



RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

MARZO 2016

Studio tecnico per l'edilizia
Ing. Roberto Calcagni

Pollenza (Mc) 62010

Via Campomaggio, 8

+39.0733.541799 +39.0733.541799

Località : **POPOLI (PE)**

Oggetto : **MIGLIORAMENTO SISMICO DEL
CORPO C2 DEL P.O. DI POPOLI**

Committente : **USL PESCARA -
U.O.C. SERVIZIO TECNICO PARTIMONIALE**

TAVOLA N.

R1

REV.	DATA
0	
1	
2	
3	
4	
-	

RAPP.

1 – RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

L'oggetto dell'intervento strutturale riguarda la verifica di vulnerabilità sismica e il conseguente progetto di miglioramento sismico del corpo C2 del P.O. di Popoli costruito intorno alla fine degli anni '60- primi '70, per conto della Ausl di Pescara.

Sono state effettuate ricerche storiche al fine di poter reperire i progetti redatti dai tecnici che hanno seguito la parte progettuale ed esecutiva, che hanno dato esito positivo in quanto è stato possibile reperire gli elaborati grafici strutturali dell'epoca, oltre alle relazioni a Struttura ultimata e il certificato di Collaudo.

L'ente ha messo anche a disposizione il materiale scaturito da campagne di sondaggi strutturali effettuate nei due anni precedenti, sotto la supervisione di un tecnico incaricato proprio per tali scopi, oltre alla campagna di saggi nel terreno sottostante il fabbricato.

Il materiale in possesso è risultato molto dettagliato e completo; lo studio è risultato essere di particolare dettaglio ed esaustivo per la richiesta di un livello di conoscenza LC2. Lo studio è stato finalizzato alla verifica delle armature presenti rispetto al progetto dell'epoca, alla verifica della qualità del calcestruzzo e dell'acciaio di armatura utilizzati, allo studio dei particolari costruttivi, alla esatta rispondenza del progetto rispetto a quanto eseguito in tutta la sua interezza. Inoltre sono state condotte prove di carico in alcuni solai per la verifica della capacità portante. Infine, su indicazione dello scrivente, tali opere sono state completate con la ricerca della presenza di staffature doppie così come indicato dal progetto e dalla verifica delle caratteristiche delle tompagnature, al fine di poter procedere con la verifica anche degli elementi secondari.

L'edificio è a forma di "L" ed è composto principalmente da 3 livelli, salvo per una porzione che presenta anche un livello seminterrato e perciò è costituita da 4 livelli fuori terra. Il lato lungo presenta una dimensione molto elevata, di oltre 40 m, mentre il lato corto risulta essere di lunghezza circa 15 m. Tale forma risulta essere molto penalizzante sotto le azioni sismiche. La copertura è costituita da falde in compluvio per la parte lunga, mentre il lato corto è caratterizzato da una sola falda.

La tecnologia costruttiva è quella della struttura in c.a. gettata in opera, con elementi monodimensionali (travi e pilastri), con la presenza di un muro controterra per la parte seminterrata. Sono presenti prevalentemente telai bidimensionali, atti a resistere in maniera molto limitata alle azioni dinamiche orizzontali. Le travi di piano risultano emergenti con altezza prevalente di 70 cm. I solai sono costituiti da travetti in cemento con laterizio di completamento, di spessore 16+4 cm e 26+4 cm.

Dalle relazioni di calcolo reperite e dall'epoca di progettazione delle stesse è emerso che gli elementi risultano progettati ad azioni orizzontali, come si era potuto rilevare anche dalla tecnologia costruttiva analizzata precedentemente. Nonostante la presenza di telai bidimensionali, è stata rilevata la presenza di una azione dinamica in fase di progetto.

Dalla campagna di saggi condotta sui materiali si è potuto rilevare un calcestruzzo di mediocre resistenza, assimilabile ad un C16/20, mentre le barre di armatura presenti sono sia ad aderenza migliorata che lisce, senza un apparente ordine fissato.

E' stata rilevata la carenza piuttosto diffusa ai nodi d'angolo per assenza di ancoraggio delle barre e di una corretta posa delle stesse, dovute anche all'assenza di adeguata staffatura.

In corrispondenza della fondazione del lato corto è stata rilevata la presenza di un'opera di consolidamento effettuata intorno agli inizi degli anni 2000, costituita da micropali posti sul perimetro esterno delle travi di fondazione esistenti, costituite da travi rovesce di larghezze variabili; tale opera sembra essere stata

eseguita a causa della presenza di un cedimento fondale in atto che pare essere adeguatamente superato. Per il resto della struttura non sono stati apprezzati movimenti in corso, anche alla luce della campagna di saggi effettuata.

La prima fase di vulnerabilità sismica dell'edificio, finalizzata a rilevare le criticità strutturali è stata svolta mediante analisi lineare con spettro di risposta ridotto con fattore q , al quale è stato assegnato un valore pari a 2. Tale valore è scaturito da quanto è stato possibile rilevare dai dettagli costruttivi nella campagna di saggi condotta e dalla propria esperienza circa il comportamento di edifici esistenti simili. La scelta di tale tipologia di analisi è frutto anche del fatto che i metodi computazionali lineari risultano essere di gran lunga più consolidati e pertanto, alla luce di un intervento su di una struttura di importanza rilevante, il progettista ha ritenuto opportuno adottare tale analisi.

Si è potuto rilevare in particolare che la forma eccessivamente allungata dell'edificio e la presenza di un lato corto, che complessivamente formavano una "L" caratterizzava in maniera molto penalizzante i telai esterni, tali da risultare fortemente deficitari sotto il profilo della resistenza e duttilità per le azioni sismiche in progetto; data anche la rilevanza della struttura è stato assegnato un Periodo di Riferimento di 100 anni.

Per quanto riguarda la fase di analisi allo stato di fatto è stato rilevato un coefficiente di sicurezza pari al **26%**, non tenendo conto di elementi con fattore di sicurezza inferiore ma che non inficiano la stabilità della struttura, al fine anche di evitare di inserire valori prossimi allo zero, situazione di sicuro non veritiera.

Nella fase di progetto, dopo una serie di tentativi finalizzati alla riduzione delle sollecitazioni indotte dal sisma per tale configurazione strutturale, lo scrivente ha ritenuto opportuno eseguire alcune opere strutturali piuttosto invasive che hanno cambiato sostanzialmente il comportamento strutturale del complesso, senza alterare quello funzionale; infatti mediante l'inserimento di un nuovo telaio in c.a. posto in corrispondenza del punto di collegamento tra il lato corto e quello lungo si è deciso innanzitutto di rendere i due lati strutturalmente indipendenti mediante la realizzazione di un giunto sismico tale da evitare martellamenti tra i due nuovi corpi (Corpo A e Corpo B). Tale soluzione è anche suggerita dalla diversa profondità delle travi rovesce di fondazione, che per il corpo B (lato corto) presenta un approfondimento di 110 cm, costante.

Il progetto dei setti ha coniugato la necessità di limitare l'invasività con gli spazi distributivi attuali e le esigenze strutturali, pertanto la maggior parte di essi è stata disposta lungo le pareti perimetrali: essi presentano spessori pari a 40 cm e si sviluppano per tutta l'altezza dell'edificio, salvo per due di essi che terminano la loro elevazione al piano sottotetto, al fine di interdire l'accesso a tale livello. La disposizione è stata eseguita in funzione delle esigenze strutturali connesse principalmente agli spostamenti e alle sollecitazioni indotte dal sisma. Essendo principalmente infatti carente la struttura con forma particolarmente allungata dal lato corto, gli stessi setti hanno un orientamento lungo la direzione corta, nella parte di estremità per ridurre gli effetti della torsione che risultavano particolarmente importanti.

Tali interventi hanno anche permesso di ridurre fortemente i consolidamenti mediante sistemi con fibre agli elementi esistenti, portando così una invasività limitata al complesso; pertanto tale scelta è stata efficace anche in tal senso. La tipologia di rinforzo proposta è quella dell'utilizzo di FRCM a matrice minerale organica con maglia metallica ad alta resistenza. Tale soluzione risulta particolarmente vantaggiosa sotto diversi aspetti, infatti la posa della stessa è di estrema facilità in quanto si tratta di utilizzare elementi in matrice cementizia e rete metallica di ordinario uso senza necessità di manodopera estremamente specializzata e senza problematiche connesse a possibili deterioramenti o lesioni per elementi in FRP a trama in fibra di

carbonio ad esempio. Inoltre anche la maneggevolezza e la versatilità della rete metallica richiede meno attenzione nei dettagli esecutivi quali l'ancoraggio o l'integrazione con la struttura esistente, essendo di materiale affine. Questi numerosi vantaggi si potranno meglio apprezzare nella fase esecutiva di cantiere dove emergerà particolarmente la versatilità del sistema.

Infine l'intervento in fondazione è soltanto limitato alla parte relativa ai nuovi setti: alcuni di essi presenteranno un allargamento fondale

Il calcolo dei corpi è stato condotto mediante una analisi lineare con spettro di risposta ridotto con fattore "q". Si è ritenuto opportuno considerare un fattore di riduzione pari a 2.

Le caratteristiche sismiche del terreno, fornite dalla campagna di sondaggi condotta dai geologi incaricati, sono risultate in categoria di terreno **C**, con fattore topografico **T1**.

Il periodo di riferimento delle strutture è stato assunto in accordo con le NTC al 2.4.3 e relative circolari esplicative: assumendo una classe d'uso pari a IV con vita nominale pari a 50 anni, è risultato un periodo di riferimento pari a **100** anni.

Data la campagna di saggi condotta si è potuto assumere un fattore di confidenza $FC=1,2$ dovuto ad un livello di conoscenza LC2.

L'obiettivo raggiunto è stato quello di un adeguamento pari al **65%**. Tale obiettivo risulta soddisfatto alla luce degli interventi proposti.

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda agli allegati grafici e tecnici.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

CNR-DT 200 R1/2013 – Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Composti Fibrorinforzati

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza

LC	FC
LC2	1,2

LEGENDA:

LC [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
FC Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

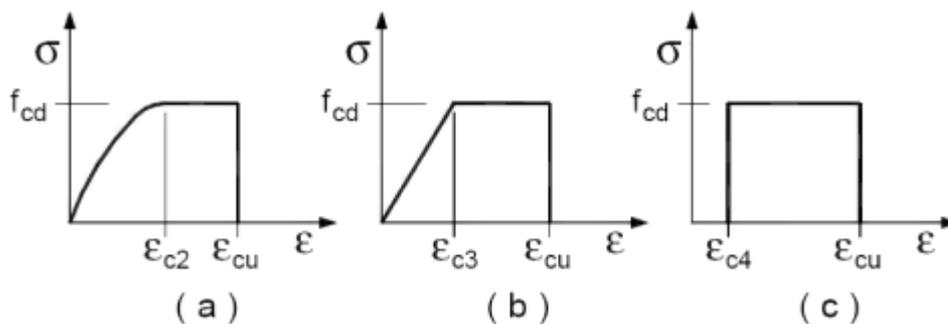
Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	n	n _{Ac}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cl _s C16/20_Feb38k -															

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



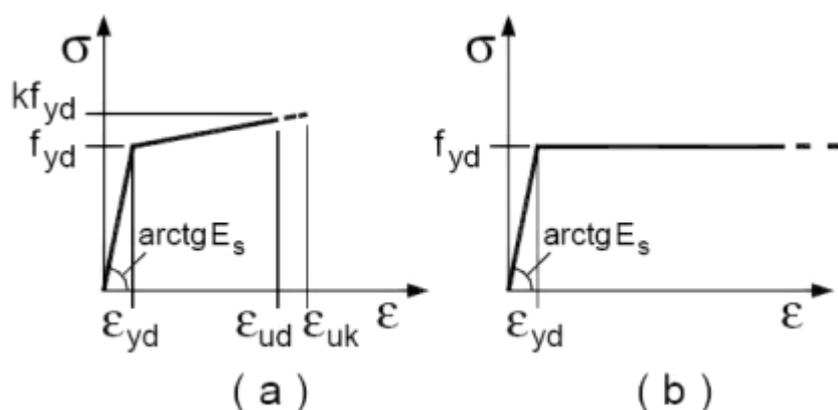
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Per il calcolo della capacità di **elementi/meccanismi duttili** o **fragili** si impiegano le proprietà dei materiali esistenti (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli **elementi fragili primari**, le resistenze dei materiali (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§ C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§ C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§ C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617).

con riferimento alla Tabella C8A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - § C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - § C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano

completamente manifesti;

- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

- **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati. Tale aspetto è già stato discusso precedentemente.

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Il report è descritto più dettagliatamente nei tabulati di calcolo

7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
42.1781	13.8277	269

7.1 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica								
	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s [s]	
SLO	0.1097	2.316	0.285	1.59	0.151	0.453	2.039	1.50	
SLD	0.1389	2.291	0.300	1.56	0.156	0.469	2.156	1.50	
SLV	0.3232	2.399	0.359	1.47	0.176	0.529	2.893	1.23	
SLC	0.4092	2.445	0.375	1.45	0.181	0.544	3.237	1.10	

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo .

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite Ultimo

Verifica meccanismi "Duttili"

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **2,00**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **2,00**

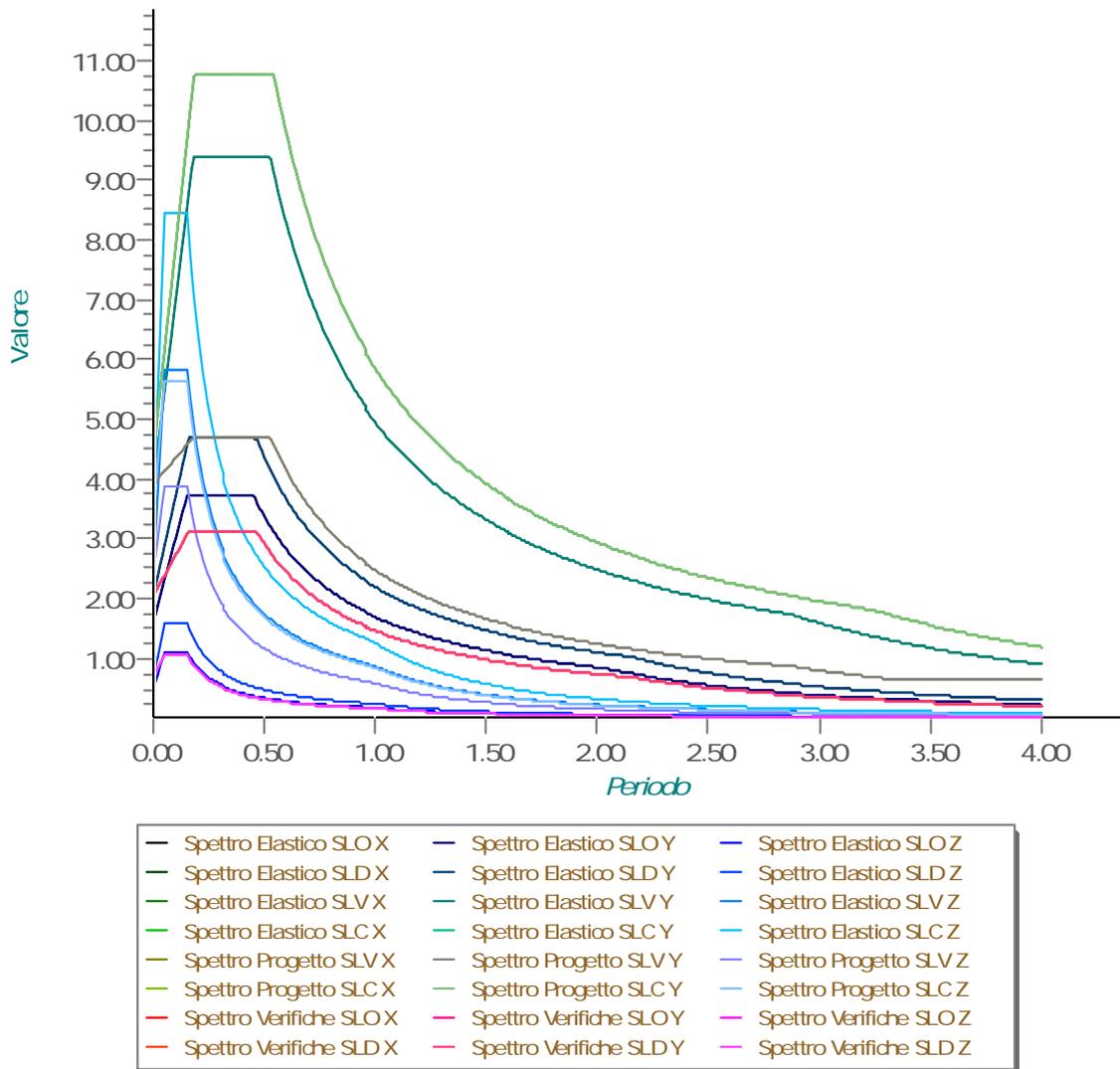
Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Verifica meccanismi "Fragili"

Il fattore di struttura utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



7.2 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{1j}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i

tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

7.3 Valutazione degli spostamenti

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

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

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

7.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \pm 0.30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

7.5 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.1 del DM 14 gennaio 2008;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 4 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del DM 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	Nolian
Versione	EWS 42
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	25657
Intestatario Licenza	Ing. Roberto Calcagni
Produzione e Distribuzione	Softing s.r.l.

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata

tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

9.3 Verifica della sicurezza

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto attiene agli elementi esistenti, ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1.5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel § C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

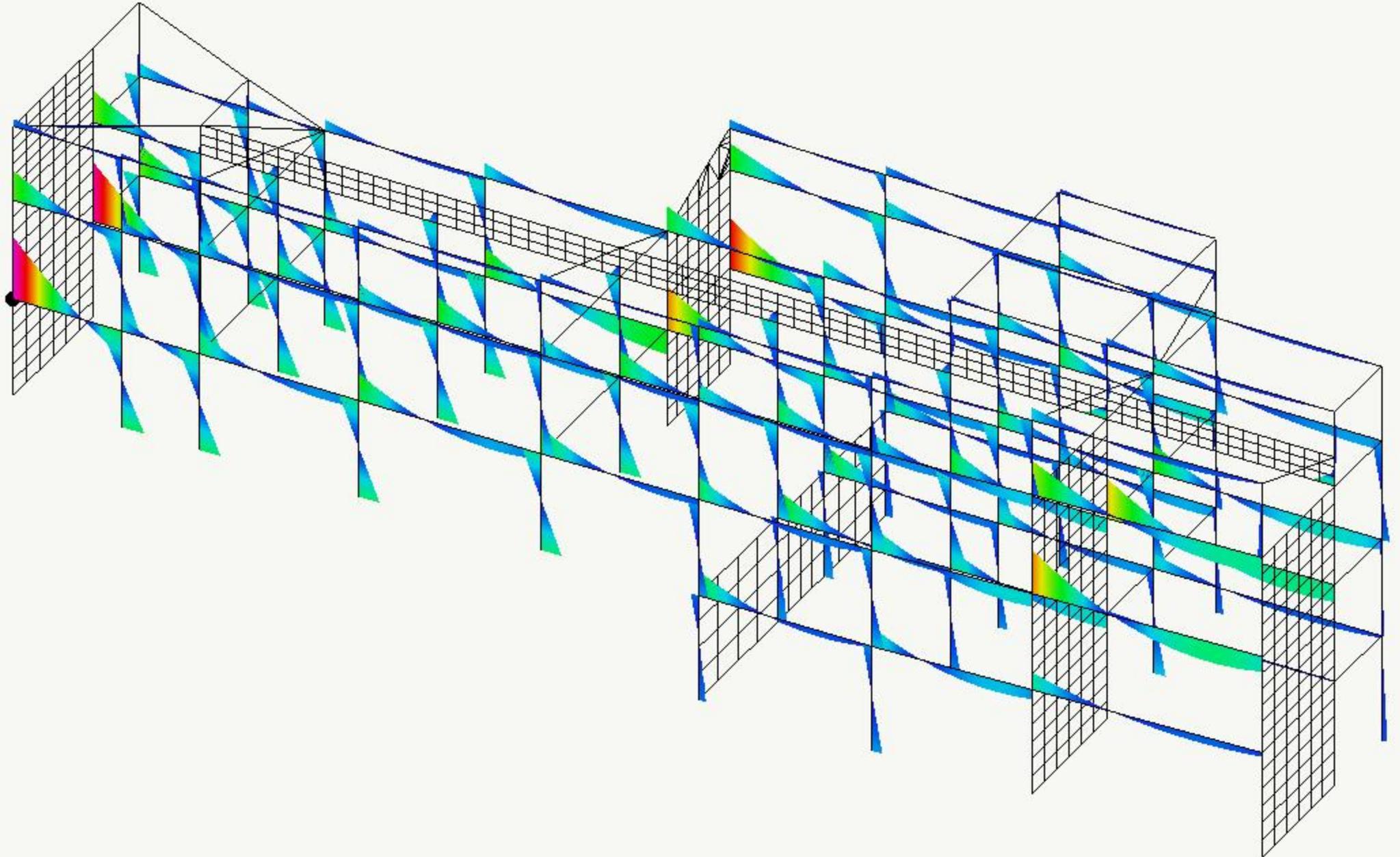
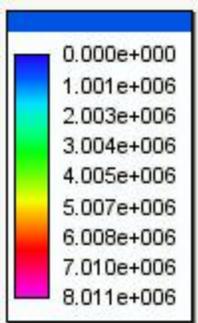
Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (di *Progetto*), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

10 - TABULATI DI CALCOLO

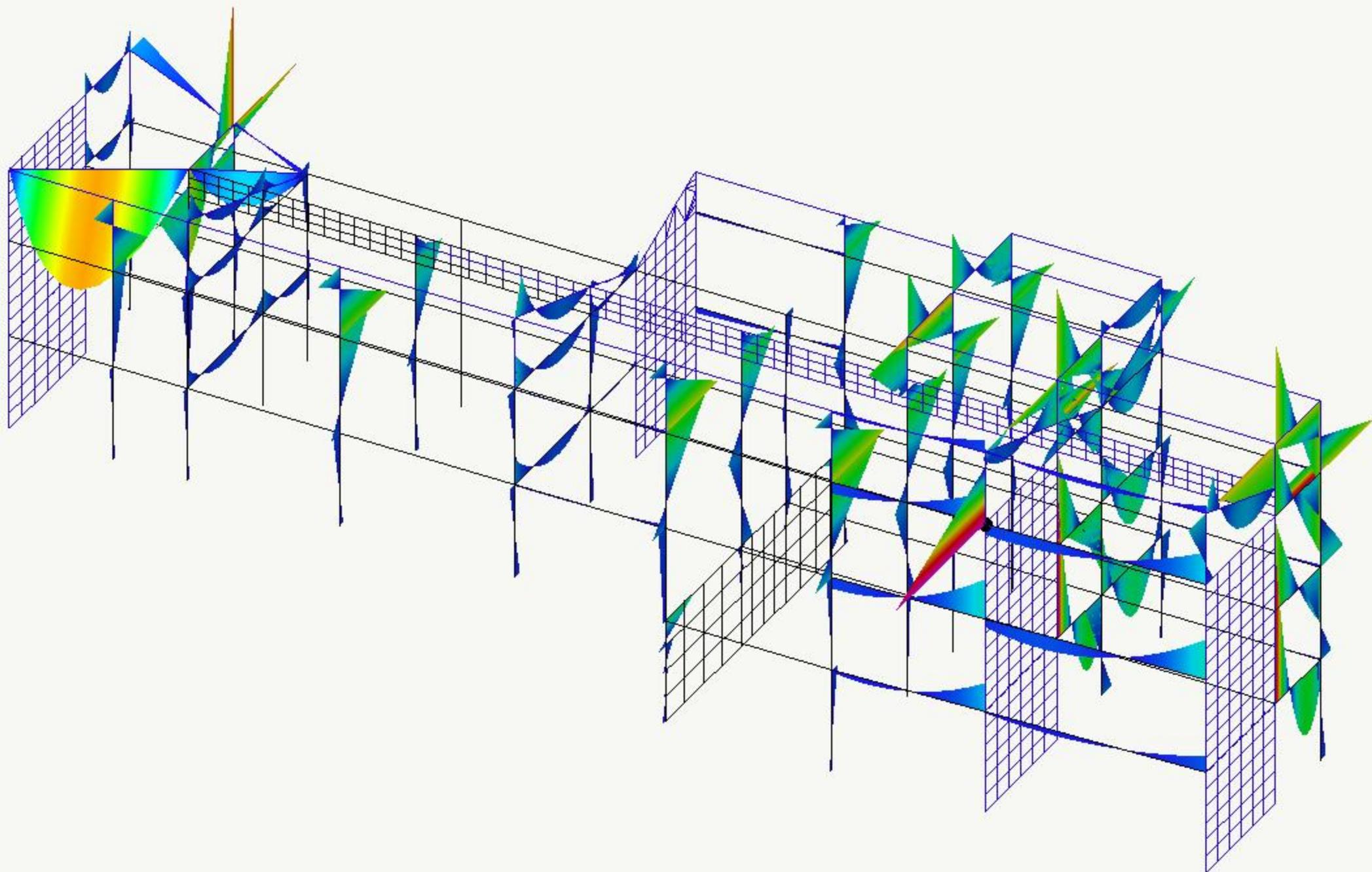
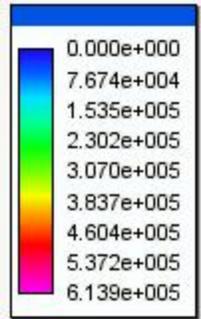
Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

Il progettista strutturale ing. Roberto Calcagni

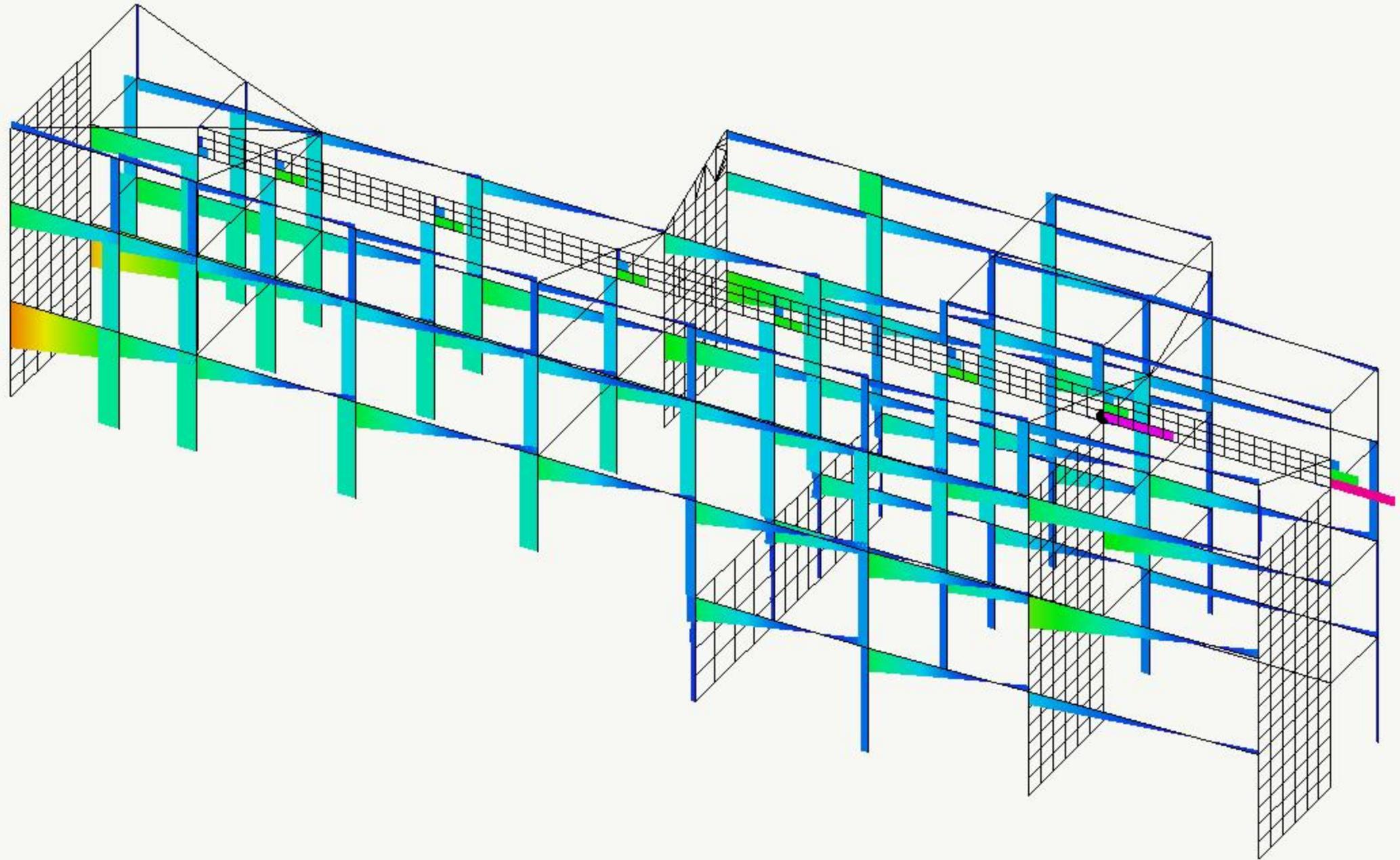
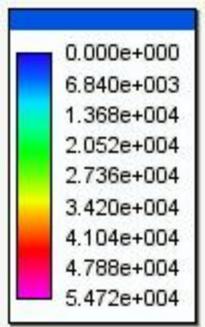
SOLLECITAZIONI MOMENTO DIREZIONE X



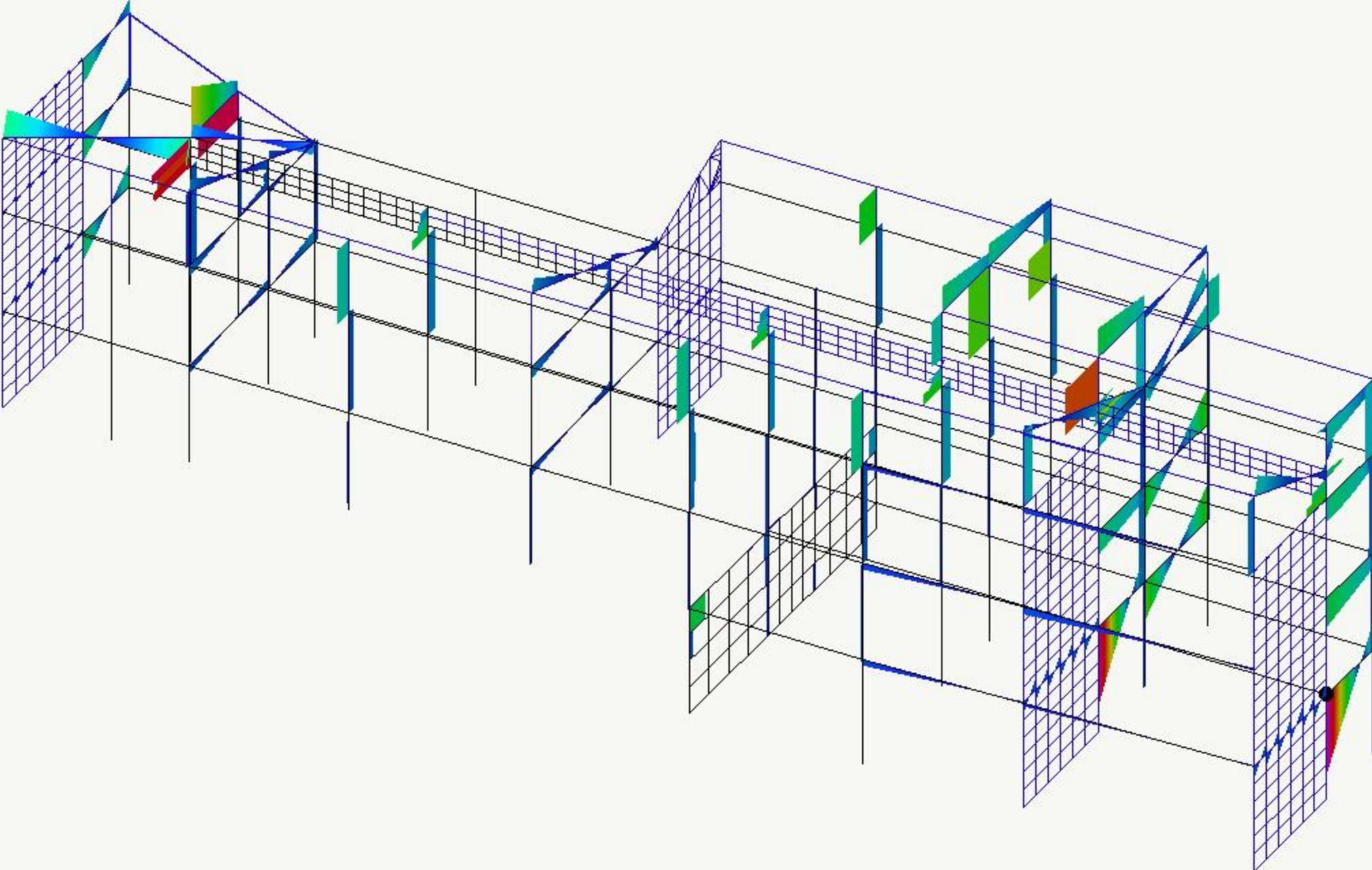
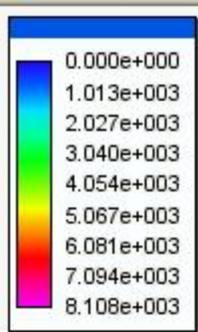
SOLLECITAZIONI MOMENTO DIREZIONE Y



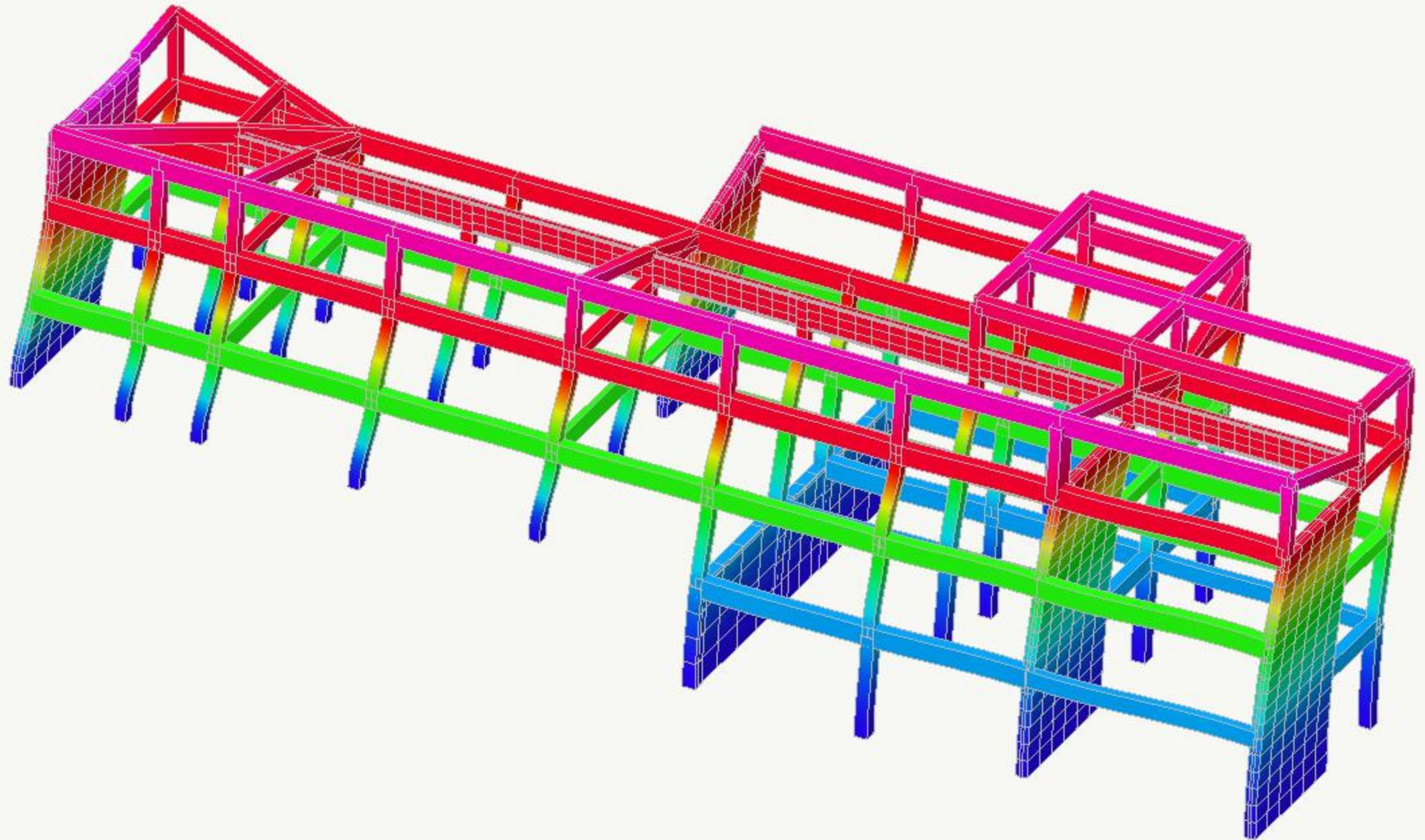
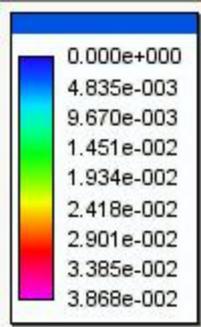
SOLLECITAZIONI TAGLIO DIREZIONE X



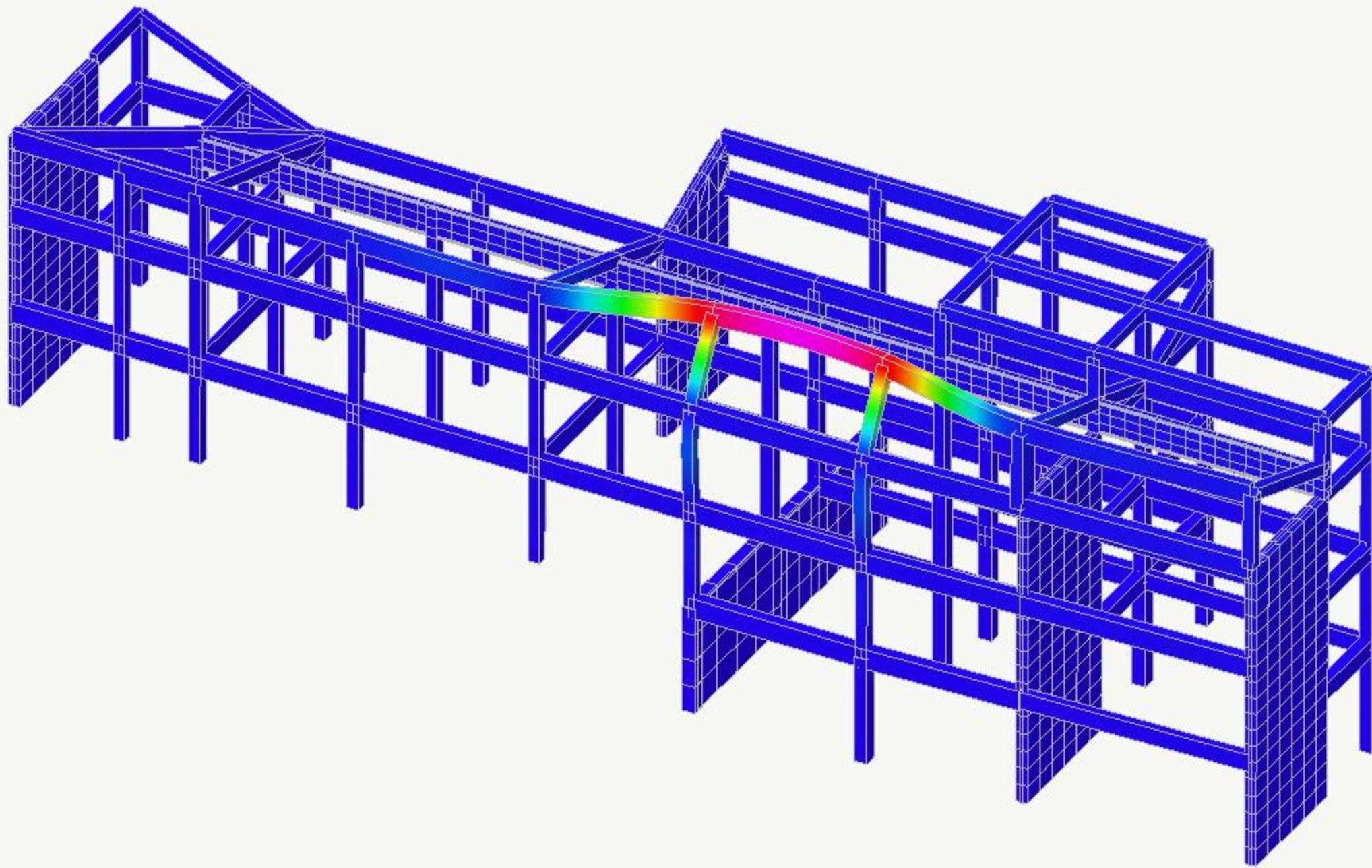
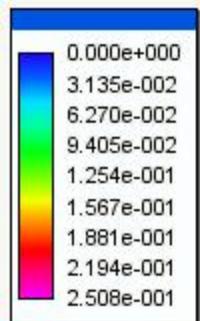
SOLLECITAZIONI TAGLIO DIREZIONE Y



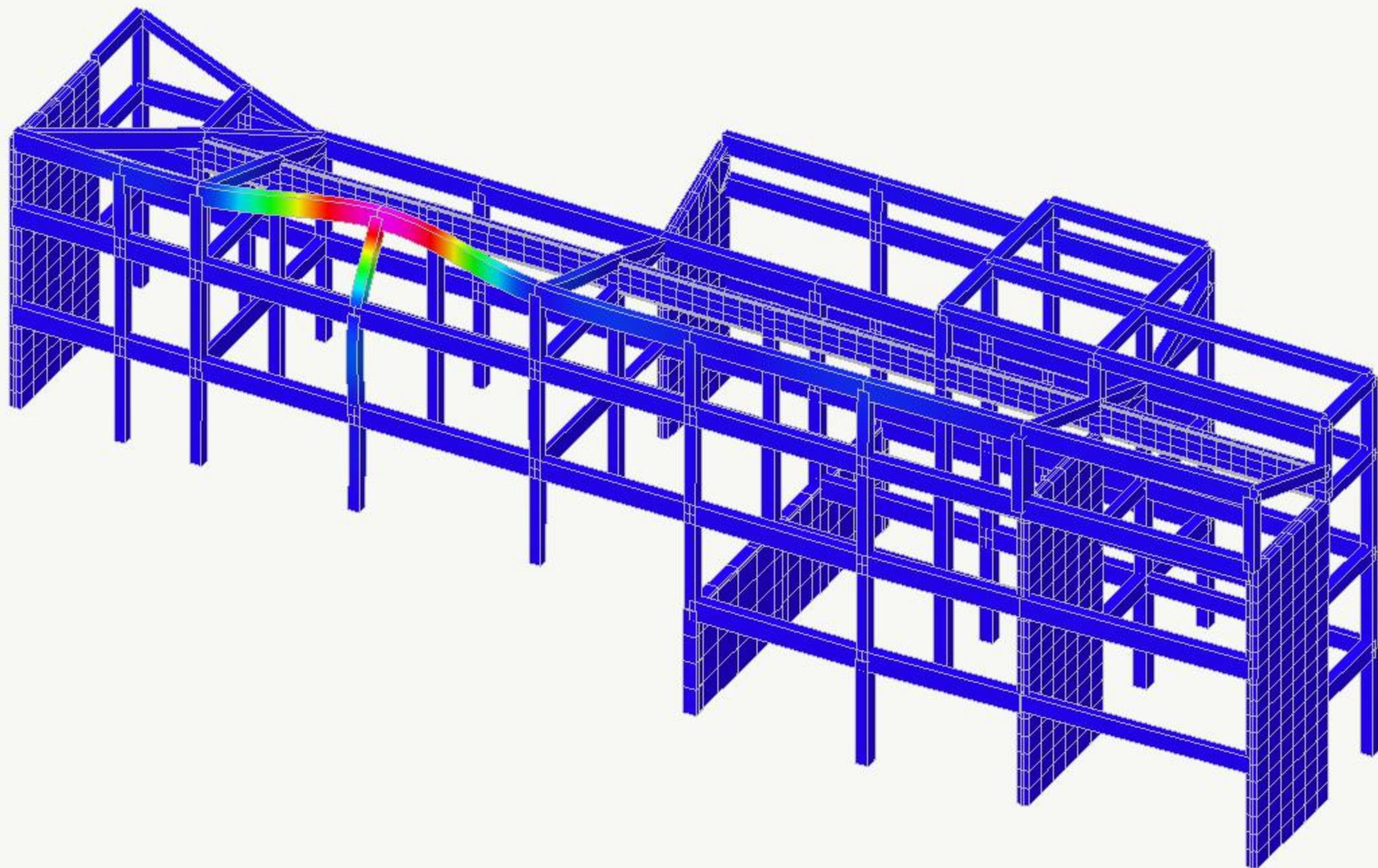
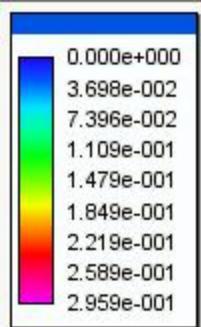
FORMA MODALE 1



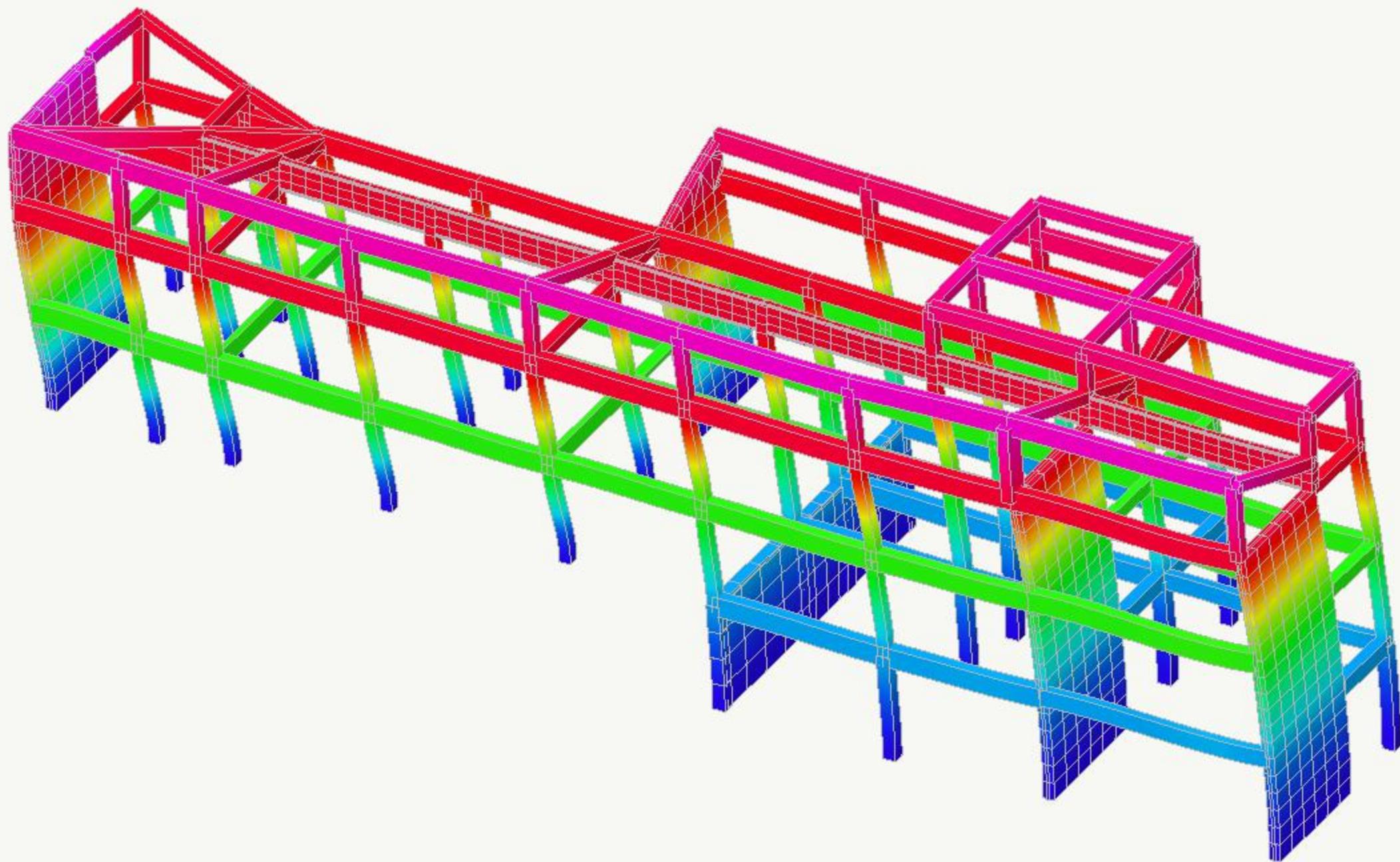
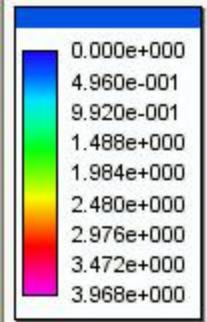
FORMA MODALE 2



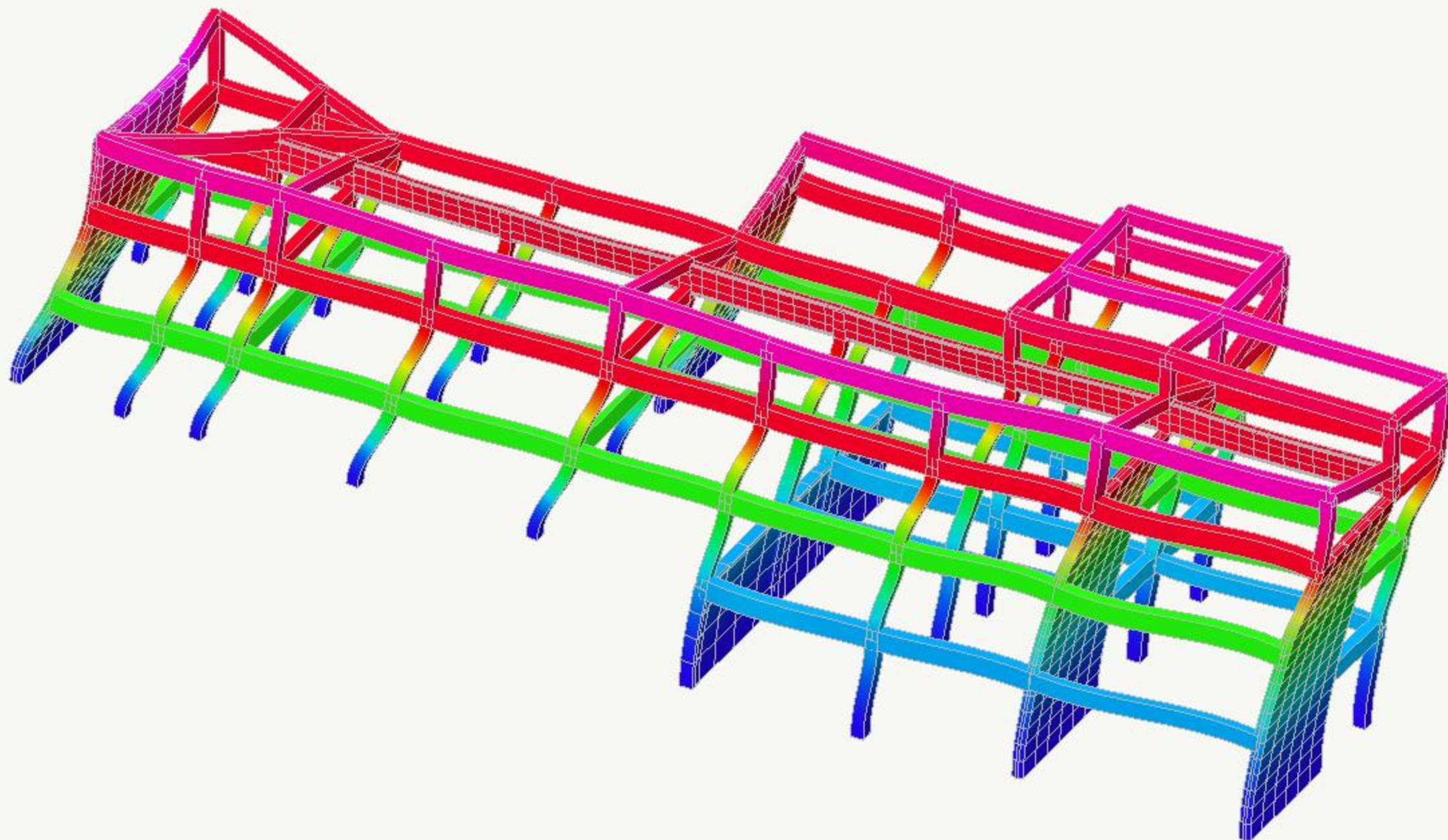
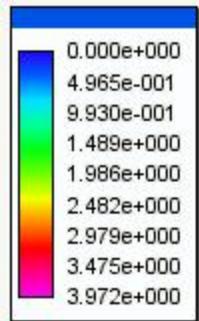
FORMA MODALE 3



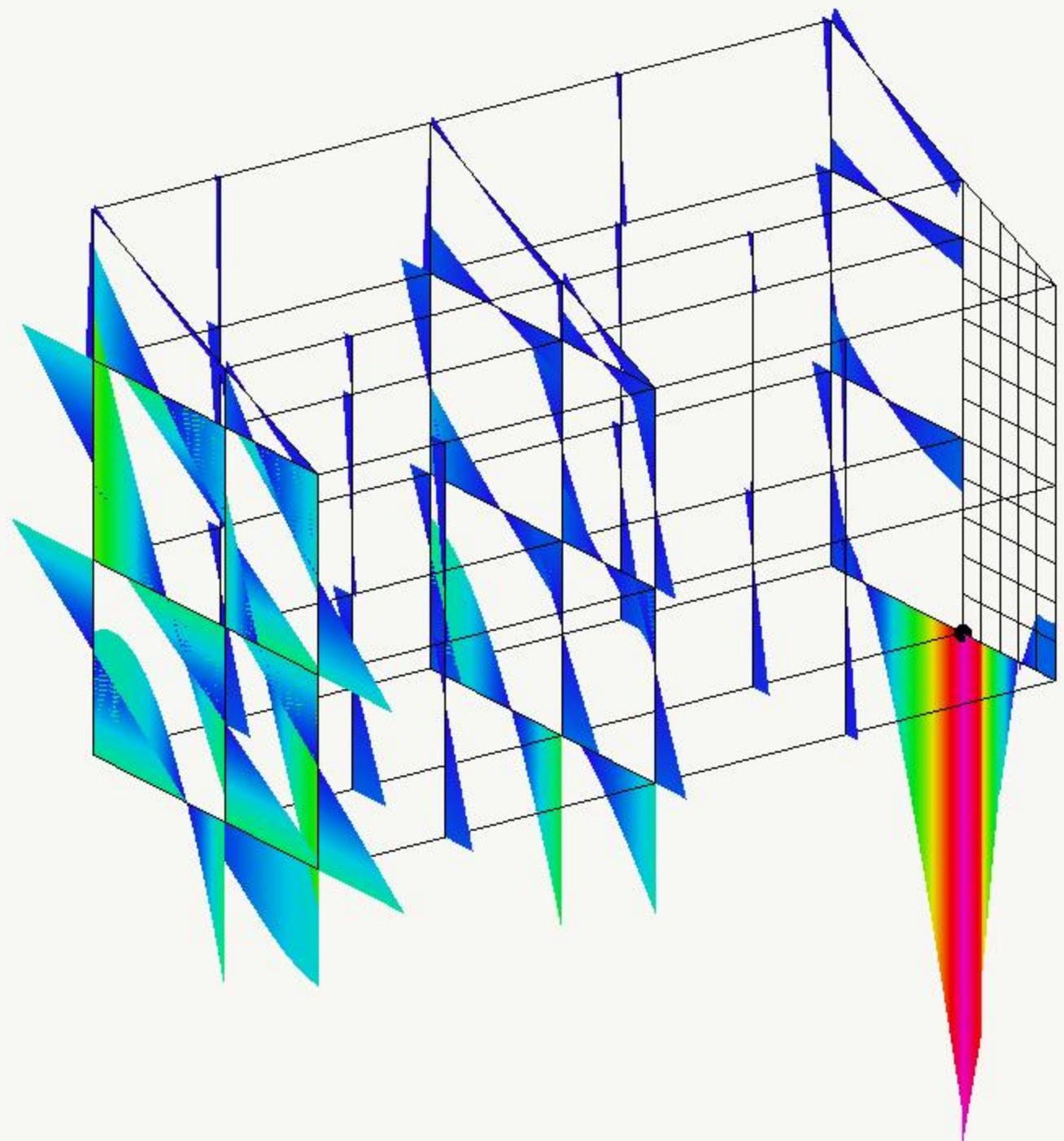
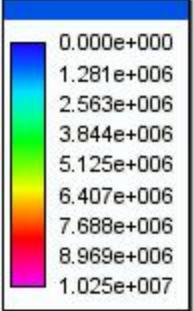
DEFORMATA SLV 1



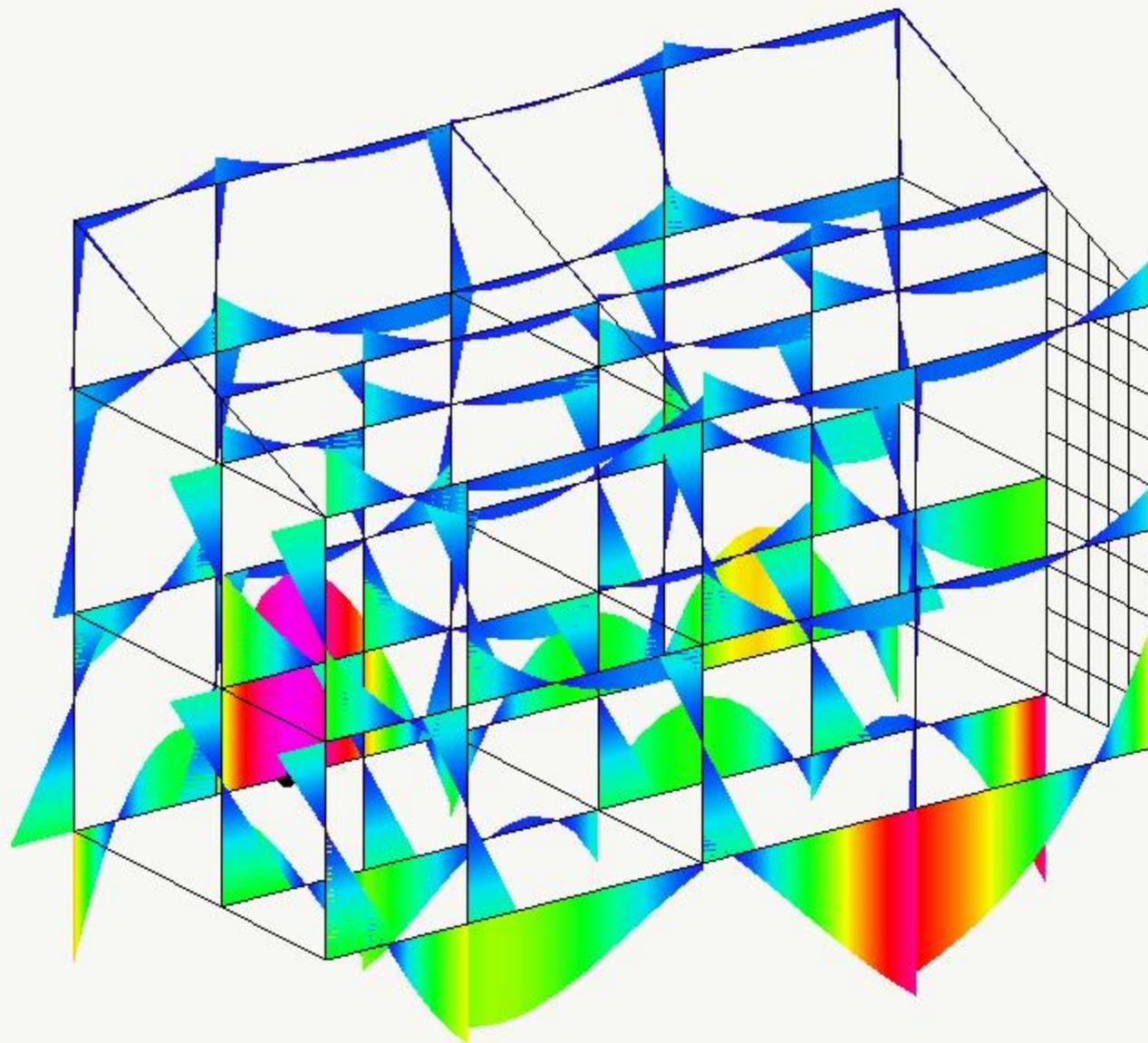
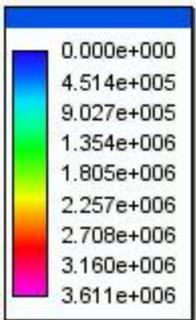
DEFORMATA SLV 2



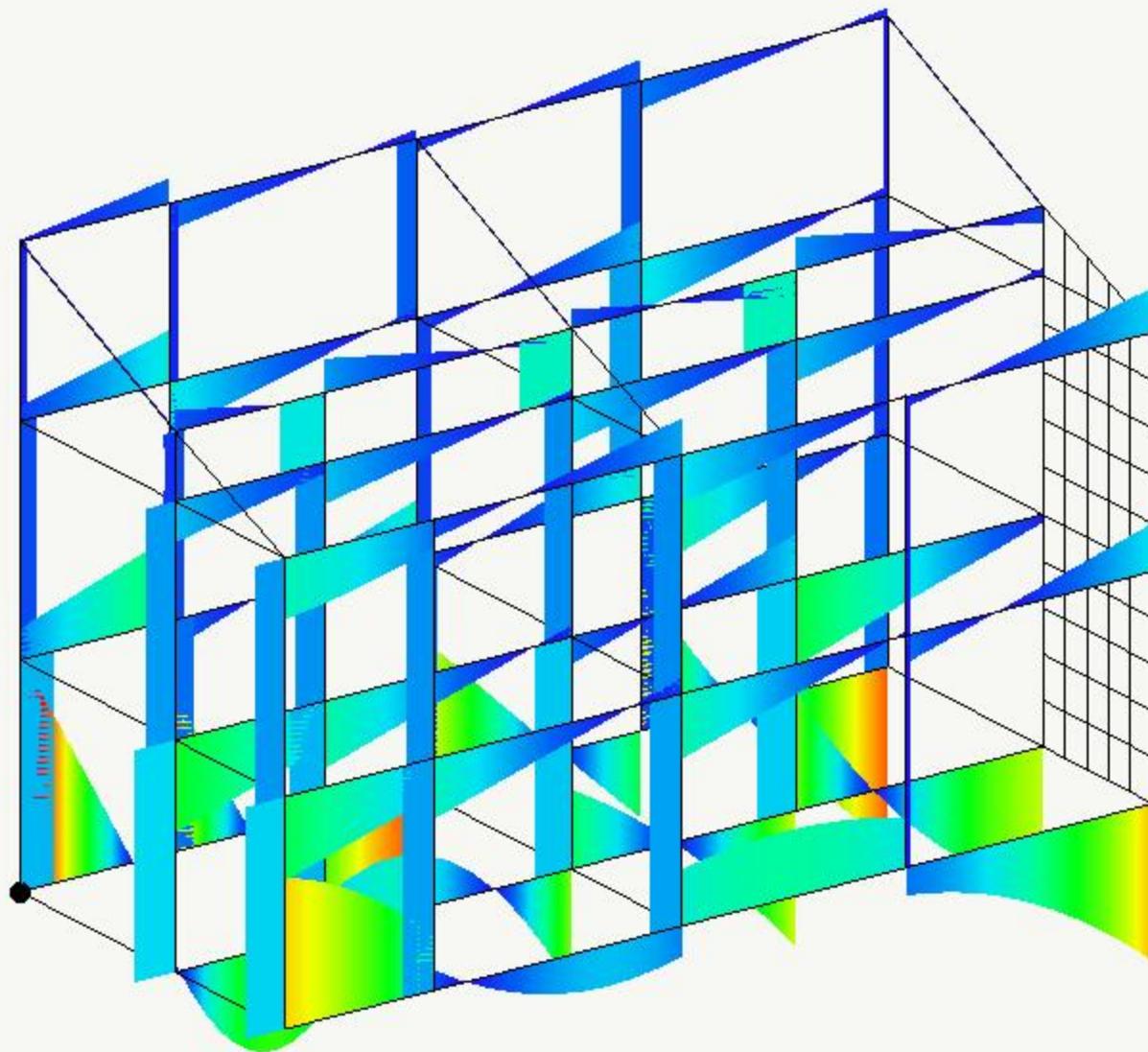
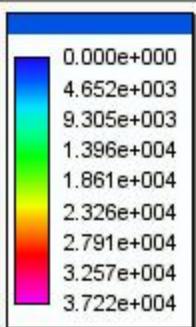
SOLLECITAZIONI MOMENTO DIREZIONE X



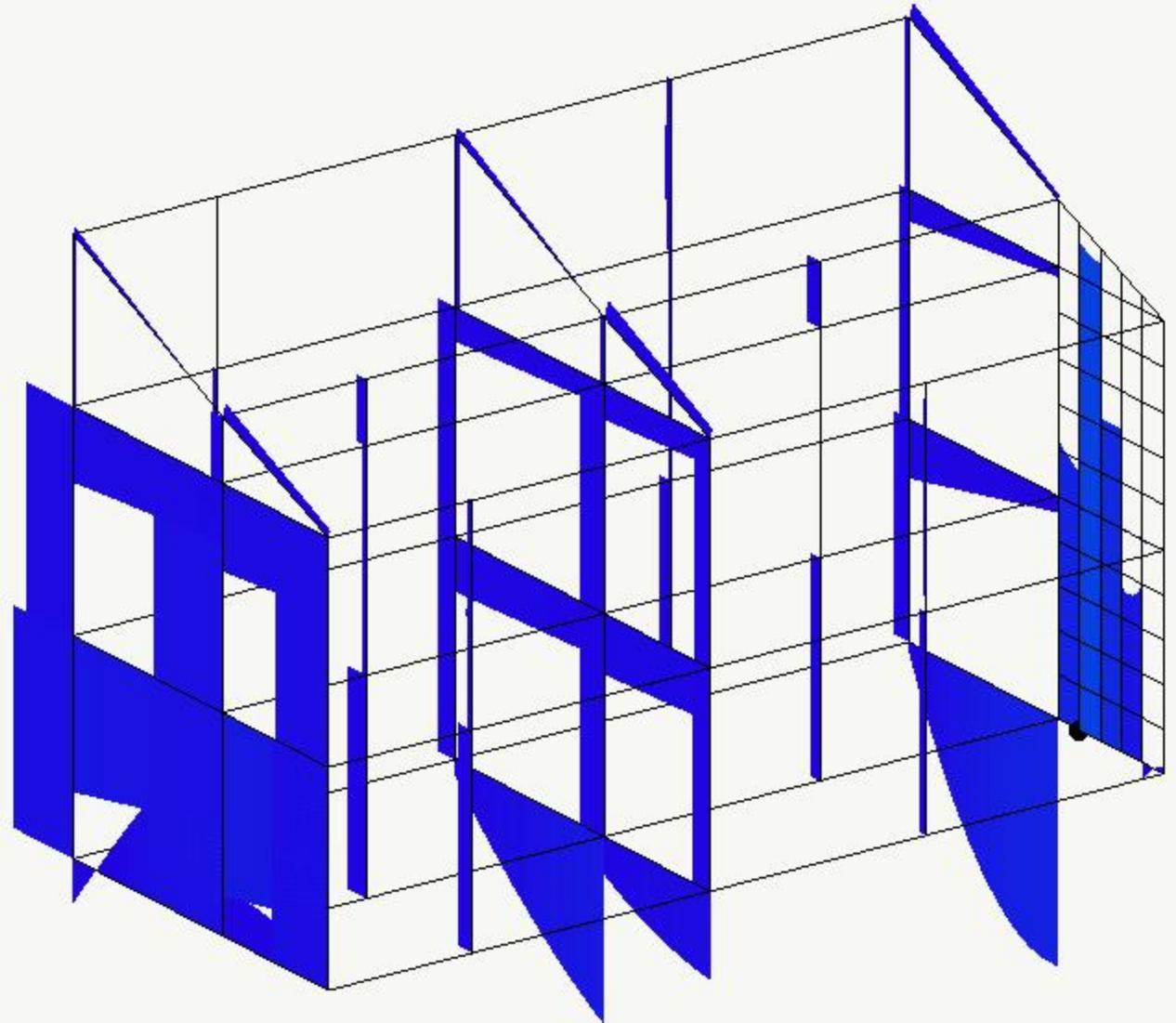
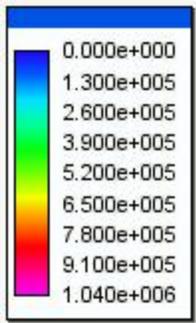
SOLLECITAZIONI MOMENTO DIREZIONE Y



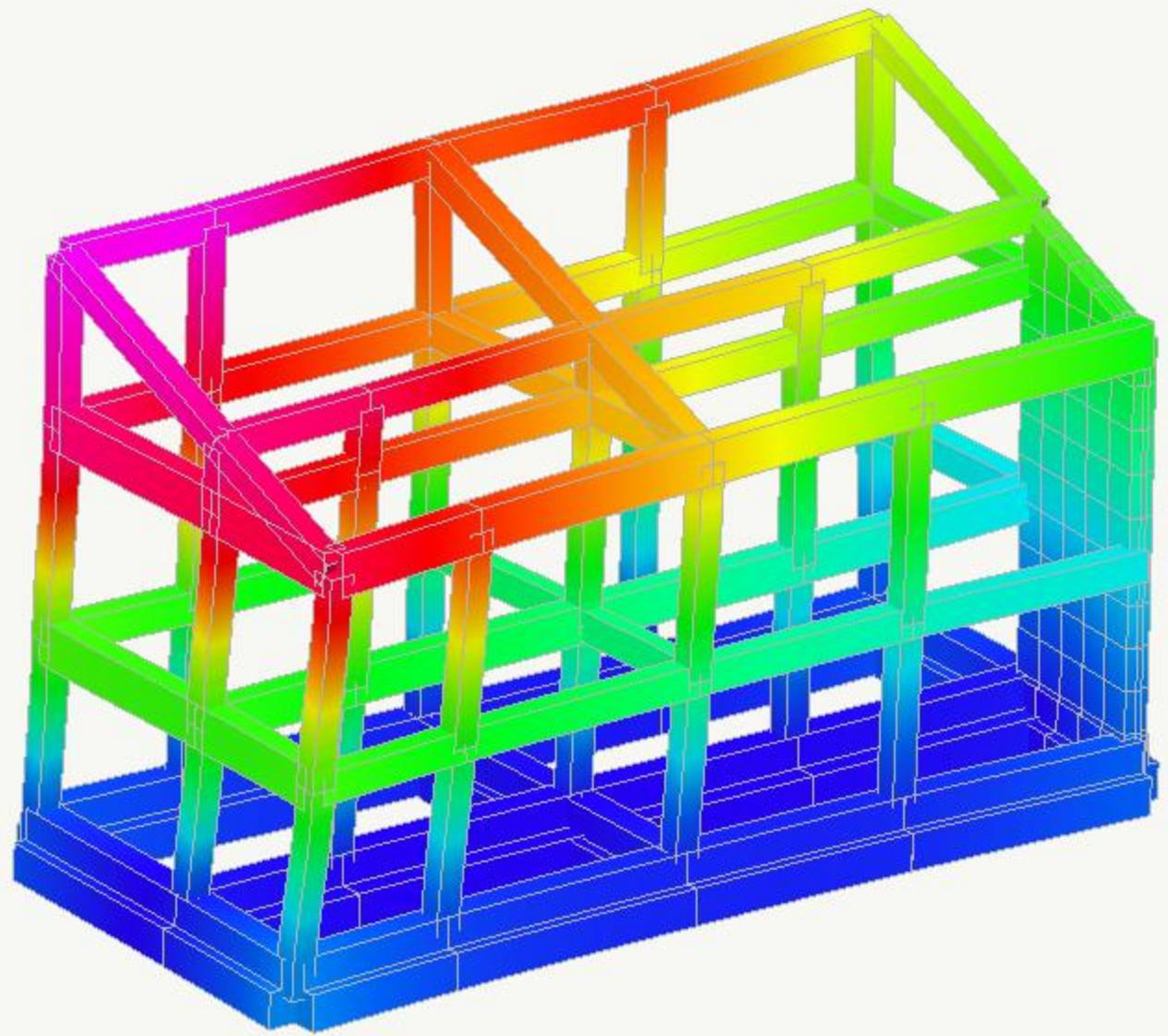
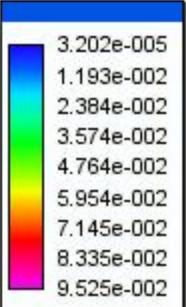
SOLLECITAZIONI TAGLIO DIREZIONE Y



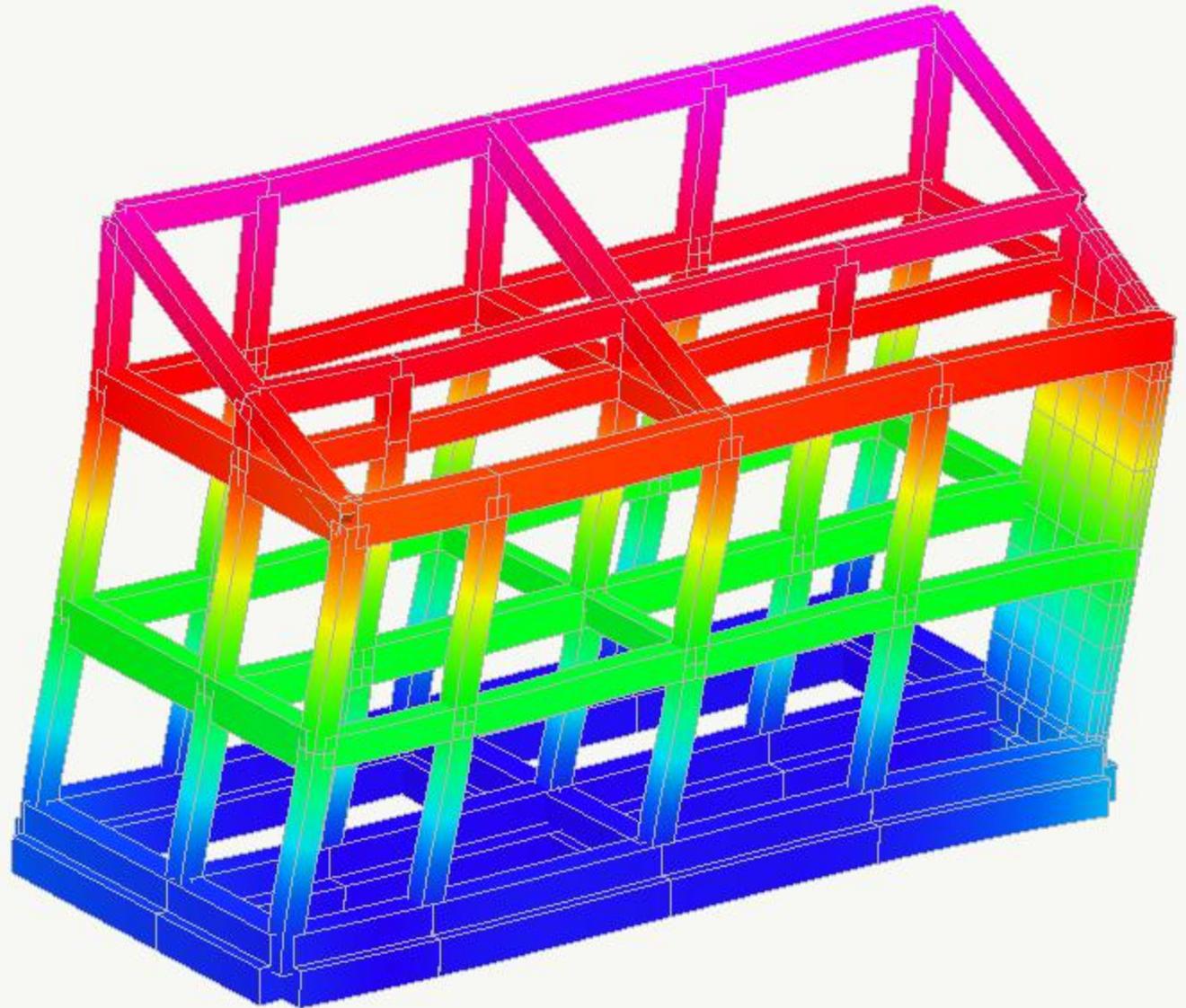
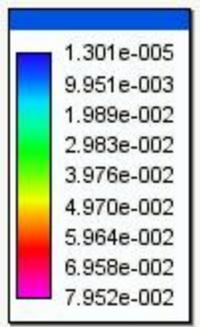
SOLLECITAZIONI TAGLIO DIREZIONE X



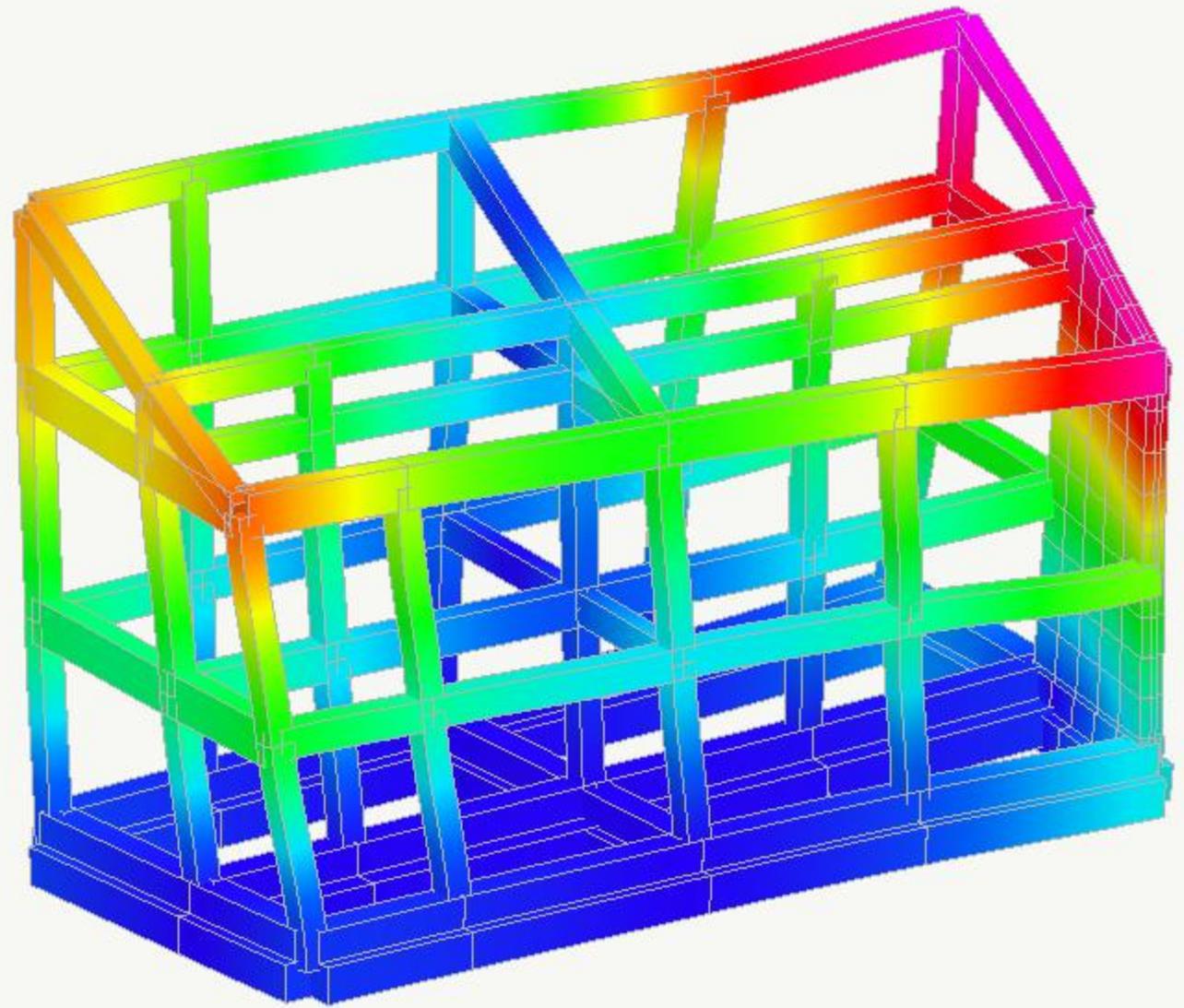
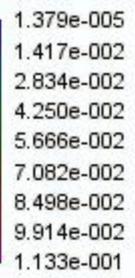
FORMA MODALE 1

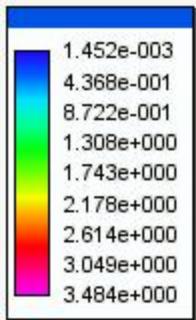


FORMA MODALE 2

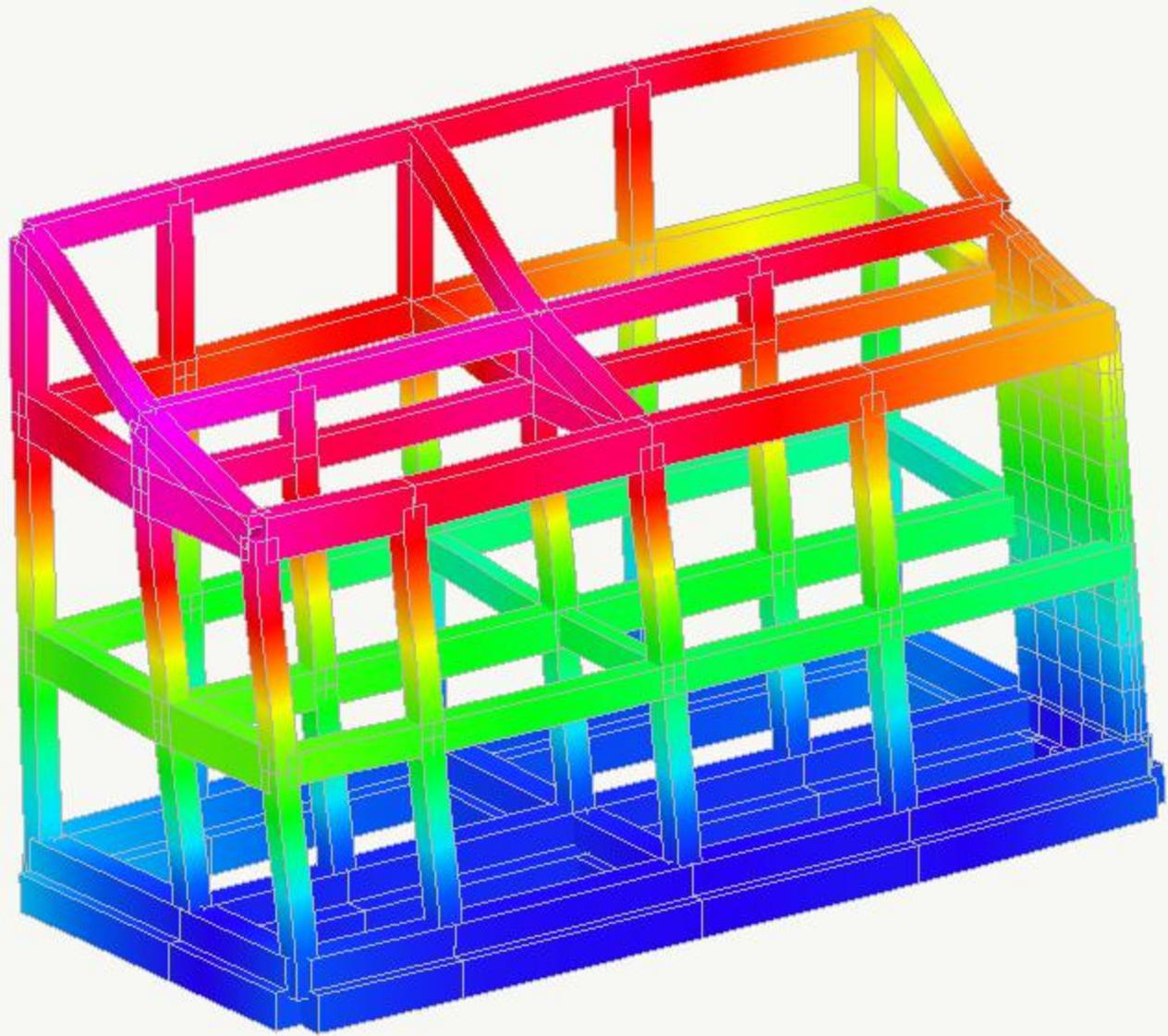


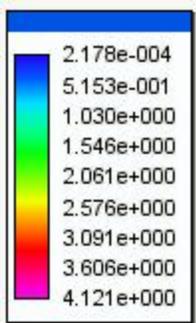
FORMA MODALE 3



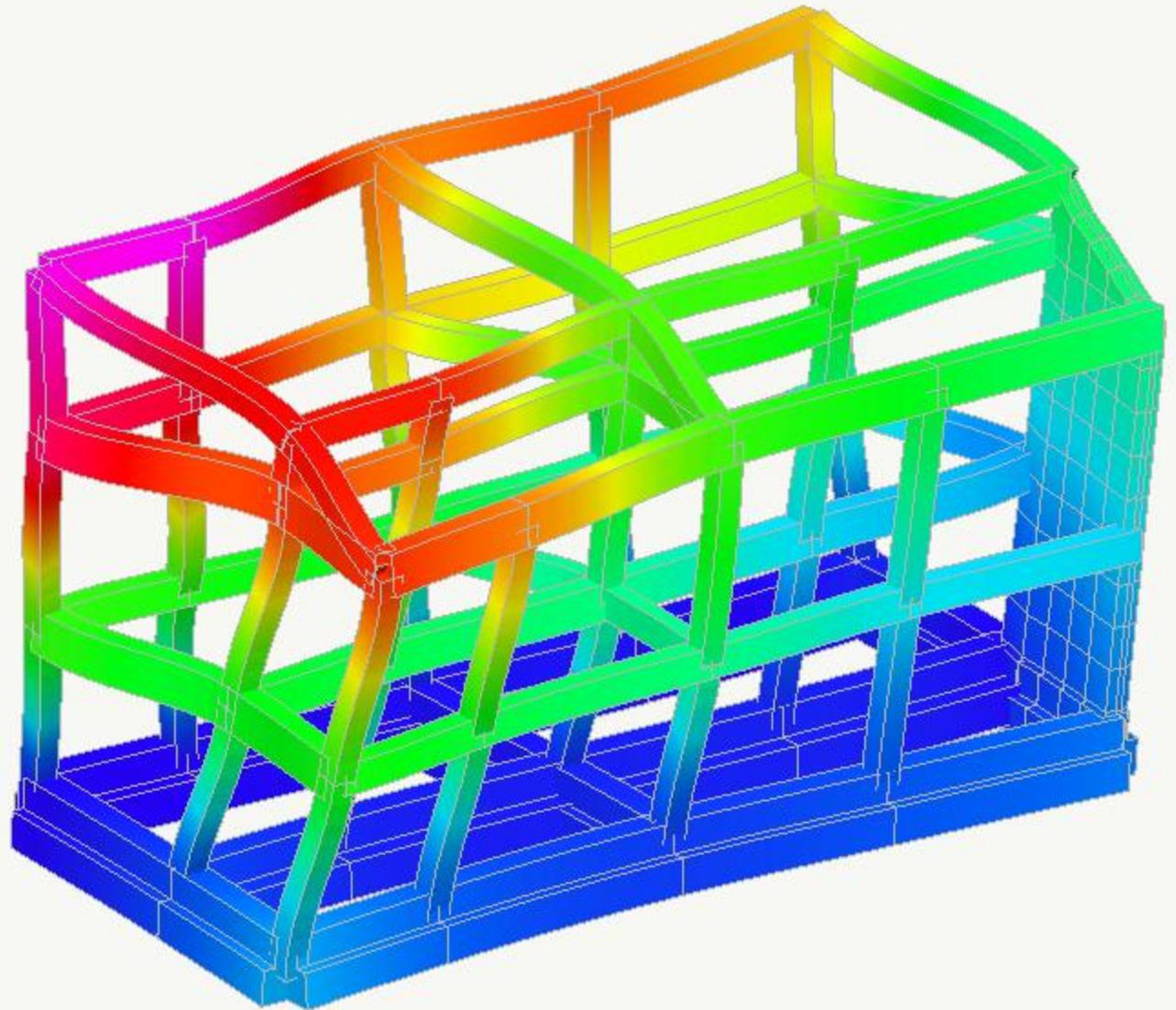


DEFORMAZIONI SLV 1





DEFORMAZIONI SLV 2





SOFTING SRL

Nòlian: Manuale di Validazione

Casi prova per analisi sismica

Copyright

Questi casi prova sono stati raccolti dalla Softing srl che mantiene tutti i diritti su questo testo.

Copyright 2009, Softing srl.

Prima edizione: dicembre 2009.

Introduzione

Questo Manuale di Validazione di Nòlian raccoglie dei casi-prova (benchmark) che sono un parte di quelli usati per i test di validazione di Nòlian. Questo Manuale raccoglie casi prova relativi ad analisi per ingegneria antisismica gestite nell'ambiente Earthquake Engineering (EE) di Nòlian.

Questi casi prova comunque hanno un uso più ampio. Infatti vengono date delle indicazioni su come immettere i dati e sulle procedure da seguire che hanno ovviamente carattere più generale. I file sono disponibili nella cartella di esempi installata con Nòlian.

I casi prova sono denominati con il criterio seguente.

eeN_S_A

ee parte fossa a designare i test di questo ambiente

N numero di identificazione del modello

S tipo di sezione (a aggregatore, f fibre)

A tipo di analisi (p pushover, t transitorio)

ee1

L'elemento oggetto dell'esempio è un elemento a non linearità distribuita nel quale il comportamento dell'elemento è ottenuto per integrazione pesata della risposta di un certo numero di sezioni poste nei punti di integrazione numerica. Spostamenti e forze nelle sezioni sono ottenuti per interpolazione degli spostamenti o delle forze globali sull'elemento. Il comportamento costitutivo di ogni sezione può essere derivato dalla teoria della plasticità o ottenuto per integrazione numerica su un certo numero di fibre discrete. Si assume che le sezioni piane si conservino piane in modo che le deformazioni della sezione siano linearmente distribuite. L'elemento è basato sulla flessibilità anzi che sulla rigidità e ciò consente un migliore controllo delle forze nell'elemento. Ciò offre il grande vantaggio che qualsiasi non linearità insorga, a livello di sezione, nell'elemento, anche quando questo sia in fase di softening, l'equilibrio interno dell'elemento è esattamente soddisfatto.

I dati sono quelli del file Ex2 di OpneSees.

Questo test è quindi fondamentale in quanto consente di valutare accuratamente la validità e la velocità di convergenza del metodo di integrazione del contributo delle sezioni e la descrizione

costitutiva di queste. Questo modello è impiegato in quasi tutti gli elementi monodimensionali dell'ambiente EE e quindi questo test consente di prendere atto della qualità della soluzione offerta da questo ambiente.

Come dati di questo problema si è deciso di adottare quelli pubblicati come esempi del programma OpenSees della Università di Berkeley in quanto sono stati resi pubblici e sono di comprovata affidabilità. I dati sono in unità di misura in uso negli Stati Uniti e non sono stati convertiti per consentire a chiunque un facile confronto con i dati pubblicati. Nòlian, vista la sua concezione assolutamente generale, consente questo approccio.

Si tratta di una colonna con i seguenti dati geometrici:

altezza 432 inch
sezione 60 x 60 inch

Il primo test (**ee1_a**) prevede che il comportamento della sezione sia descritto dalla aggregazione di un legame costitutivo flessionale e da uno assiale descritti da due materiali uniassiali distinti ed “aggregati” in una sezione.

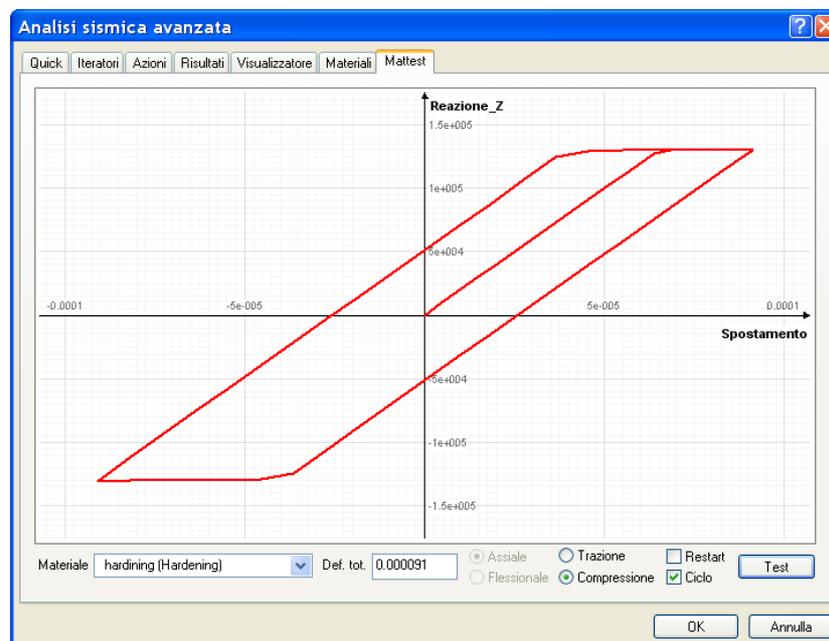
Per il comportamento flessionale si assume:

momento di plasticizzazione 130000 pound x inch
curvatura di snervamento $6.5e-5$
inerzia della sezione alla rottura $130000/6.5e-5 = 2000000000.0$
fattore di incrudimento 0.01 che, assumendo un modulo di incrudimento cinematico nullo, corrisponde ad un modulo d'incrudimento isteretico di 20,202,020.0

Per il comportamento assiale si assume:

modulo di elasticità 3,605,000
rigidezza: area x 3605000 = 12,978,000,000

Creato un materiale, per controllare che i dati assegnati siano corretti e che il materiale si comporti come avevamo desiderato, si possono usare le funzioni offerte dall'ambiente "MatTest". Qui, scelto il materiale, possiamo tracciare qualsiasi diagramma tensione - deformazione (o curvatura).



In figura il nostro materiale elasto plastico sottoposto ad azione ciclica. Si vede, per controllo, come siano confermati i valori assegnati.

Si devono definire quindi due materiali, uno elastico ed uno elasto-plastico con incrudimento.

Quindi i due materiali vengono aggregati con l'aggregatore di sezioni:

Gdl Tx	elastic
Gdl Ty	Nessuno
Gdl Tz	Nessuno
Gdl Rx	elastic
Gdl Ry	hardining
Gdl Rz	hardining

Per il test con azione pushover (**ee1_a_p**) le azioni considerate sono due. Un carico concentrato in sommità (condizione "weight") di 2000 kp, ed uno laterale (condizione "lateral") di 2000 kp. Queste azioni sono applicate in due fasi successive simulando una struttura sottoposta già a peso proprio quando viene applicata l'azione laterale. Questa situazione di "congelare" lo stato della struttura per applicare a tale stato un'altra azione è molto importante e si ottiene con l'opzione "restart" che consente appunto di congelare lo stato della struttura all'inizio di una prossima analisi anziché reinizializzare lo stato.

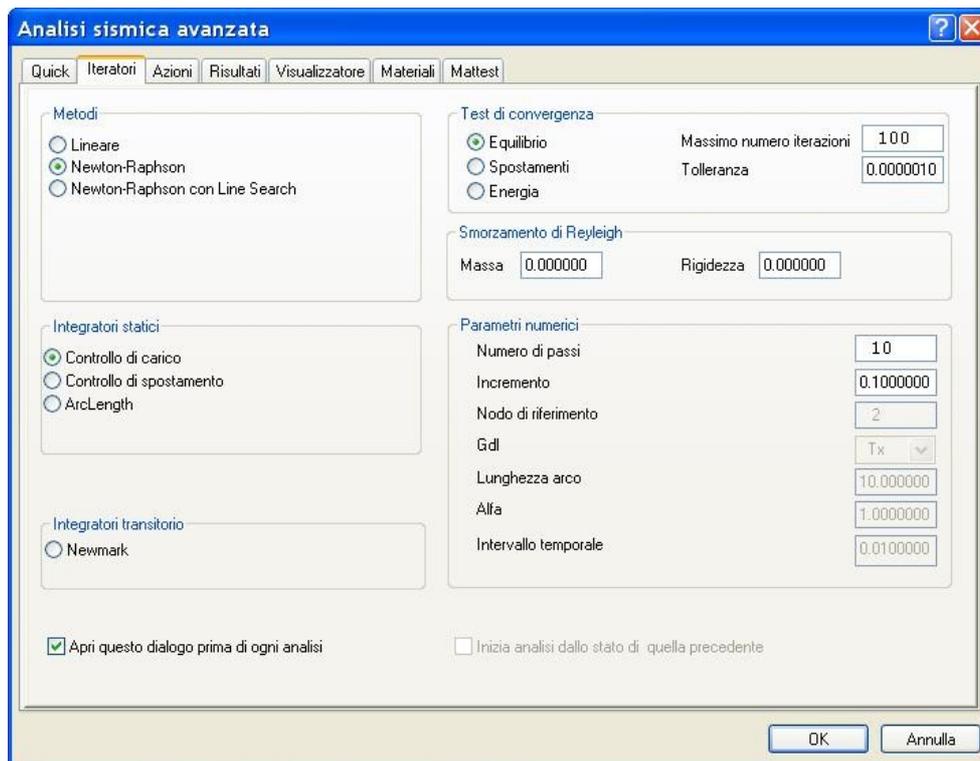
Per la prima fase si opererà in controllo di carico con 10 iterazioni con incremento 0.1 in modo tale che alla fine del ciclo di iterazioni si sarà applicato l'intero carico: $10 \times 0.1 = 1.0$.

Per la seconda fase si opera in controllo di spostamento per lo stesso grado di libertà cui è applicata la forza laterale. In questo caso la condizione di carico è solo impiegata per la valutazione dello spostamento e non è il suo modulo è inessenziale. Per lo spostamento massimo si può considerare un "drifting" del 5% e cioè $432 \times 0.05 = 21.6$ che portiamo a 25. Opereremo con 20 iterazioni per cui l'incremento sarà $25 / 10 = 2.5$.

applicheremo prima l'azione assiale attivando tale l'azione,

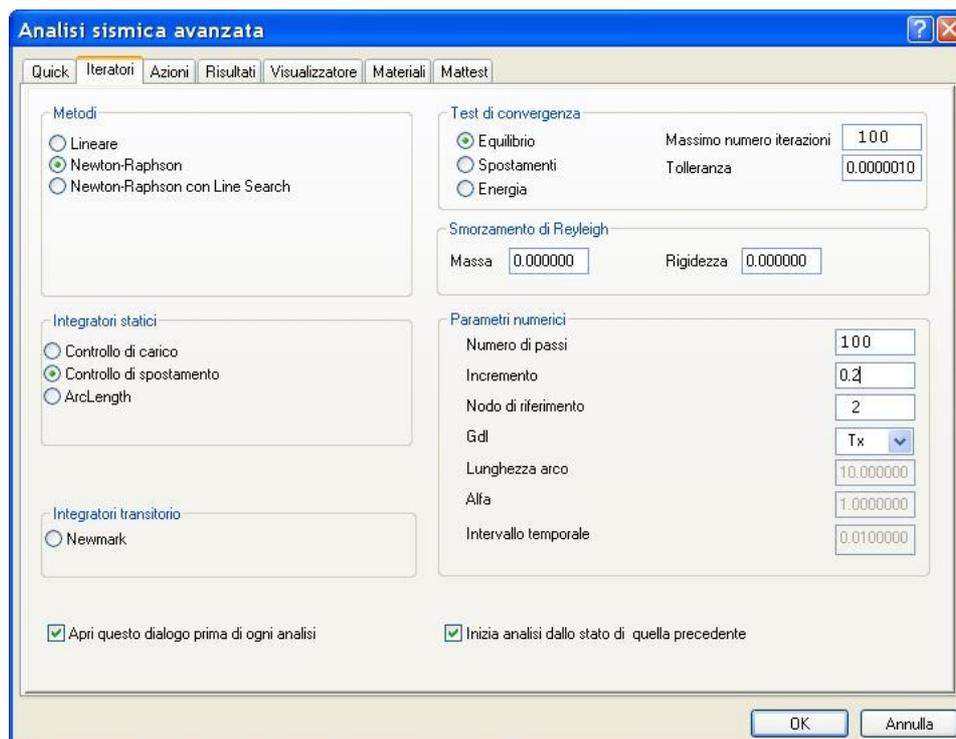
Attiva	<input checked="" type="checkbox"/>
Variabilità	Lineare
Condizione di carico	weight
Moltiplicatore	1.00

configuriamo quindi i parametri di analisi e avviamo l'analisi.

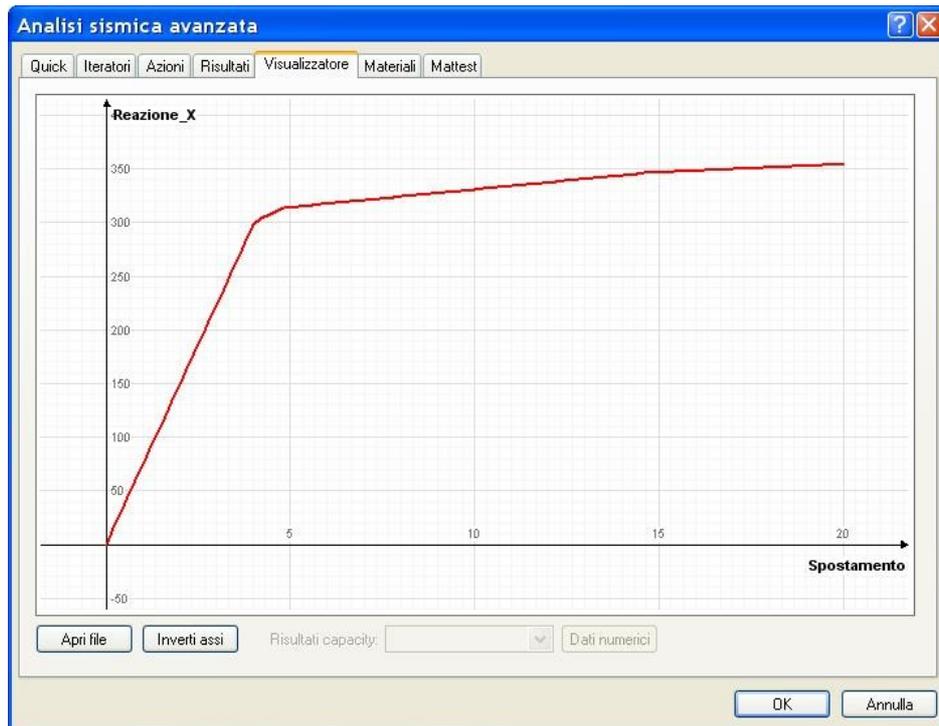


Poi opereremo analogamente per la forza laterale facendo ben attenzione ad attivare l'opzione di restart.

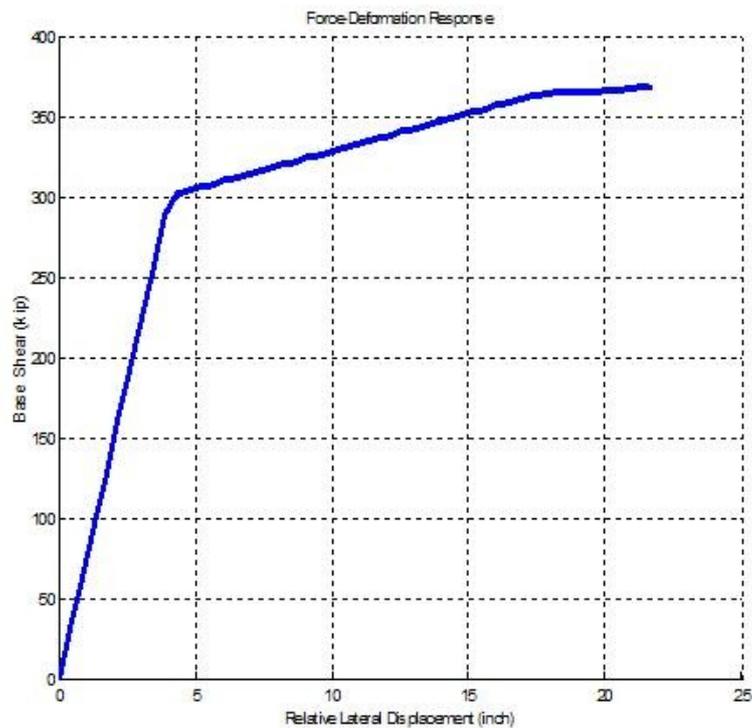
Attiva		<input checked="" type="checkbox"/>
Variabilità	Lineare	
Condizione di carico	lateral	
Moltiplicatore	1.00	

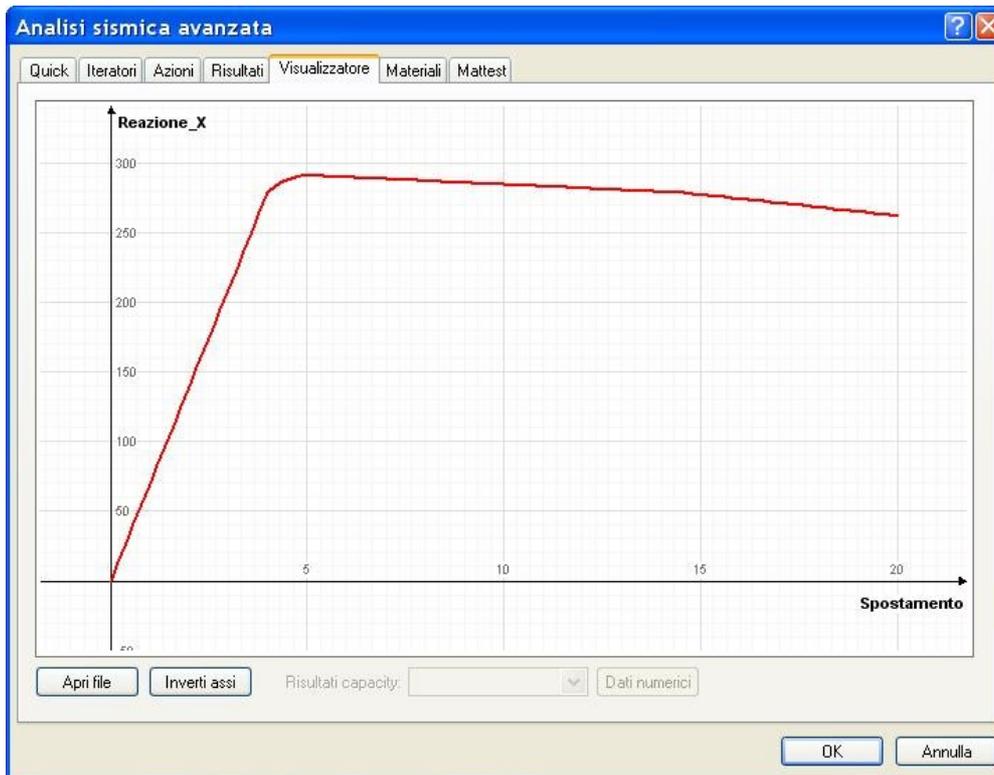


Il diagramma forza-spostamento è il seguente.



Il diagramma riportato nella documentazione dell'esempio di OpenSees è il seguente.





Osserviamo che nell'ambiente EE di Nòlian per gli elementi senza carico distribuito sull'elemento, viene impiegata la trasformazione di sistemi di riferimento di Corot che consente un'accurata trasformazione delle rotazioni. Nell'esempio di riferimento si usa un sistema lineare di trasformazione. Per metterci nelle condizioni dell'esempio, abbiamo applicato un carico non significativo all'elemento in modo che la procedura impieghi la trasformazione lineare. Senza tale accorgimento si hanno i risultato nella figura seguente che sono più corretti in quanto evidenziano un softening dovuto alla non linearità della geometria. Infatti l'aggregatore di sezioni impiegato NON genera una interazione tra andamento assiale e flessionale che restano indipendenti.

Il test (**ee1_f**) prevede gli stessi dati geometrici di ee1 ma con una sezione a fibre in calcestruzzo armato.

Il calcestruzzo è caratterizzato come segue:

- resistenza cilindrica -4 kpi
- deformazione di massima resistenza -0.003
- deformazione al crushing -0.01
- resistenza al crushing 0.8 kpi
- resistenza di trazione 0.56 kpi
- modulo tangenziale di trazione 280

Si è impiegata una interfaccia per l'immissione dei dati del calcestruzzo che trascura la resistenza a trazione e calcola automaticamente gli altri valori partendo dalla resistenza del calcestruzzo. Ciò comporta una leggera differenza con l'andamento ottenuto con OpenSees ma un momento ultimo ovviamente concordante. Nell'esempio non si è considerato l'effetto di confinamento dovuto alle staffe. Si definisce quindi un materiale "cls":

Resistenza cubica calcestruzzo	4.00
Tensione snervamento acciaio staffe	0.00
Area staffa	0.00
Passo staffe	0.00

Le caratteristiche dell'acciaio sono:

Modulo elastico 29,000.0

Tensione di snervamento 66.8 ksi

Rapporto di hardning 0.01

Si definisce quindi un materiale "stl":

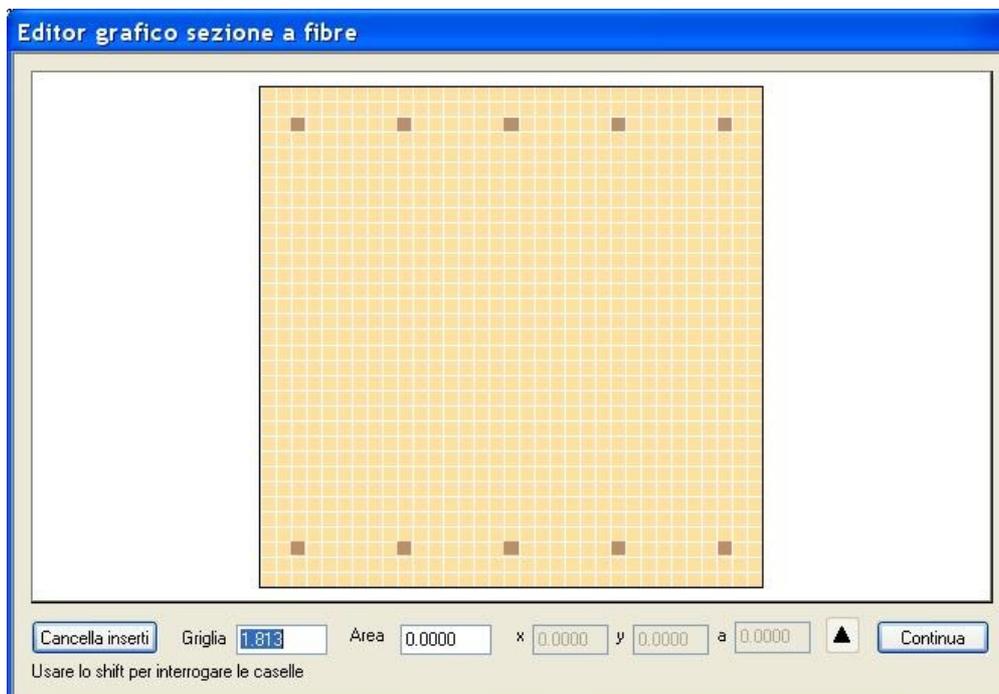
Modulo tangente iniziale	29000.0000
Tensione snervamento	66.8000
Modulo di hardening	0.0100

L'armatura è costituita da 5 barre di area 2.25 disposte simmetricamente con un copriferro di 5 inch.

La sezione a fibre si può generare sia in modo rapido assegnando la percentuale di armatura come in figura:

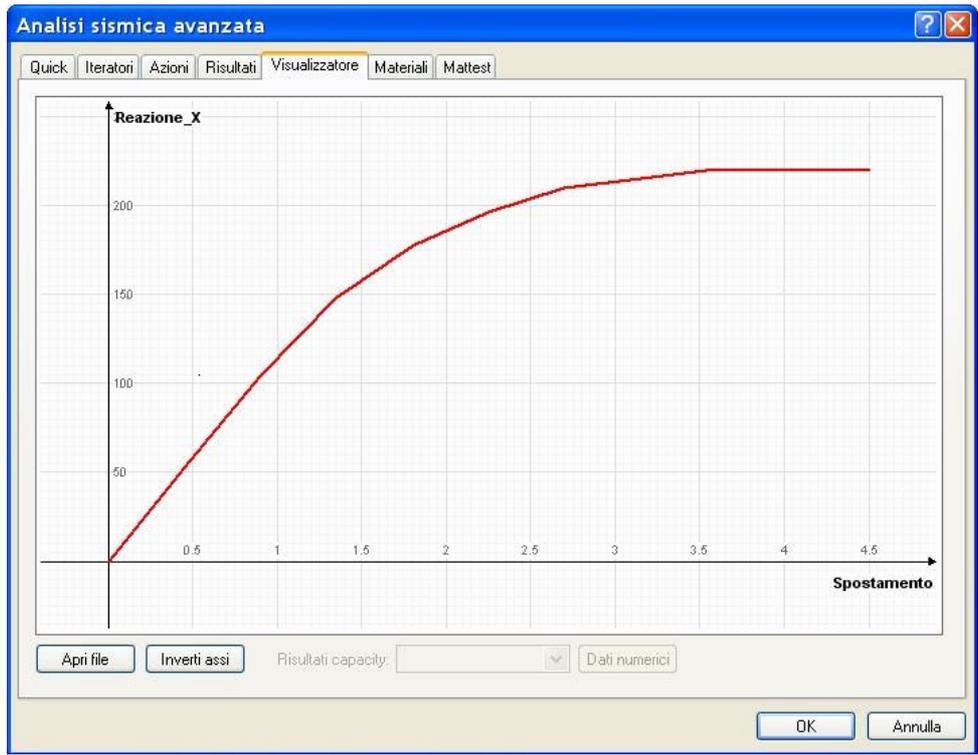
Materiale acciaio armatura	stl
Materiale calcestruzzo	cls
Rapporto armatura superiore	0.0031
Rapporto armatura inferiore	0.0031
Rapporto armatura laterale diffusa	0.0000
Copriferro	5.00

che in modo grafico disponendo le barre di armatura nella posizione voluta:

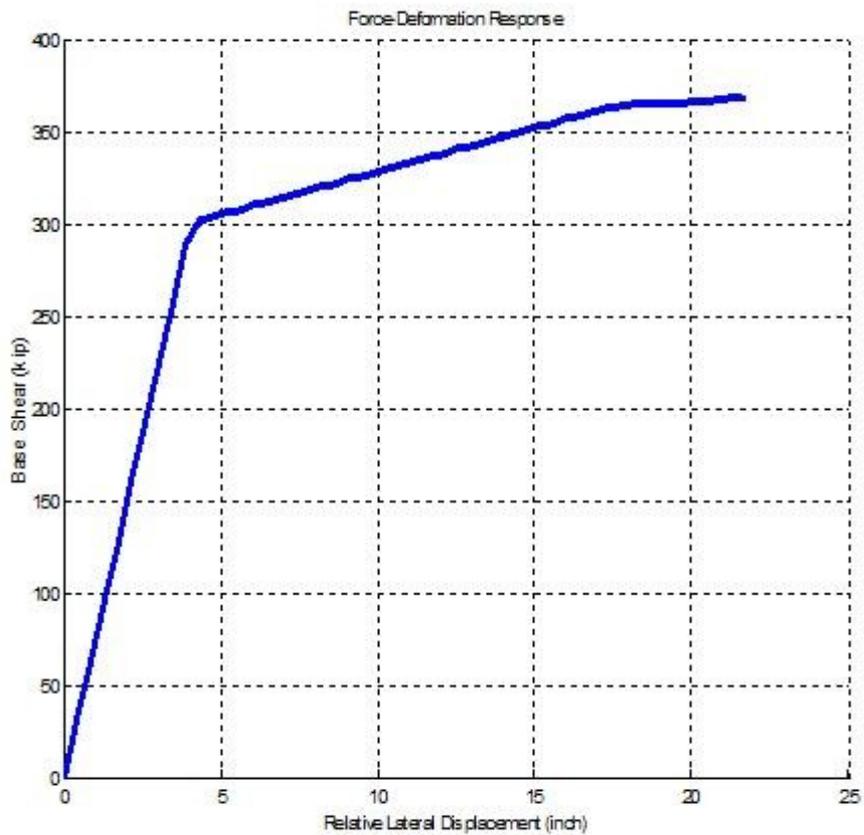


Le azioni applicate in questo esempio **ee1_f_p** sono le stesse dell'esempio precedente (ee1_a_p).

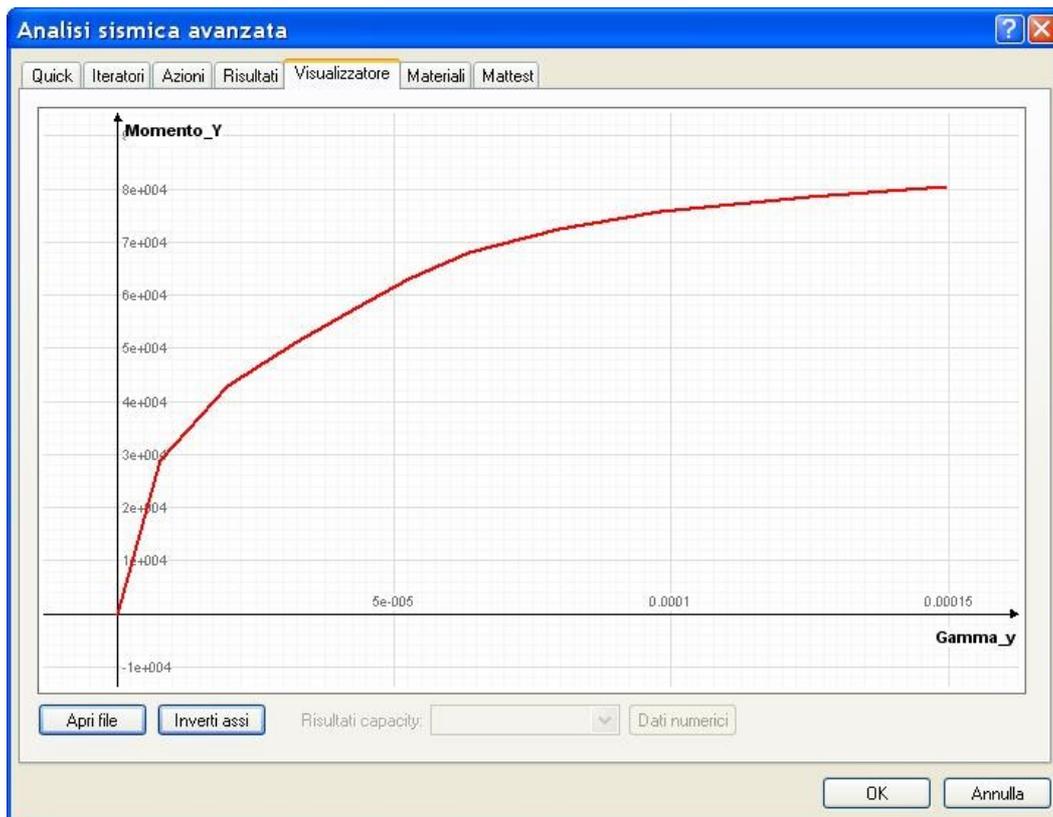
Il digramma forza-spostamento ottenuto è riportato in figura.



Il diagramma riportato nella documentazione dell'esempio di OpenSees è il seguente.



Riportiamo in figura anche il diagramma momento-curvatura.



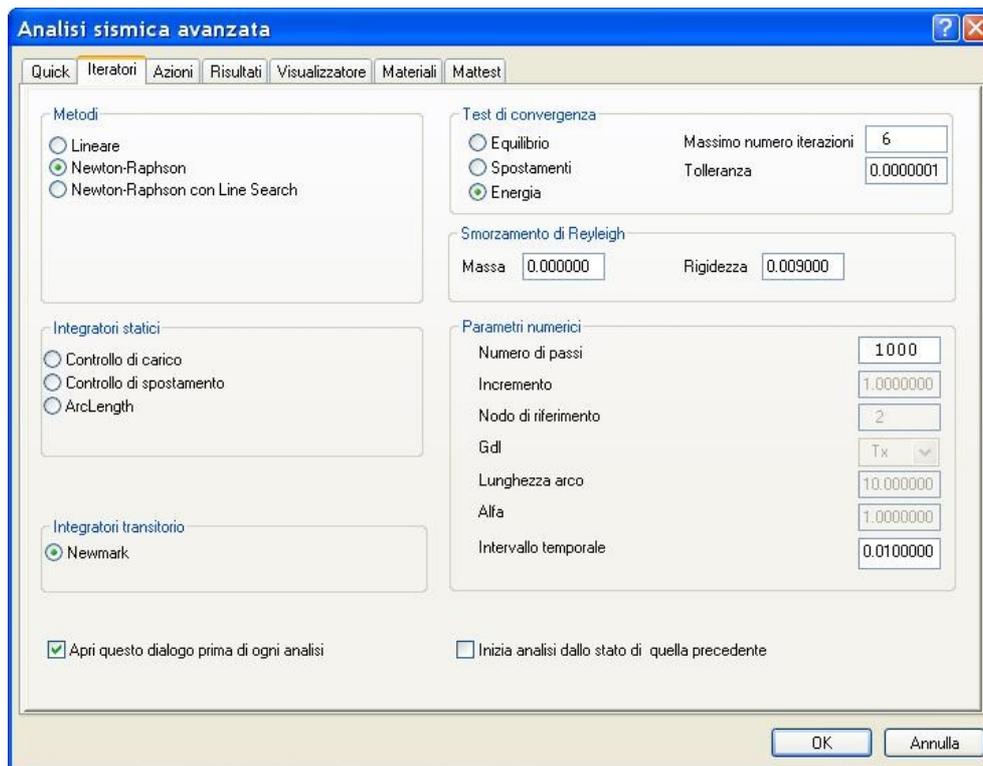
ee1_f_t

Ora sottoporremo al colonna ad una accelerazione alla base. L'esempio di OpenSees propone un accelerogramma reale registrato a El Centro nel 1968. Si considera la sola componente x. Per questa analisi si deve definire una azione di tipo f'ora non ancora incontrato: una azione in transitorio in accelerazione che definisce una accelerazione ai suolo eguale su tutti i punti di appoggio.

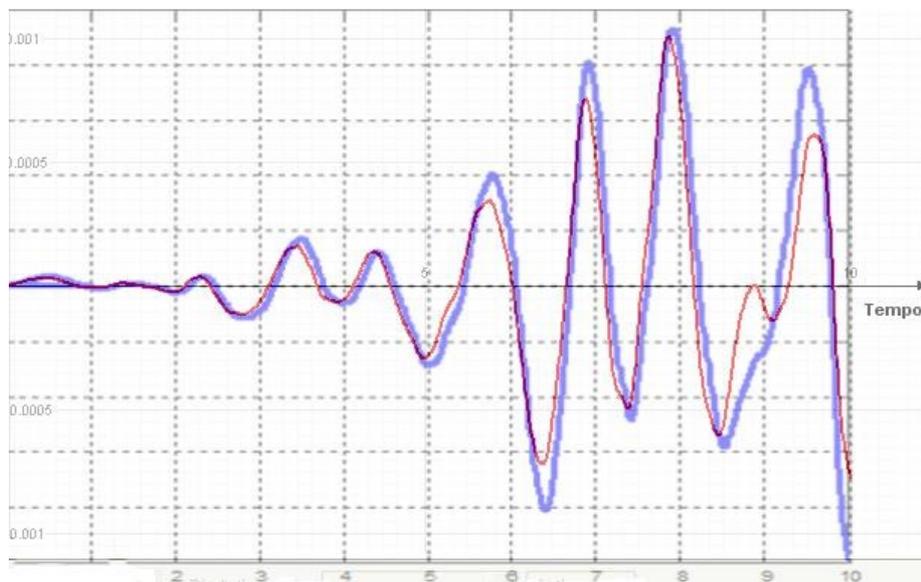
Attiva	<input checked="" type="checkbox"/>
Variabilità	File
Moltiplicatore	1.00
Direzione	Tx
File	C:\Documents and Settings\Administrator\Desktop\OpenSees vs ...

E' sufficiente assegnare il file con i dati dell'accelerogramma, la direzione e l'eventuale amplificazione.

La procedura va configurata impiegando un integratore nel tempo di Newmark. Questa configurazione richiede solo l'intervallo di tempo di integrazione ed il numero di iterazioni da eseguire. Ovviamente anche in questo esempio si "caricherà" in precedenza la struttura con i carichi gravitazionali come già visto.



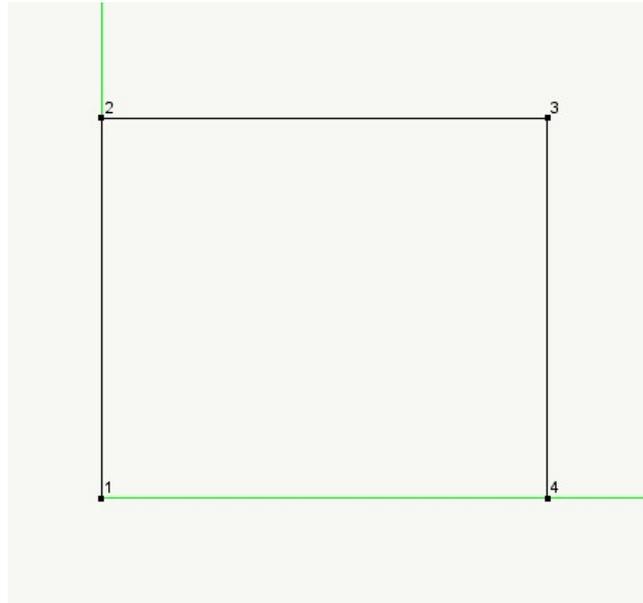
Nella figura sottostante i risultati. In blu quelli pubblicati con l'esempio di OpenSees, in rosso quelli ottenuti con Nòlian. Va precisato che nell'esempio si usa un fattore di smorzamento di Reyleigh il cui valore non è esplicitamente dichiarato. Abbiamo adottato un valore basato su 2% del primo modo.



Questo test è fondamentale in quanto consente di testare:

- le capacità di andamento ciclico del materiale
- la qualità dell'integratore nel transitorio.

ee2_f



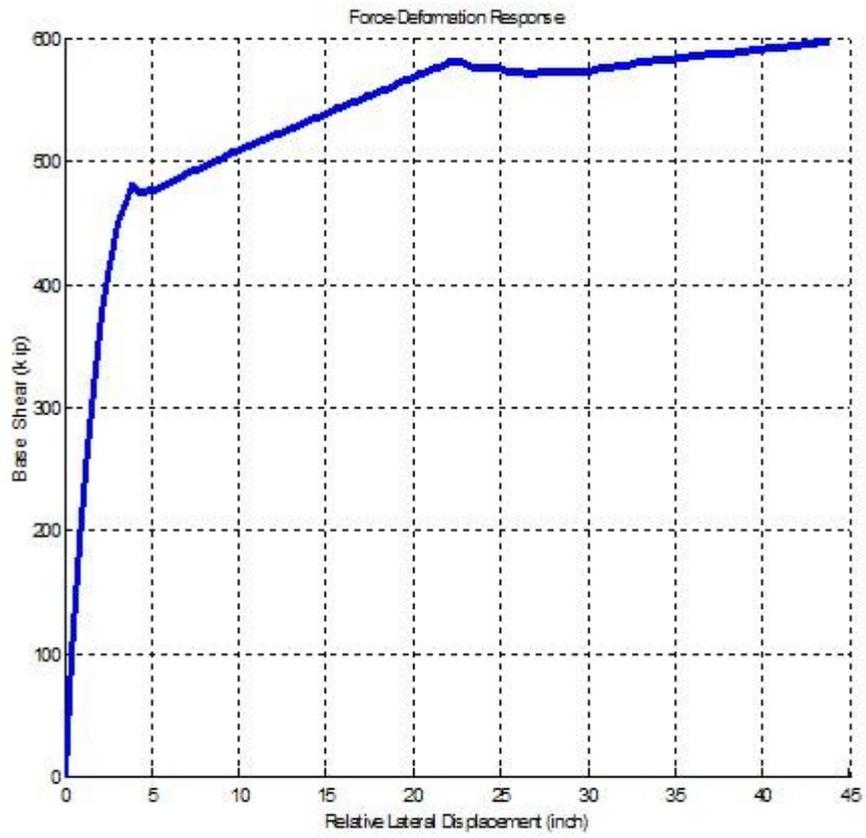
Questo test è basata su un portale incernierato alla base con colonne simili a quelle che abbiamo già visto ed una trave di collegamento invece elastica. L'esempio è tratto dagli esempi di OpenSees (example4.portal2d).

La geometria del portale è:
altezza 432 inch
larghezza 504 inch

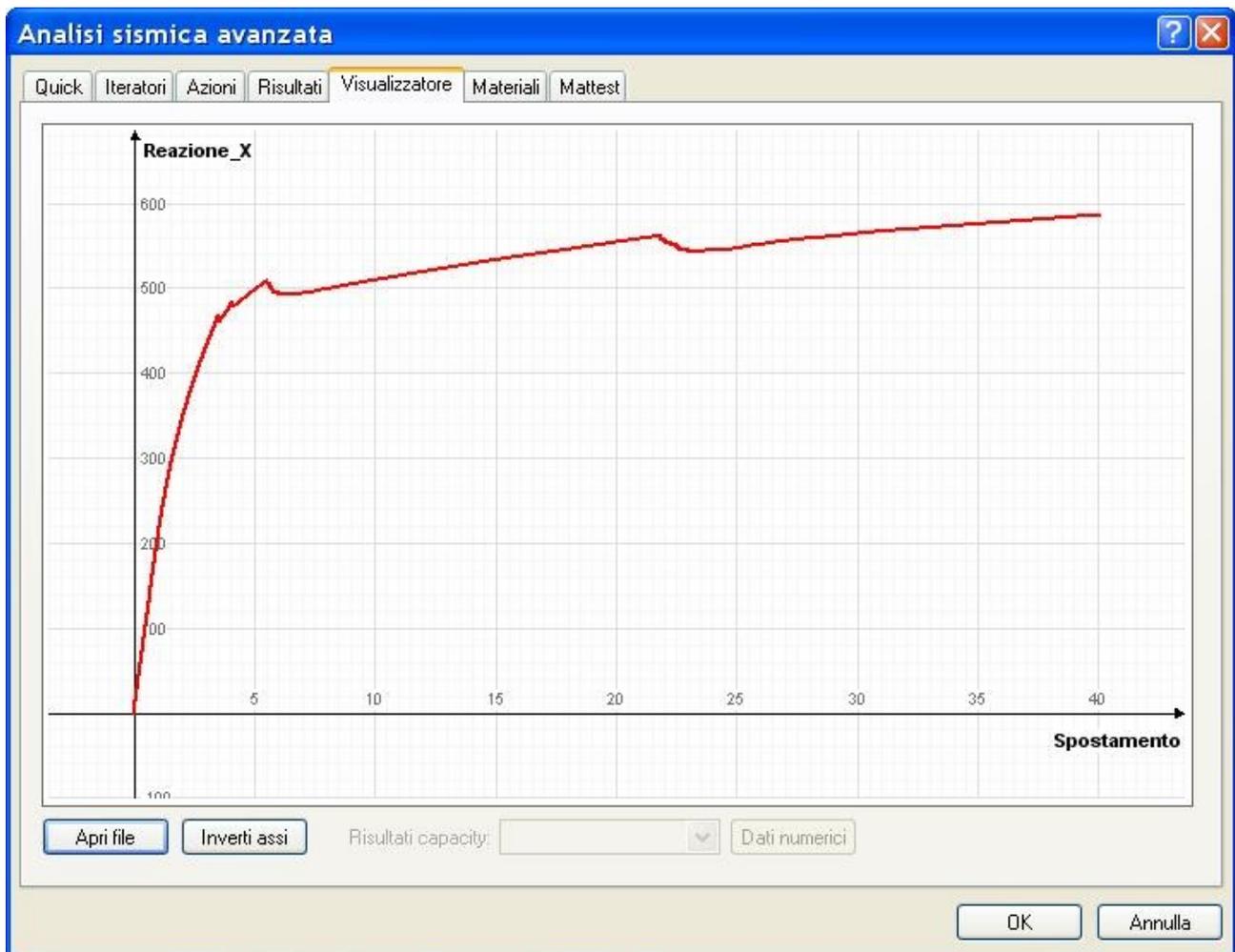
I pilastri sono sempre 60x60 ma questa volta con 10 barre di area 2.25 e copriferro 6. La trave è 60x90, elastica, con modulo di elasticità 3604.

Per brevità non riporteremo le schermate delle assegnazioni.

Il primo test (ee2_f_p) sarà un analisi pushover identica a quella effettuata sul pilastrino. Pertanto non ci dilungheremmo sulla procedura e riporteremo subito i risultati.



Questo è il diagramma ottenuto con OpenSees.



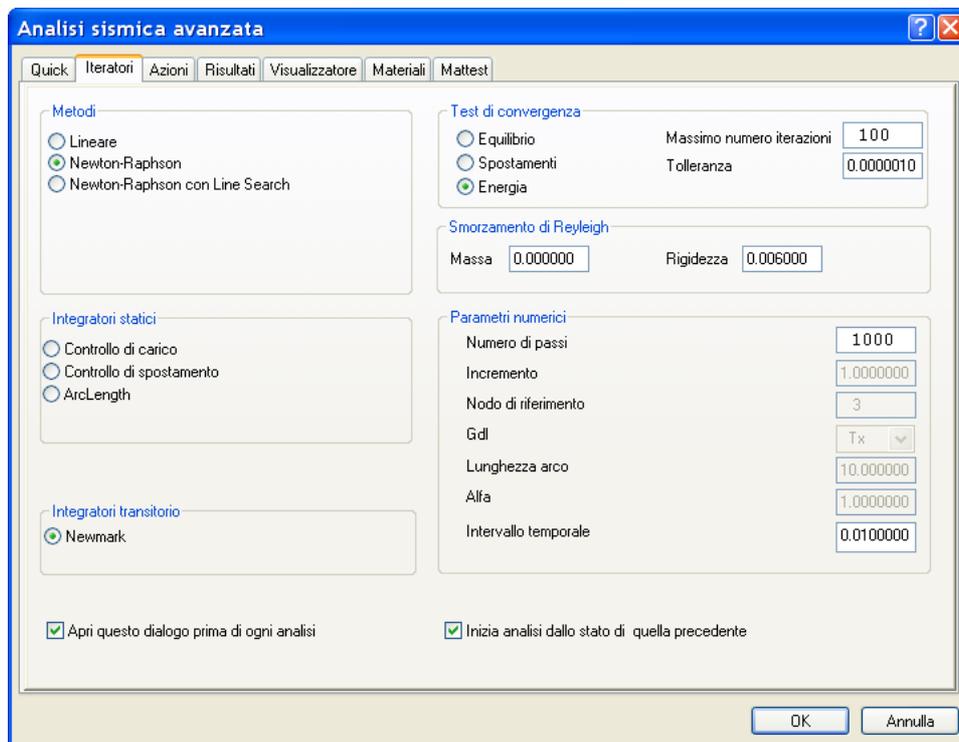
Questo diagramma è ottenuto invece con Nòlian.

Il secondo esempio (ee2_f_t) consiste nell'applicare ai due supporti di base degli spostamenti imposti sinusoidali. Gli spostamenti imposti si assegnano come azioni con i seguenti valori, leggermente diversi tra i due appoggi.

Attiva		<input checked="" type="checkbox"/>
Variabilità	Sinusoidale	
Ampiezza	0.10	
Periodo	0.35	
Sfasamento	0.00	
Durata	3.00	
Direzione	Tx	
Azione	Spostamento	
Lista nodi	4	

Attiva		<input checked="" type="checkbox"/>
Variabilità	Sinusoidale	
Ampiezza	0.10	
Periodo	0.36	
Sfasamento	0.00	
Durata	3.10	
Direzione	Tx	
Azione	Spostamento	
Lista nodi	1	

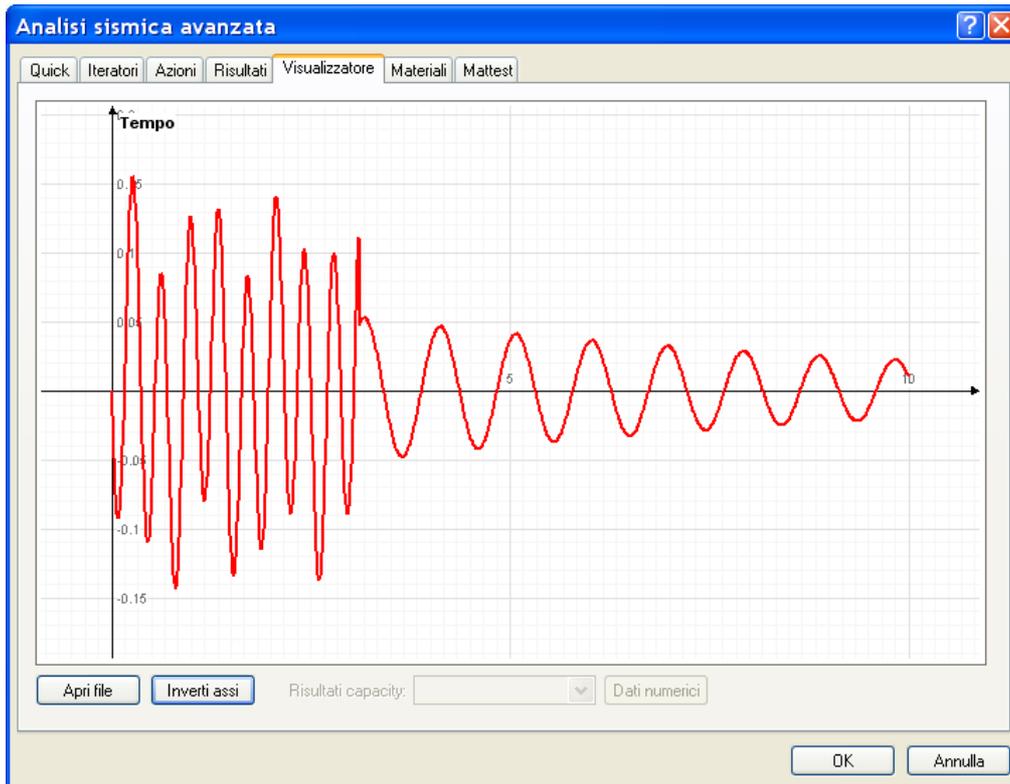
Anche qui si applica prima il carico da gravità e poi si attivano (con il restart) le azioni di spostamento imposto. In questo caso si esegue un'analisi nel transitorio con i parametri della figura seguente.



In questo esempio il diagramma dei risultati che si vuole ottenere è lo spostamento relativo tra i due nodi della colonna di destra. Questo registratore si configura come segue:

Attivo		<input checked="" type="checkbox"/>
Indice oggetto	3	
GdL	Tx	
Valori	Drift	
Tempo	Tempo	
Nodo drifting	4	
Relativo		<input type="checkbox"/>

Il risultato ottenuto è il seguente.



Nella cartella di questi esempi vi è anche un file per lo scripting interno di Nòlian (ee2_f_t_script.txt) che consente di attivare in sequenza tutti i parametri di analisi necessari.