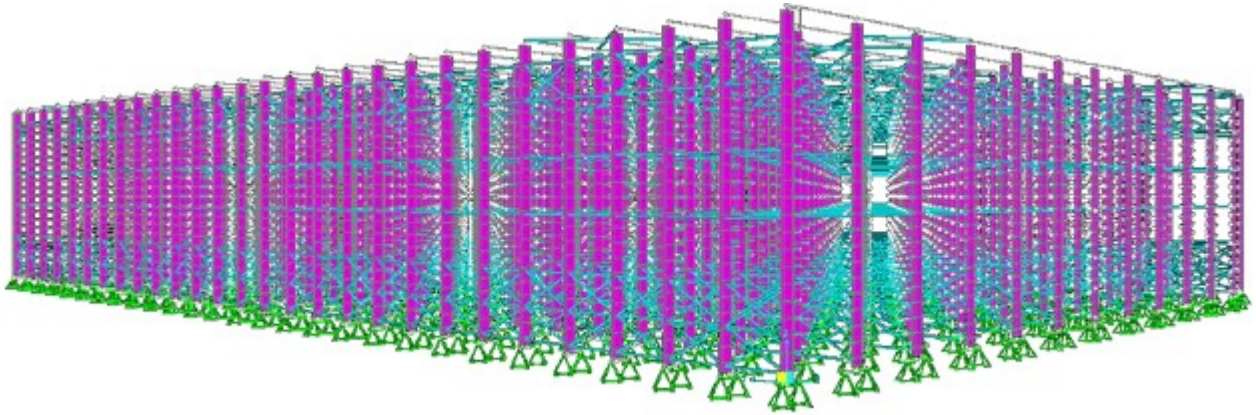
IL DIMENSIONAMENTO ANTISISMICO DELLE NUOVE SCAFFALATURE PER LO STOCCAGGIO DI FORMAGGIO IN FORME

Questo tipo di scaffalature, come molte altre, non sono porta pallet e pertanto occorre stabilire innanzitutto un *iter* di progettazione.

(1) La zonazione sismica, le caratteristiche del terreno e l'intensità del terremoto si ricavano dalla legislazione cogente in Italia (Decreto Ministeriale 14/1/2008)
(2) I criteri di progettazione antisismica, ove possibile, si ricavano per estensione/analogia dalla UNI/TS 11379 per i porta pallet (ciò può essere fatto, ad esempio, per scaffali drive-in, drive-through, scaffali a gravità)
(3) Ove il punto precedente non risulti applicabile in toto o parzialmente, si deve fare riferimento, con **scelte cautelative**, ai criteri generali per la progettazione di strutture in acciaio contenute nello stesso DM 14/1/2008.

MODELLO TRIDIMENSIONALE

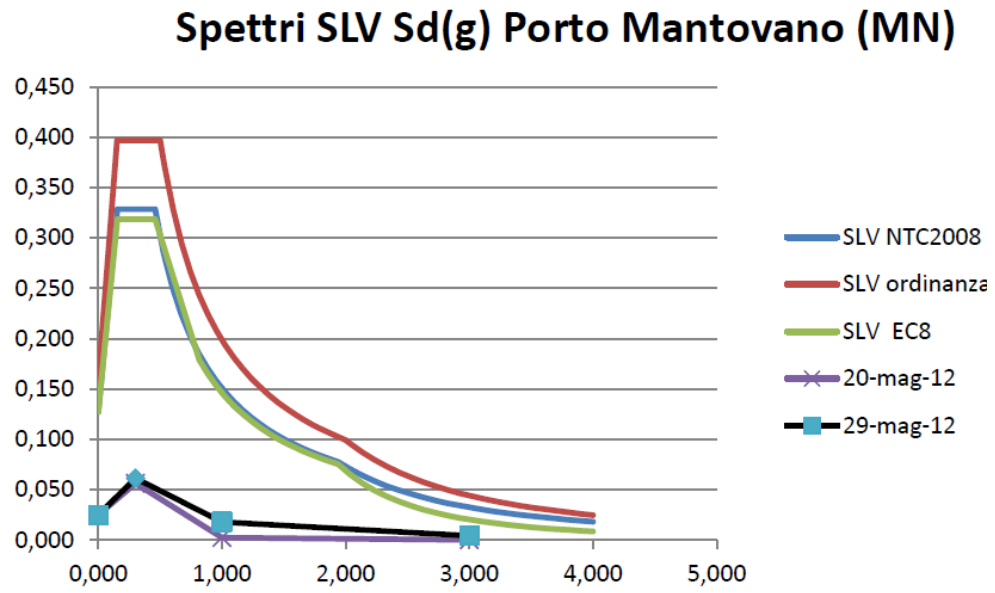




SCELTE DI PROGETTO

Scelte di progetto:

q = 1.0 sistema NON dissipativo



Fattori «modificatori» della massa e dello spettro:

E_{d1}= 1.0 (questo coefficiente modifica l'ordinata dello spettro e tiene conto dell'eventuale *sliding*)

E_{d2}= 1.0 (fattore che tiene conto del fatto che non tutta la massa partecipa alla risposta sismica)

E_{d3}= 1.0 (è un valore forfetario che riduce l'ordinata spettrale)

ANALISI MODALE

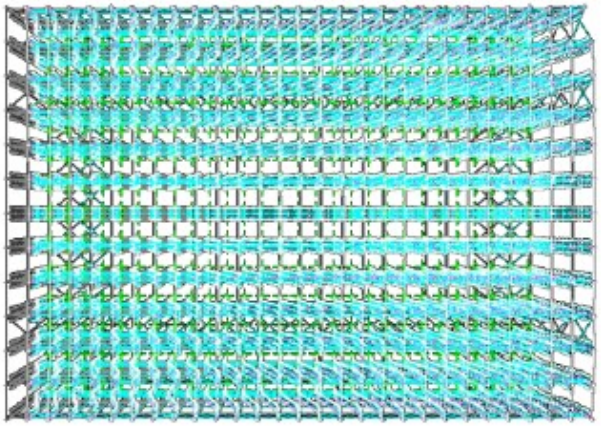


Figura 26 Modo n°1 T= 1.48 sec. TRASLAZIONE Y

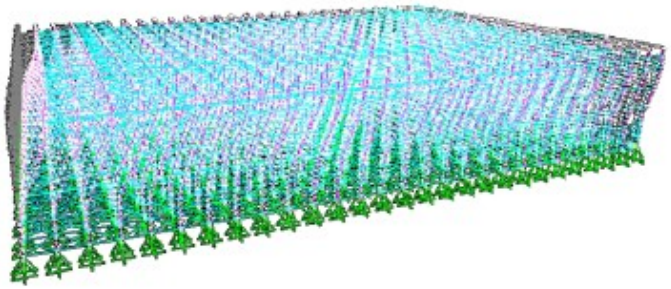
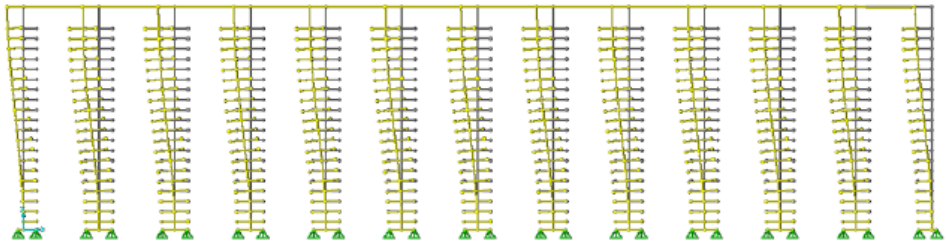


Figura 27 Modo n°1 T= 1.48 sec. TRASLAZIONE Y

ANALISI DI BUCKLING



Valore de moltiplicatore del carico α= 24.30

Valore carico applicato N= 54.00 kN

Pcr (X) = 1312.44 kN

lunghezza libera di inflessione: $l_{0,x} = \pi^2 \sqrt{\frac{EJ}{Pcrx}} = 4990$ mm

$\lambda_x = 55.07$

AZIONI INTERNE SULLE COLONNE - SLV

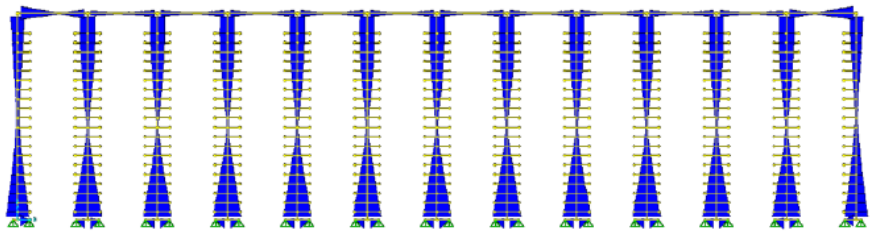


Figura 55 Diagramma Momento Flettente M3

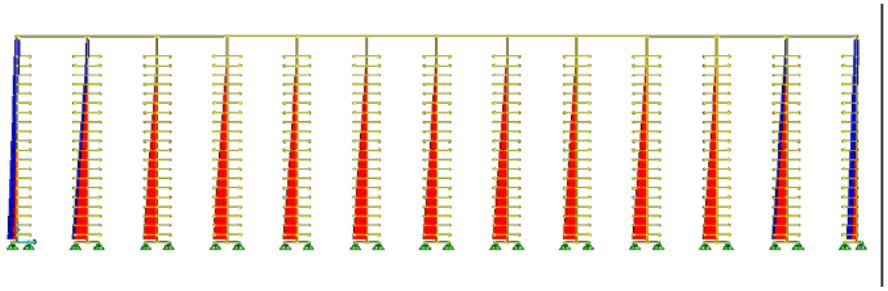
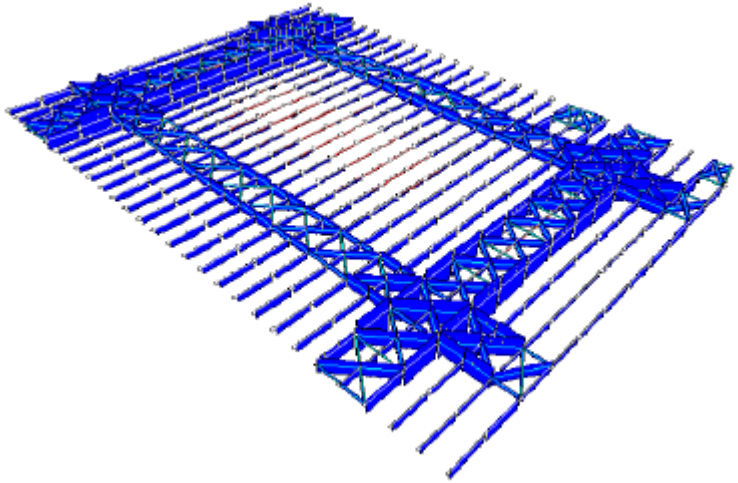
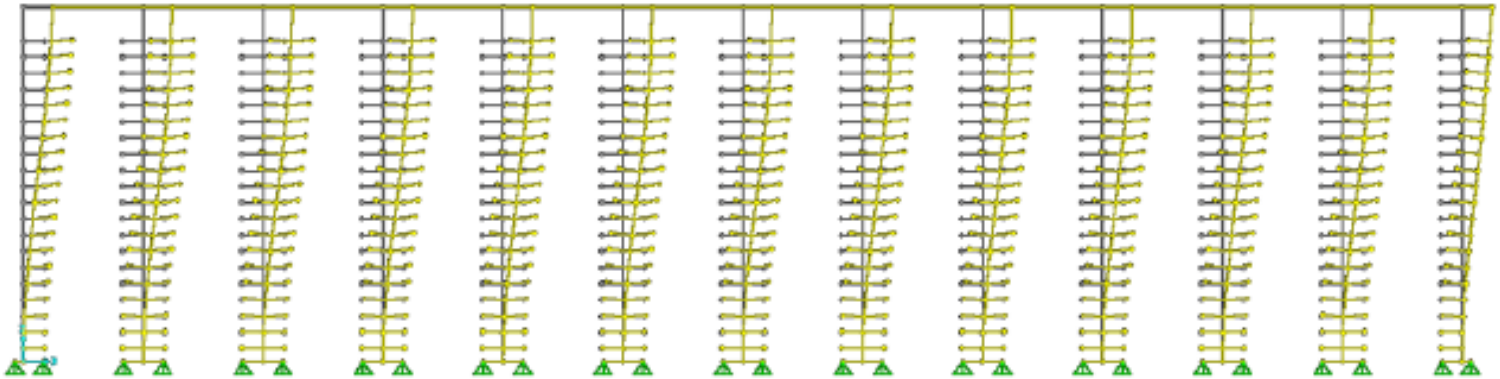


Figura 56 Diagramma Sforzo Normale

AZIONI INTERNE SUI CONTROVENTI DI PIANO - SLV



GIUNTO SISMICO



Spostamento della scaffalatura in sommità δx circa 75 mm.
Spostamento edificio alla stessa quota di 8 metri circa δE = 100 mm.

Giunto sismico **180 mm** > 100 + 75 mm

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Nell'analisi strutturale di una scaffalatura è molto importante saper individuare le combinazioni di carico più gravose (disposizioni delle unità di carico UDC). Per la struttura in esame diventa essenziale considerare la condizione di carico emisimmetrica.

COMBINAZIONI DI CARICO STATO LIMITE ULTIMO

combinazione 1a: SLU VERTICALI_X_1 carico simmetrico

Load Case	Scale Factor
Dead	1,3
Qk Cheese	1,4
Tavole	1,3
Imperf_X	1,4
Hplacement_X	1,5

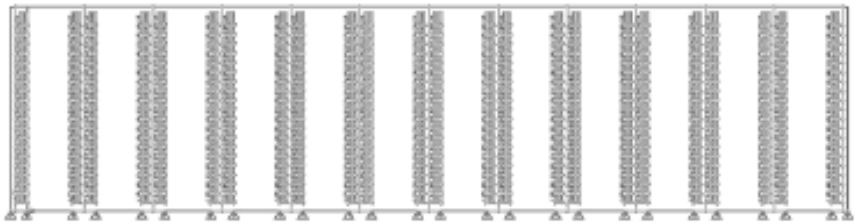


Figura 15 Carico forme simmmetrico

combinazione 1b: SLU VERTICALI_X_ carico asimmetrico

Load Case	Scale Factor
Dead	1,3
Qk Cheese	1,4
Tavole	1,3
Imperf_X	1,4
Hplacement_X	1,5

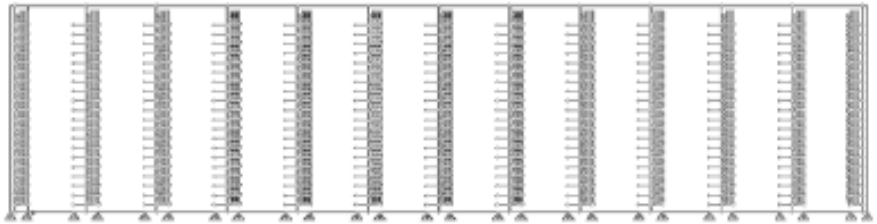
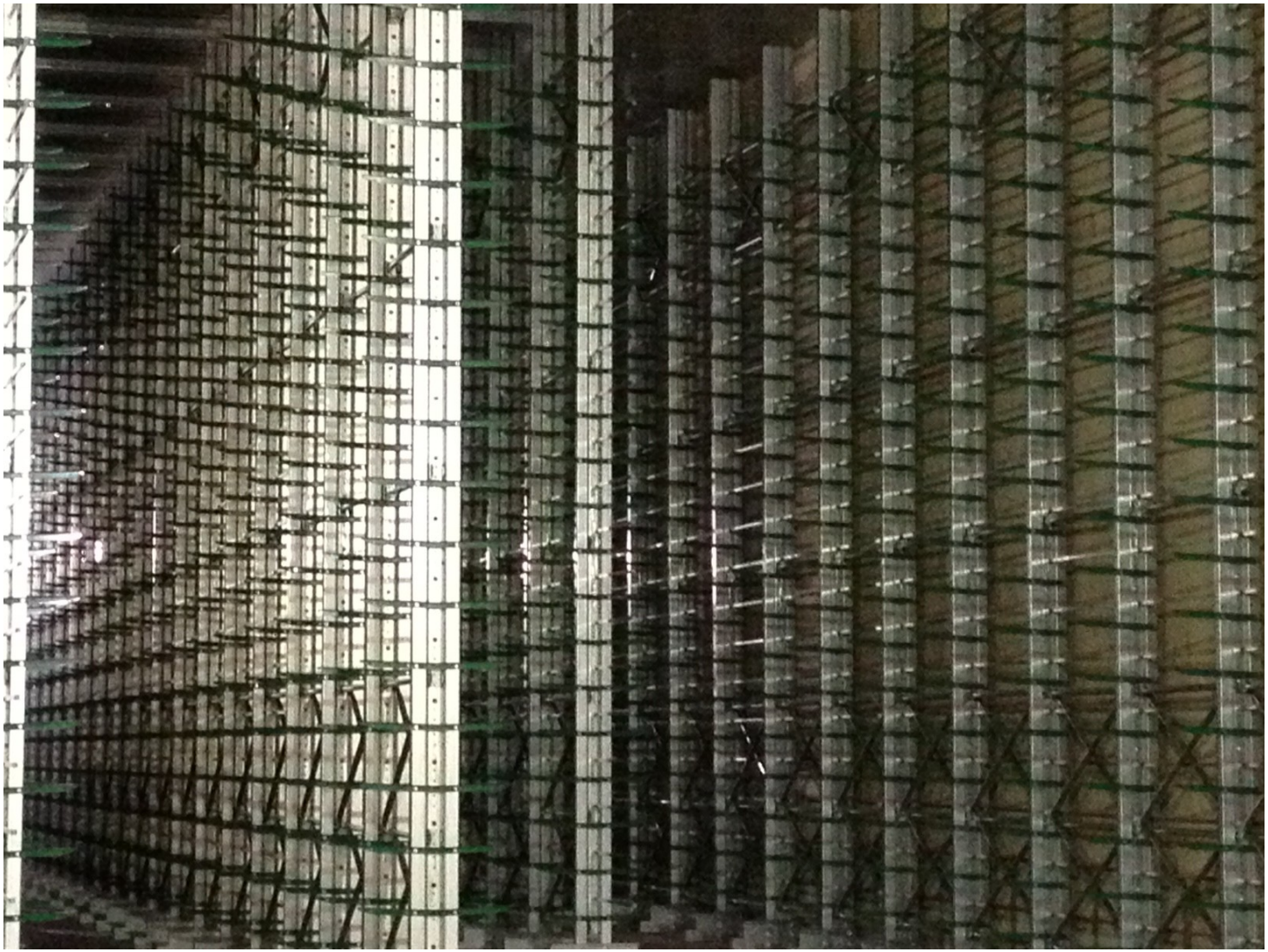


Figura 16 Carico forme asimmetrico

STRUTTURE METALLICHE IN FASE DI MONTAGGIO

STRUTTURE METALLICHE IN FASE DI MONTAGGIO



CADUTA DELLE UNITA' DI CARICO – UNI/TS 11379

6.2.3 Caduta dei pallet

La caduta del pallet dentro o fuori dallo scaffale può provocare il collasso globale o locale della struttura, danni a persone ed alle merci, specialmente nel caso di scaffali alti e corridoi stretti.

Il fornitore della scaffalatura deve valutare il rischio di caduta in base alle condizioni di installazione, al grado di sismicità del sito ed al tipo di pallet.

L'Utilizzatore deve scegliere il grado di rischio accettabile rispetto alle condizioni di lavoro del magazzino e valutare con il fornitore la soluzione progettuale più idonea.

Si può ridurre il rischio di caduta fornendo componenti speciali come travi di supporto dei pallet, terze travi, reti o altro.

6.2.3.1 Pallet fissati alla scaffalatura

Quando il movimento dei pallet sulle travi è impedito per mezzo di qualsiasi sistema particolare (per esempio materiali che aumentano il coefficiente di attrito) il coefficiente di modificazione dello spettro E_{D1} definito al punto 4.3.1 deve essere assunto pari ad 1,0.

6.2.3.2 Ribaltamento dei pallet

Il progettista deve verificare il rischio collegato alla stabilità del pallet rispetto all'azione sismica.

Infatti, in funzione del rapporto tra l'altezza e la profondità del pallet, ed in base all'accelerazione sismica ad ogni livello, può avvenire il fenomeno del ribaltamento.

Questo può essere prevenuto per mezzo di un'opportuna scelta delle dimensioni geometriche del pallet caricato, da concordare con l'utilizzatore.

Indicazioni sono date nell'appendice E.

APPENDICE H CADUTA DEI PALLET
(informativa)

Per prevenire la caduta dei pallet dai correnti, un metodo di progetto può consistere nel realizzare una pendenza di almeno l'1%, tra la trave anteriore e quella posteriore a ciascun livello di carico, al fine di dirigere il movimento dei pallet verso il lato posteriore della scaffalatura; in questo caso si devono fornire le travi posteriori fermapallet di sicurezza.

ALTRI UTILI RIFERIMENTI

Negli Stati Uniti la Normativa tecnica ha approfondito da tempo il tema della progettazione antisismica delle scaffalature industriali, sia attraverso Normative federali (ASCE, FEMA 386, Uniform Building Code e International Building Code), che dall'Industria (**RMI – Rack Manufacturer INSTITUTE**).
Attualmente la Norma **RMI del 2008 "Specification for Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks" MH16.1:2008**, è stata approvata dall'American National Standard Institute (ANSI) ed ha a tutti gli effetti valore di normativa. specifiche sulle scaffalature (Norme Australiane). L'approccio di calcolo proposto dall'RMI è più semplificato rispetto a quello proposto dalla FEM 10.2.08. Va premesso che la definizione dell'azione sismica di progetto è analoga a quella definita dalle Norme europee: il sisma di progetto di riferimento per il calcolo alla SLU è quello valutato con periodo di ritorno di 475 anni,