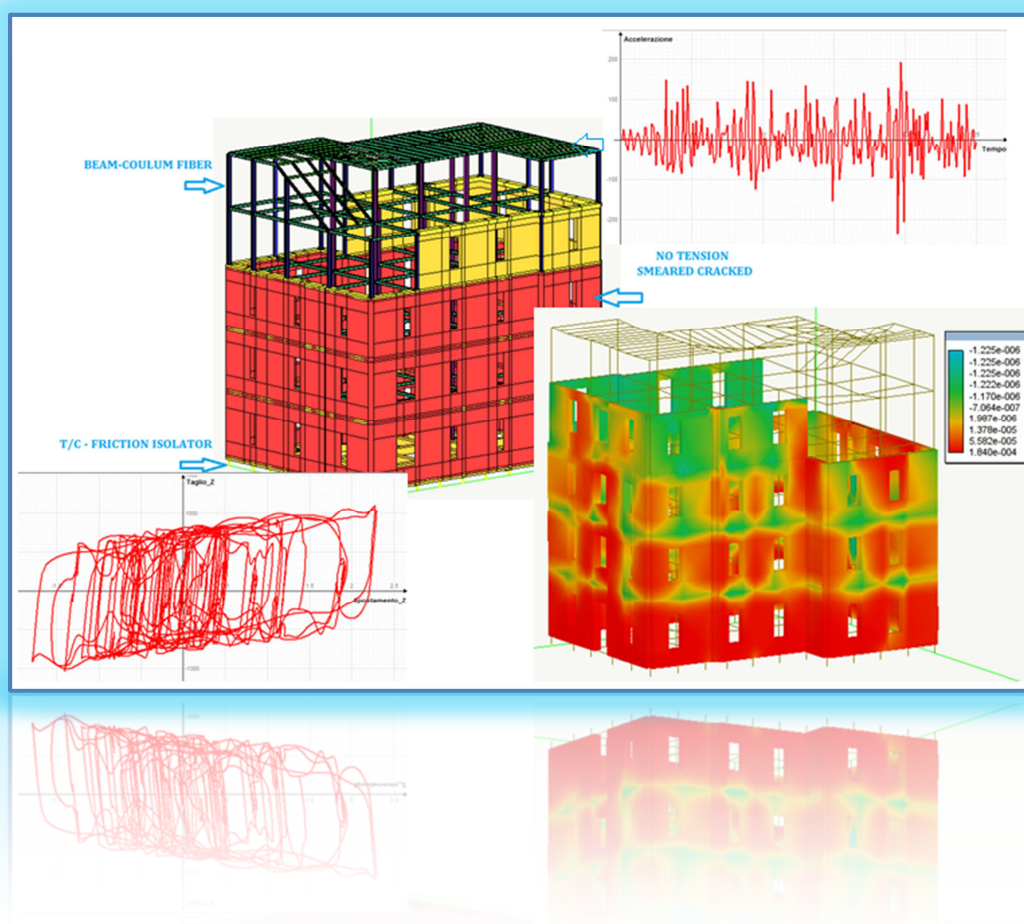


## VERIFICA DI SOVRASTRUTTURE ESISTENTI ISOLATE ALLA BASE TRAMITE ANALISI DINAMICA NON LINEARI IN AMBIENTE EE DI NOLIAN ALL IN ONE



Francesco Oliveto , Ingegnere – utente Nòlian All-In-One – Softing S.r.l

Francesco Canterini, Ingegnere – collaboratore – Softing S.r.l

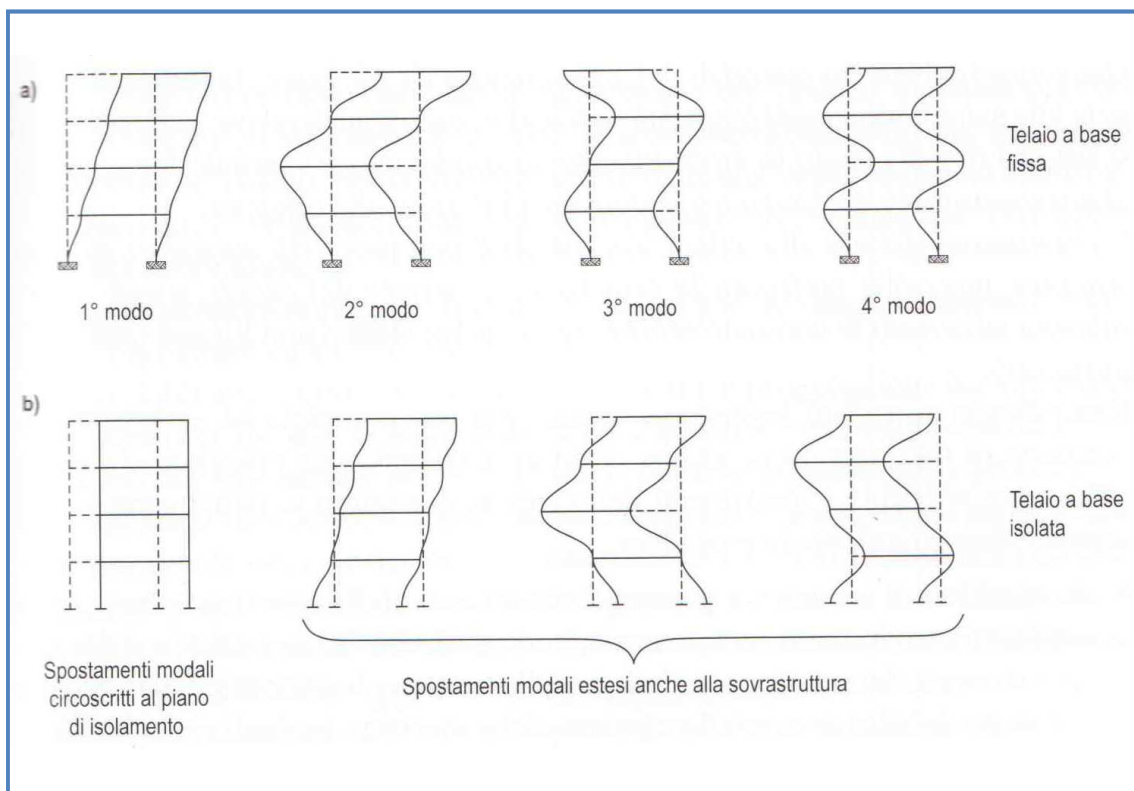
### 1. SOMMARIO

Nel presente articolo si studia con riferimento ad un caso ideale di struttura da adeguare con l'isolamento sismico al livello del piano seminterrato, la verifica della sovrastruttura affinché siano rispettate le indicazioni riportate dalle NTC2008 e relativa Circolare la quale impone alla stessa che rimanga essenzialmente elastica sotto un fattore di struttura  $q=1.50$ . L'approccio di verifica adottato, vista la natura fortemente non lineare del sistema di isolamento costituito da Pendulum Friction, sarà effettuata tramite analisi dinamiche non lineari con l'utilizzo di n°7 accelerogrammi spettro compatibili su un modello di calcolo costituito da elementi finiti non lineari. In questo modo è possibile dimostrare in maniera diretta e senza verifiche a posteriori se la sovrastruttura rispetta i limiti di verifica.

## 2. PROGETTO E VERIFICA SISTEMA DI ISOLAMENTO

### Introduzione

Non sempre le metodologie di protezione sismica pensate per gli edifici di nuova realizzazione possono essere applicate agli edifici esistenti, per via delle peculiarità delle problematiche connesse all'adeguamento sismico. E' sufficiente menzionare le ridotte capacità deformative e di duttilità degli edifici esistenti, costruiti in assenza di specifiche prescrizioni normative. Tale caratteristica ove presente impone alcune limitazioni all'applicazione delle tecniche di protezione sismica basate sulla dissipazione supplementare di energia. Per quanto riguarda i criteri d'intervento di seguito esposti, questi hanno valenza generale, qualunque sia la morfologia e la tipologia strutturale considerata.

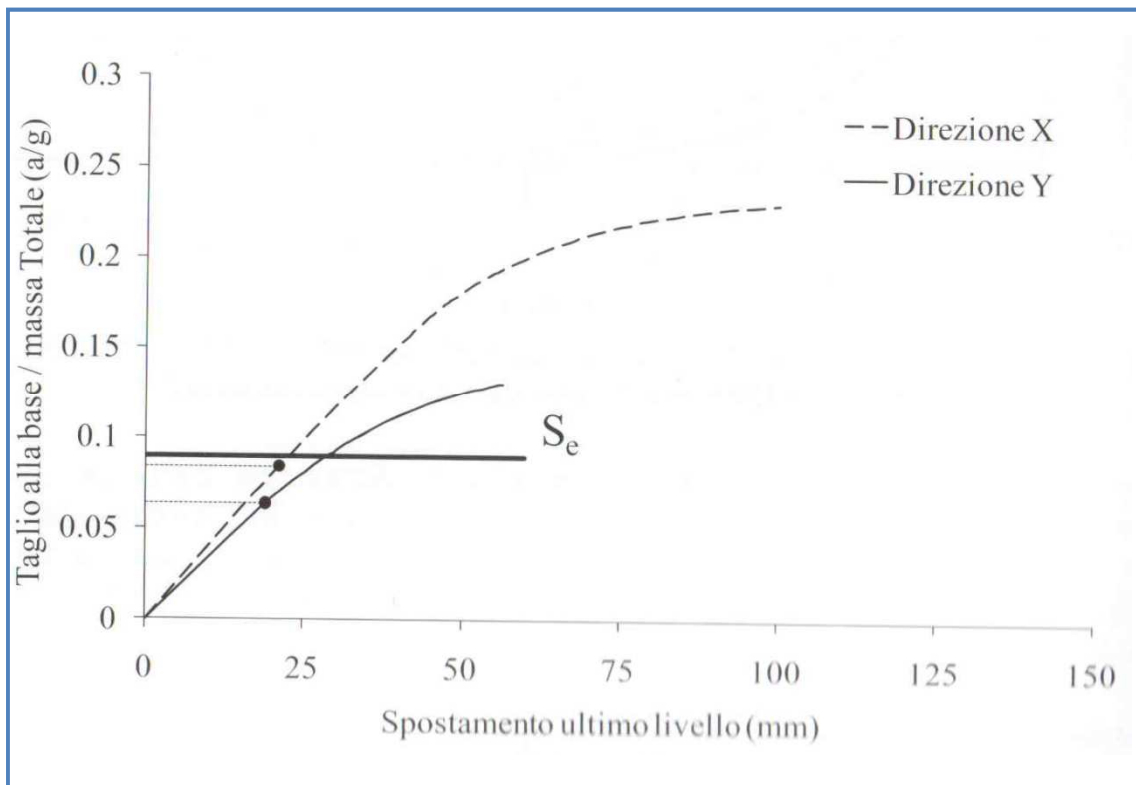


**Fig. 1** – MODI DI VIBRARE A CONFRONTO PER UNA STRUTTURA INTELAIATA : A) BASE FISSA – B) BASE ISOLATA

Facendo riferimento alla semplice struttura riportata in figura, l'esame dei modi di vibrare ottenuti da un'analisi modale mostra, che a parte il primo modo in cui l'intera deformazione si concentra a livello del sistema d'isolamento, i modi superiori presentano un andamento qualitativo simile a i modi di vibrare di una struttura a base fissa. Alle deformazioni modali indotte nella sovrastruttura si associa l'insorgere di uno stato di sollecitazione in ogni elemento della maglia strutturale, anche se di intensità minore rispetto ad una struttura a base fissa, data dall'azione filtrante esercitata dal sistema di isolamento.

- Si può comprendere l'efficacia del sistema di isolamento ai fini dell'adeguamento sismico di strutture inadeguate dal punto di vista della vulnerabilità sismica, caso molto diffuso nelle costruzioni esistenti progettate con dettagli costruttivi non idonei al raggiungimento delle necessarie deformazioni inelastiche.
- Siccome non sono richieste secondo le norme particolari capacità deformative agli elementi della sovrastruttura, una costruzione esistente con isolamento sismico può efficacemente superare le verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche senza necessariamente rafforzare localmente travi e pilastri.

Sulla base di queste considerazioni appare evidente la necessità di limitare l'accelerazione spettrale  $S_E$  subita dalla sovrastruttura al fine di garantire il soddisfacimento delle verifiche di resistenza allo SLV di tutti gli elementi strutturali e sia i valori limite degli spostamenti d'interpiano allo stato limite di danno SLD.



**Fig. 2** – CURVA DI CAPACITÀ DELLA STRUTTURA ESISTENTE A BASE FISSA IN DIREZIONE X/Y

Il modo più efficace per rispettare le verifiche di resistenza degli elementi della sovrastruttura consiste nel determinare a priori, note le caratteristiche geometriche e dei materiali della costruzione da adeguare, la resistenza globale alle azioni orizzontali (capacità sismica) e conseguentemente dimensionare il sistema di isolamento in modo tale che la accelerazione spettrale  $S_E$  trasmessa alla sovrastruttura dia luogo ad una domanda inferiore alla capacità. La resistenza globale alle azioni orizzontali è una proprietà intrinseca di ogni struttura, fissata la

distribuzione laterale del carico può essere ottenuta con un'analisi statica non lineare (pushover). Per cui i passi da seguire sono:

- Si considera un modello a plasticità concentrata per elementi frame e macro-elementi per elementi in muratura in funzione dei parametri che definiscono gli elementi non lineari;
- Si valuta la risposta inelastica della struttura con riferimento alla distribuzione di forze rispetto alle masse (coerentemente con il modo isolato), si ottiene la curva di capacità (fig.2);
- Si determinano le richieste di spostamento in corrispondenza di livelli di carico sismici predefiniti;
- Si traccia la curva di capacità come tagliante alla base e spostamento del nodo di controllo ;
- Si valuta il valore del taglio alla base in corrispondenza dell'entrata in campo non lineare degli elementi strutturali, formazione di cerniera plastica o resistenza a taglio o pressoflessione, nel primo elemento frame o macro-elemento in muratura;
- Si divide tale tagliante per la massa sismica totale e si determina a meno dell'accelerazione di gravità , il valore dell'accelerazione spettrale  $S_E$  (fig.2);
- Noto il valore di  $S_E$  ai fini del dimensionamento del sistema di isolamento , si prende in considerazione lo spettro SLV in funzione delle caratteristiche che lo definiscono ;
- Su tale grafico è possibile muoversi scegliendo la coppia (  $T_{is}$ ,  $\xi_{esi}$  )che meglio consente di ottenere l'accelerazione spettrale  $S_E$  determinata in precedenza. E chiaro che sia il periodo che lo smorzamento devono essere scelti in campo di esistenza ottimale e che rispetti norme e dispositivi utilizzati.

Questa metodologia può essere usata in sede di predimensionamento ma la verifica dovrà condursi con i metodi dell'analisi dinamica lineare per sistemi di isolamento (linearizzabile) e dinamica non lineare sempre applicabile.

Volendo effettuare un parallelo sul predimensionamento di una struttura isolata nuova ed esistente possiamo dire:

- *Nel caso di edificio nuovo il punto di partenza della procedura e la scelta iniziale ad hoc del periodo di isolamento e lo smorzamento equivalente, con conseguente verifica a valle del calcolo della resistenza e deformabilità della sovrastruttura;*
- *Nel caso di costruzioni esistenti il punto di partenza è la determinazione della capacità resistente della struttura alle azioni orizzontali, calibrazione del sistema di isolamento in funzione di quest'ultima e verifica completa della sovrastruttura e sottostruttura;*

## Determinazione di $S_E$ che porta la struttura al limite elastico

Come già accennato al capitolo precedente per predimensionare il sistema di isolamento di edificio esistente al fine di fissare il periodo e lo smorzamento equivalente è necessario affinché la sovrastruttura rimanga in campo quasi elastico per lo stato limite SLV determinare la capacità minima in termini di accelerazione al suolo (PGA) che comporta il raggiungimento o l'uscita della struttura dal campo di risposta lineari (o lievemente non lineare). Se durante l'analisi alcuni elementi si plasticizzano subito e molto prima di altri il valore di  $S_E$  potrebbe risultare molto basso e quindi isolare la struttura con valore di  $T_{is\_min}$  molto elevati. In questi casi conviene già da subito rinforzare localmente tali elementi in modo che essi si plasticizzino insieme con tutta la struttura e aumentare la soglia  $S_E$ .

Per determinare la capacità o accelerazione che conduce all'uscita dal campo lineare o quasi della struttura bisogna costruire un modello FEM a base fissa incastrato in testa agli isolatori.

I metodi di analisi a disposizione sono:

1. Analisi dinamica lineare con fattore di struttura  $q(1.5)$ ;
2. Analisi non lineare statica pushover;
3. Analisi dinamica non lineare.

La difficoltà delle analisi è crescente verso il basso. Si utilizzerà la seconda in quanto:

- L'analisi dinamica lineare comporterebbe per gli elementi in muratura l'entrata precoce in campo non lineare con una sottostima di  $S_E$  legata al metodo troppo sfavorevole per le strutture in muratura;
- L'analisi dinamica non lineare sarebbe troppo onerosa per determinare un parametro di predimensionamento del sistema di isolamento, visto che comunque con tale analisi va riverificato quanto progettato e predimensionato.

Si sono effettuate dunque analisi pushover della sovrastruttura a base fissa con un modello non lineare a telaio equivalente a plasticità concentrata nelle direzioni X e Y dell'edificio con verso positivo e negativo. Dalle due curve di capacità critiche per entrambe le direzioni sono stati individuati i valori del tagliante (resistenza)  $T_E$  per il quale la struttura esce dal campo elastico o lievemente inelastico. La determinazione di  $S_E$  a tale punto vale:

$$S_E = (T_E \cdot 1.5) / M_S$$

Dove:

- $T_E$  è la forza orizzontale al limite elastico della struttura ;
- $M_S$  è la massa della sovrastruttura;

Il fattore moltiplicativo 1.5 è il fattore di struttura per lo spettro SLV.

## 3. VERIFICA DELLA SOVRASTRUTTURA

### Introduzione

Il §7.10.6.2.1 del D.M.14/01/2008 indica che lo stato limite *SLV* della sottostruttura e della sovrastruttura deve essere verificato con i valori di  $\gamma_M$  utilizzati per le costruzioni non isolate. Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura. La combinazione delle sollecitazioni può essere effettuata mediante la regola della radice quadrata della somma dei quadrati.

Inoltre, la norma indica esplicitamente che le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore di struttura  $q=1,50$  combinati con le altre azioni secondo le regole del §3.2.4 della stessa.

Per tale motivo, visto che si è controllato che il sistema di isolamento non è linearizzabile, in quanto non tutte le condizioni previste dalla norma sono soddisfatte, cosa che in realtà ci si poteva aspettare visto l'utilizzo di un sistema d'isolamento fortemente non lineare come quello ad attrito.

Per cui le verifiche della sovrastruttura vanno quanto meno effettuate considerando il sistema d'isolamento non lineare con analisi dinamica al passo e input sismico rappresentato da un set di accelerogrammi spettrocompatibili, ma con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita *SLV*.

Infine con riferimento al capitolo 8, inerente il predimensionamento del sistema di isolamento sismico effettuato in funzione della capacità minima della sovrastruttura di rimanere in campo elastico fa sì che la stessa sia già verificata in quanto le accelerazioni trasmesse attraverso il sistema di isolamento sono inferiori a quelle che fanno entrare la stessa in campo non lineare.

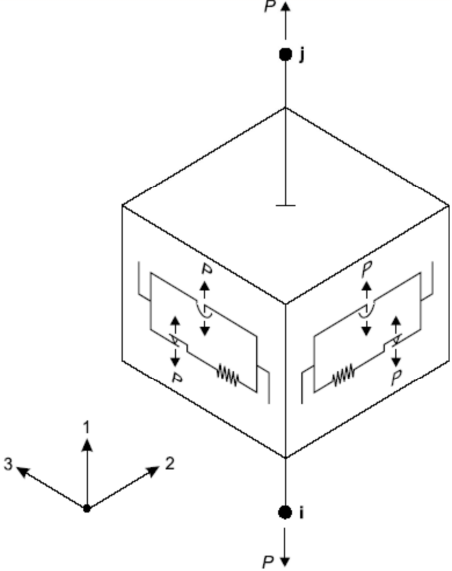
In ogni caso visto che si tratta di un predimensionamento del sistema e che la capacità della sovrastruttura è calcolata con analisi pushover a base fissa non è garantita perfettamente la non entrata in campo inelastico, per cui conviene effettuare la verifica della sovrastruttura in campo non lineare.

Il modello di verifica della sovrastruttura risulta abbastanza complesso, in quanto al fine di evitare di effettuare le verifiche a posteriori sugli elementi strutturali quali maschi, fasce di piano, travi e pilastri, sono state incorporate anche per quest'ultimi modelli non lineari.

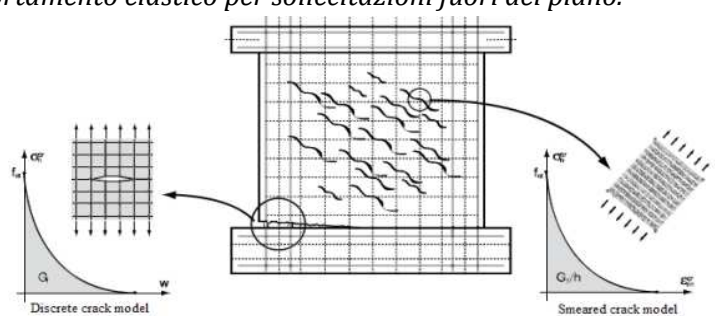
## Elementi non lineari utilizzati di Nolian EE

Il modello strutturale per l'analisi dinamica non lineare ai fini della verifica di danno sulla sovrastruttura, è costituito da un insieme di elementi finiti non lineari presenti nella libreria EE di Nolian All In One, e sono:

### 1. Isolatori sismici a pendolo a doppia curvatura con legami rigido-plastici incrudenti;

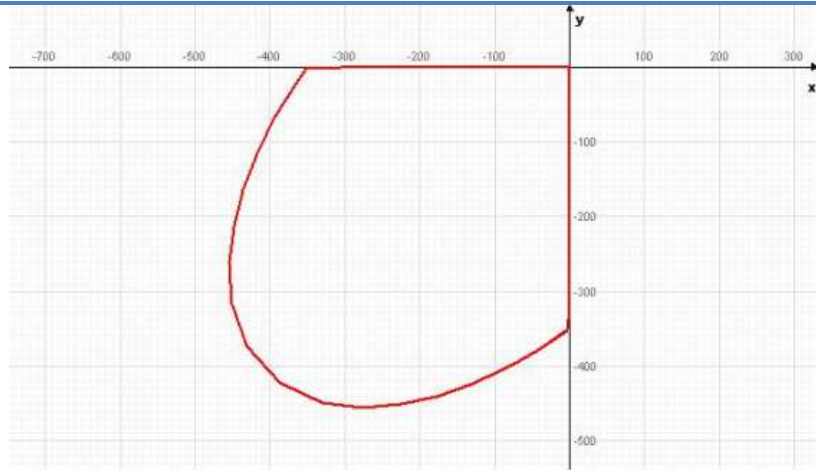
T/C FRICTION ISOLATOR	
<b>MODELLO</b>	<p><i>Park, Wen ed Ang (1986) e suggerito per analisi in occasione di isolamento alla base Nagarajaiah, Reinhorn e Constantinou (1991). Il comportamento del pendolo è come quello proposto da Zayas e da Low (1990).</i></p>
<b>SCHEMA MECCANICO</b>	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <math display="block">P \equiv f_{u1} = \begin{cases} \mathbf{k1} d_{u1} &amp; \text{if } d_{u1} &lt; 0 \\ 0 &amp; \text{otherwise} \end{cases}</math> <p>Il Friction Isolator è dotato di un elemento gap nella direzione verticale per lavorare solo compresso.</p> </div> </div>
<b>FUNZIONAMENTO</b>	<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="display: flex; justify-content: space-around; width: 100%;"> <div style="text-align: center;"> <math>f_{u2} = f_{u2f} + f_{u2p}</math>  <math>f_{u3} = f_{u3f} + f_{u3p}</math> </div> <div style="text-align: center;"> <math>f_{u2p} = -P \frac{d_{u2}}{\text{radius2}}</math>  <math>f_{u3p} = -P \frac{d_{u3}}{\text{radius3}}</math> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Distacco (v=0)</div> </div> <div style="margin: 10px 0;"> <math>f_{u2f} = -P \mu_2 \frac{z_2}{z_3}</math> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; width: 100%;"> <div style="text-align: center;"> <math>\mu_2 = \text{fast2} - (\text{fast2} - \text{slow2}) e^{-r v}</math> </div> <div style="text-align: center;"> <math>\mu_3 = \text{fast3} - (\text{fast3} - \text{slow3}) e^{-r v}</math> </div> </div> <div style="margin: 10px 0;"> <math>f_{u3f} = -P \mu_3 \frac{z_3}{z_3}</math> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Alta velocità</div> </div>

2. Elementi in muratura esistente consolidata tramite modelli non lineari tipo no-tension a fessurazione diffusa (Total Strain Crack) ;

NO TENSION - SMEARED CRACKED	
<b>DESCRIZIONE</b>	<p>Si tratta di un materiale che può essere impiegato negli elementi Degenerate Shell o in elementi a 4 nodi. Nel primo caso potrà costituire i layer dell'elemento, nel secondo avrà un comportamento "sforzo piano" per le sollecitazioni nel piano. Sempre nel secondo caso l'elemento avrà comportamento elastico per sollecitazioni fuori del piano.</p> 
<b>COMPORAMENTO</b>	<p>Questo materiale, per le sollecitazioni a trazione, usa un modello "smeared crack", il quale evita i problemi di dipendenza dalla mesh dei metodi "concentrad crack".</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Qualora in un punto di Gauss si sviluppi una trazione superiore a quella massima assegnata, le tensioni vengono proiettate nel sistema principale delle tensioni, secondo le quali è orientata la fessura e pertanto la resistenza si esplica solo nella direzione parallela alla fessura.</li> <li>• Qualora vi sia una doppia fessura ortogonale, la resistenza nel punto si annulla. Superata le tensione massima di trazione, si innesca un meccanismo di hardening in modo che la resistenza diminuisca rapidamente ma non immediatamente.</li> <li>• Ciò interpreta, dal punto di vista fisico, fenomeni di ingranamento, da quello numerico favorisce il riequilibrarsi della matrice di rigidezza dopo il venir meno della resistenza in un punto.</li> <li>• Per lo stato di compressione si impiega un criterio elasto-plastico di tipo isotropo o anisotropo</li> <li>• Nel caso del comportamento isotropo il criterio plastico in compressione è formulato tramite i noti invarianti <math>I_1</math> e <math>J_2</math> come segue:             <math display="block">\beta 3 J_2 + \alpha I_1 = \sigma_0</math> </li> <li>• I Parametri <math>\alpha</math> e <math>\beta</math> sono introdotti per correlare la resistenza monoassiale, che caratterizza usualmente il materiale, alla resistenza biassiale assumendo un rapporto pari ad 1.6 tra di esse.</li> <li>• Il comportamento del materiale avviene secondo una legge costitutiva parabolica che raggiunge il massimo al raggiungimento della deformazione massima assegnata.</li> </ul>



## DOMINIO BIASSIALE

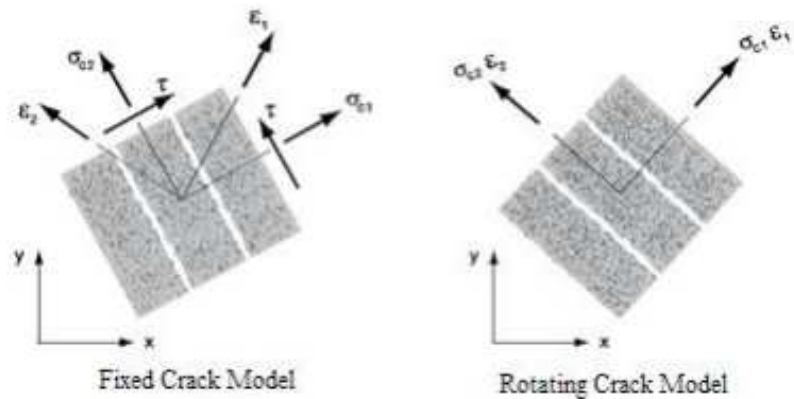


## TIPO DI FESSURAZIONE

Il modello "Total Strain Crack" (TSC) è di tipo distribuito, ortogonale e si distingue in "Fixed" e "Rotating";

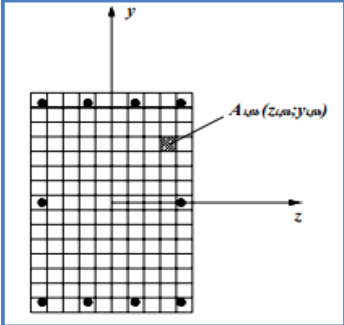
In entrambe i modelli, la prima fessura è calcolata nei punti d'integrazione ed inizia sempre solidale alle direzioni delle deformazioni principali (1 e 2);

Il modello tratta le proprietà del materiale prima della fessurazione, come isotrope, e successivamente come ortotrope.



- Col modello a fessurazione "**Fixed**" si assume che una volta definite, le direzioni della fessura iniziali rimangano invariate. Per sua concezione, questo modello considera lo sviluppo delle fessure precedenti nel calcolo di quelle successive riflettendo più realisticamente le caratteristiche fisiche del fenomeno
- Col modello a fessurazione "**Rotating**", invece, le direzioni delle fessure si assumono in continua rotazione a seconda delle variazioni degli assi delle deformazioni principali.
- Questa assunzione implica allora l'esistenza di sole tensioni normali calcolate sulle superfici della fessura. Lo sviluppo delle fessure però può avvenire solo secondo le nuove direzioni delle deformazioni principali trascurando quelle sviluppate precedentemente.

### 3. Elementi travi e pilastri in acciaio, c.a. e a sezione mista con modelli di trave a fibre con formulazione alle forze (Force Based Design).

<b>MODELLO DI TRAVE A FIBRE</b>	
<b>DESCRIZIONE</b>	<p>Nell'approccio di un modello a plasticità diffusa ogni sezione viene suddivisa in un numero discreto di parti, chiamate appunto fibre e lo stato tenso-deformativo degli elementi si ottiene attraverso l'integrazione della risposta non-lineare, monoassiale delle singole fibre in cui la sezione è stata discretizzata, vedi figura.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>Se il numero delle fibre è sufficientemente elevato, la distribuzione delle non linearità meccaniche dovute ai materiali sulla superficie della sezione risulta accuratamente modellata, anche in campo fortemente inelastico, a differenza di un modello a plasticità concentrata.</p>
<b>APPROCCI</b>	<p>Esistono due possibili versioni alternative per una modellazione "a fibre" degli elementi finiti, basate su una formulazione in rigidità o in flessibilità. La prima rappresenta la metodologia più comunemente utilizzata, in cui il campo delle deformazioni sull'elemento viene ottenuto dagli spostamenti dei nodi di estremità attraverso opportune funzioni interpolanti.</p>
<b>DISPLACEMENT BASED ELEMENT</b>	<p>In questo tipo di elemento finito, che in letteratura viene chiamato Displacement-based element, la compatibilità delle deformazioni è dunque assicurata, mentre l'equilibrio delle forze lungo di esso è soddisfatto soltanto quando viene discretizzato in un numero adeguato di elementi finiti. La limitazione fondamentale di un tale approccio è legata alla scarsa precisione nel descrivere comportamenti altamente non-lineari a causa dell'inadeguatezza nella rappresentazione dell'andamento delle curvature lungo l'elemento.</p>
<b>FORCE BASED ELEMENT</b>	<p>Nella formulazione in flessibilità, le funzioni di forma vengono utilizzate per descrivere in modo esatto l'andamento delle sollecitazioni sull'elemento in base alle forze nodali e le funzioni, che riproducono il campo di spostamenti, si modificano nel corso delle analisi in base al diffondersi delle deformazioni inelastiche sulla sua lunghezza. Vale a dire che, mentre l'equilibrio delle forze è sempre soddisfatto, la compatibilità delle deformazioni viene soddisfatta per via integrale. Questo tipo di formulazione dell'elemento finito, pur richiedendo un aumento del costo computazionale, assicura, anche nel caso di comportamenti fortemente inelastici, previsioni accurate utilizzando un ridotto numero di elementi finiti.</p>
<b>LOCALIZZAZIONE</b>	<p>Nel caso si adottano materiali con comportamento degradante dopo il picco di resistenza può dar luogo a risultati estremamente sensibili alla discretizzazione adottata ed in particolare al numero di punti di integrazione disposti sugli elementi. E' bene precisare che il fenomeno della "localizzazione delle deformazioni" si manifesta sia sugli elementi formulati "in rigidità" che su quelli "in flessibilità" anche se i maggiori effetti sembrano trovarsi in questi ultimi. Da quanto detto si comprende l'importanza di un'oculata scelta della mesh, la quale deve essere sufficientemente fitta per descrivere i comportamenti fortemente non-lineari, ma neanche troppo per evitare il fenomeno della localizzazione delle deformazioni.</p>

La modellazione delle non-linearità sugli elementi finiti è di tipo distribuito e discende dunque da quella sezionale per mezzo delle fibre, vedi figura precedente attraverso una classica formulazione in rigidità. Poiché gli elementi adottati sono di tipo trave (beam- column), forze e deformazioni sezionali sono descritte dai vettori:

$$\underline{s}(x) = \{N(x) \ M(x)\}^T$$

$$\underline{e}(x) = \{\varepsilon(x) \ \phi(x)\}^T$$

Si è già detto che, nel caso di formulazione in rigidità le funzioni di forma, indicate con  $N_U(x)$ , assicurano la compatibilità delle deformazioni sezionali  $e(x)$  e degli spostamenti nodali  $U$  attraverso la relazione:

$$\underline{e}(x) = \tilde{N}_U(x) \cdot \underline{U}$$

Un problema non-lineare richiede una legge costitutiva a livello delle sezioni di tipo incrementale, linearizzata dalla seguente:

$$\Delta \underline{s}(x) = \tilde{k}(x) \cdot \Delta \underline{e}(x)$$

dove  $k(x)$  ovviamente, rappresenta la matrice di rigidità sezionale. Globalmente, per ogni elemento finito, indicando con  $Q$  il vettore delle forze nodali e sostituendo si può ricavare la relazione:

$$\tilde{K} \cdot \Delta \underline{U} = \Delta \underline{Q}$$

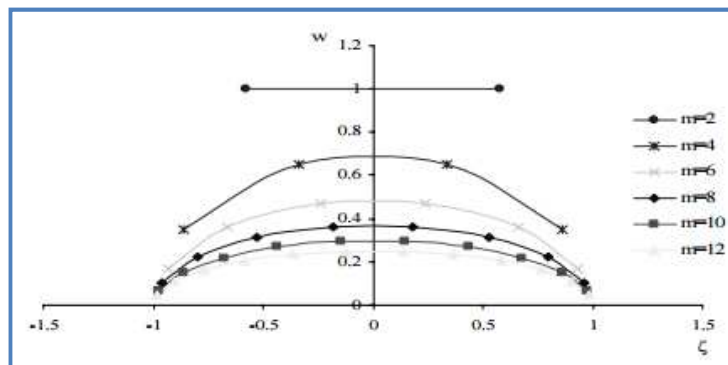
in cui con  $K$  si è indicata la matrice di rigidità dell'intero elemento, che può scriversi come:

$$\tilde{K} = \int_0^L \tilde{N}_U^T(x) \cdot \tilde{k}(x) \cdot \tilde{N}_U \cdot dx$$

La valutazione dell'integrale precedente è valutata numericamente attraverso lo schema di Gauss, in base alla relazione

$$\tilde{K} = \sum_{IP=1}^{NIP} w_{IP} \cdot L \cdot \tilde{N}_U^T(x_{IP}) \cdot \tilde{k}(x_{IP}) \cdot \tilde{N}_U(x_{IP})$$

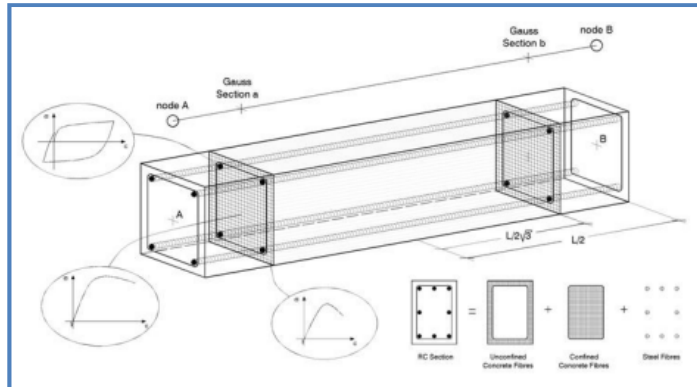
dove  $w_{IP}$  ed  $x_{IP}$  indicano rispettivamente il peso e la posizione del punto di integrazione  $IP$ , mentre  $NIP$  indica il numero di tali punti di integrazione sull'elemento.



Come si vede, in questo metodo di quadratura, lo stato dell'intero elemento è derivato dalla somma pesata dello stato sezionale in corrispondenza dei punti di integrazione disposti lungo l'elemento. In figura sono riportati i fattori di peso e di posizione al variare del numero dei punti di integrazione per lo schema di Gauss. Si può osservare che le sezioni di estremità non rappresentano punti di integrazione e che a quelli prossimi ai margini dell'elemento sono assegnati pesi minori. Si può osservare che le sezioni di estremità non rappresentano punti di integrazione e che a

## FORMULAZIONE

quelli prossimi ai margini dell'elemento sono assegnati pesi minori.



È il caso di osservare che in alcuni software gli spostamenti vengono approssimati con funzioni di forma di tipo cubico, come descritto da Izzudin [1991], vale a dire attraverso polinomi di Hermite di terzo grado. Ciò significa che l'andamento della curvatura può essere al massimo lineare e che, quindi, per ritenere la modellazione della risposta non-lineare sufficientemente accurata e completa, gli elementi utilizzati devono avere una lunghezza limitata, vincolando l'utente all'impiego di più elementi finiti per ogni trave o pilastro. In questo modo è possibile rinfiutare la discretizzazione in corrispondenza dei punti in cui si concentreranno le deformazioni inelastiche, garantendo un grado di accuratezza maggiore.

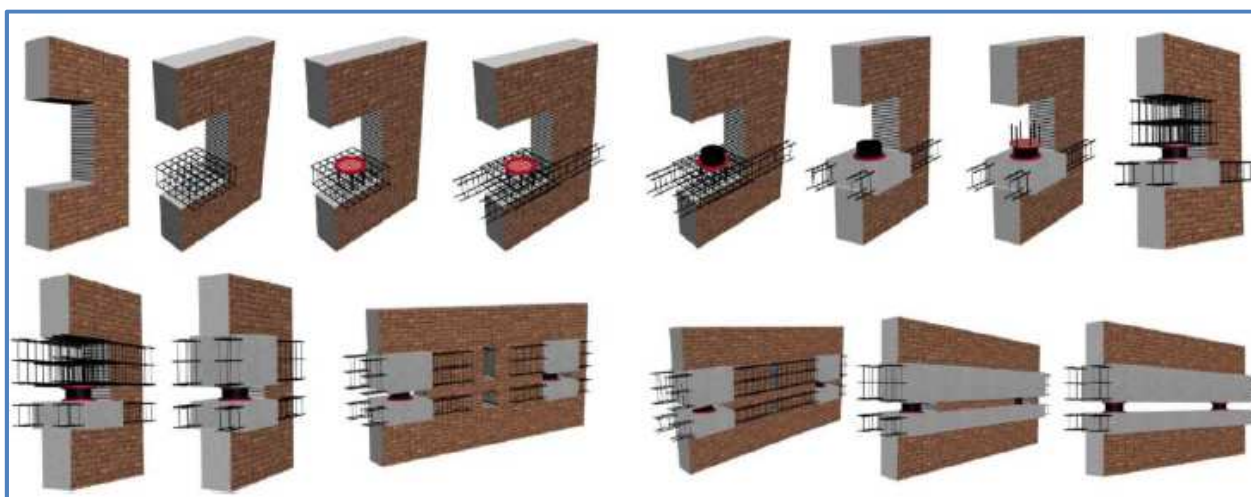
Per quanto riguarda le non-linearità di tipo geometrico, vengono considerate sia quelle derivanti da effetti locali (comportamento trave-colonna), che quelle prodotte globalmente dai grandi spostamenti, attraverso l'utilizzo di una formulazione co-rotazionale, nella quale, gli spostamenti locali e le forze interne all'elemento sono riferite ad un sistema mobile di corde.

## 4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Come già accennato nella premessa, la struttura in oggetto rappresenta un caso ideale di studio, su cui è stato simulato un intervento di adeguamento sismico tramite l'interposizione al piano seminterrato di un sistema di isolamento. Tutto ciò ha comportato il rinforzo della sottostruttura e sovrastruttura affinché le stesse rimangano in campo elastico così come previsto dalle NTC 2008. L'intervento ipotizzato consiste nelle seguenti fasi:

1. Lo svuotamento interno dell'edificio esistente con la demolizione dei solai in latero-cemento e delle murature sottili interne in mattoni pieni e la realizzazione di un sistema di telai in acciaio e solai a struttura mista acciaio - calcestruzzo;
2. L'ampliamento e la sopraelevazione dell'ultimo piano dell'edificio con struttura portante intelaiata in acciaio e impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo armato.
3. Rinforzo delle murature del seminterrato con doppia paretina in c.a. collegata trasversalmente;
4. Rinforzo delle murature sovrastanti con intonaco su ambo i lati in reti di fibra di vetro;
5. Taglio della muratura per alloggiamento isolatori, esecuzione di nicchie e relativi cordoli inferiore e superiore per alloggiamento, sollevamento con martinetti idraulici ed inserimento isolatori.

Si riporta nella figure seguenti, solo a scopo didattico e illustrativo, le operazioni propedeutiche alla realizzazione del sistema di isolamento su un edificio in muratura realizzato per un scuola in Armenia.



**Fig. 3** – APPLICAZIONE DELL'ISOLAMENTO SISMICO ALL'EDIFICIO SCOLASTICO A VANADZOR (FONTE PROF. M. MELKUMYAN)

RIPRESA DA P.CLEMENTE ED ALT.

Le fasi costruttive furono le seguenti (Fig.3):

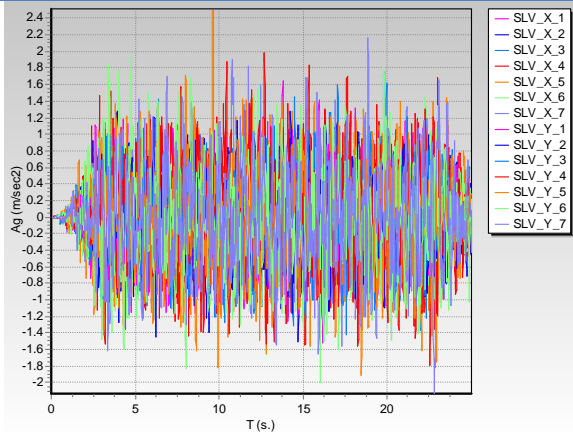
- i) realizzazione di vani (uno per volta) all'interno della muratura in corrispondenza delle posizioni degli isolatori;
- ii) ii) costruzione del cordolo inferiore, di larghezza maggiore rispetto alla muratura e con armatura di attesa a sandwich sulla muratura tra un vano e il successivo;
- iii) iii) installazione dell'isolatore sul cordolo;
- iv) iv) realizzazione del cordolo superiore, come il precedente di larghezza maggiore rispetto alla muratura e con armatura di attesa a sandwich sulla muratura;
- v) v) realizzazione dei cordoli a sandwich tra un vano e il successivo;
- vi) vi) taglio della muratura tra i vani in modo da separare la sovrastruttura dalla sottostruttura.

# 5. APPLICAZIONE AL CASO DI STUDIO IN OGGETTO

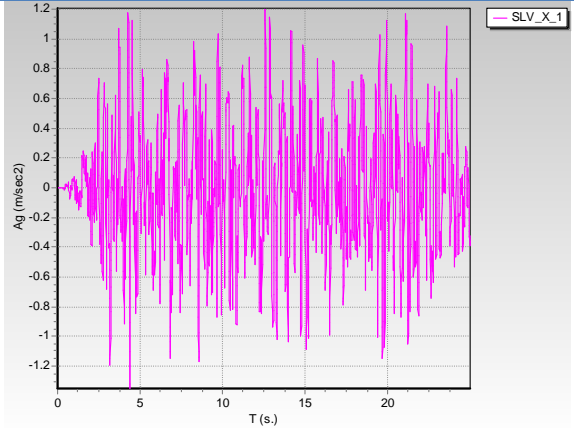
## Input sismico

### ACCELEROGRAMMI SPETTRO COMPATIBILI -SLV

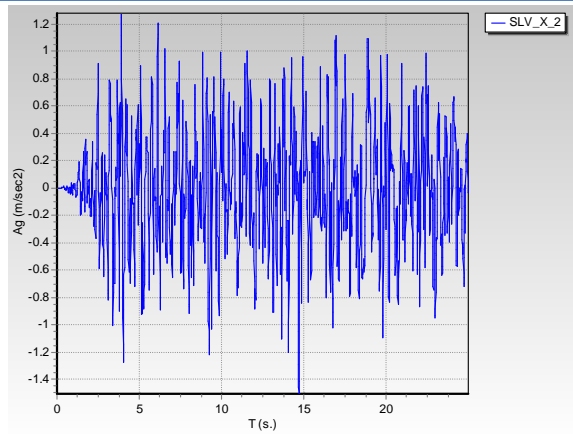
TUTTI



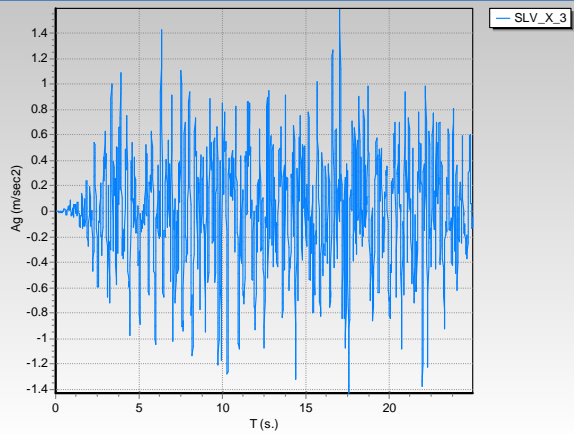
SLV\_X\_1



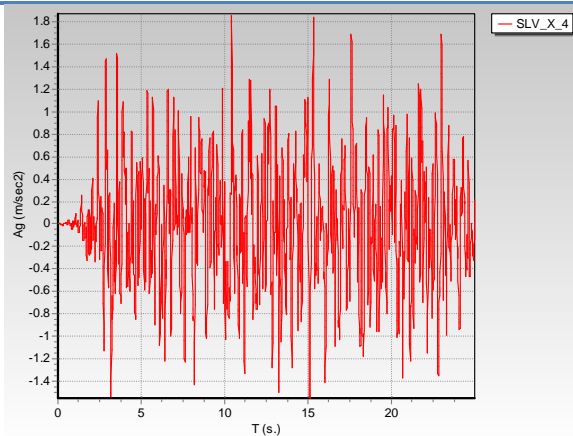
SLV\_X\_2



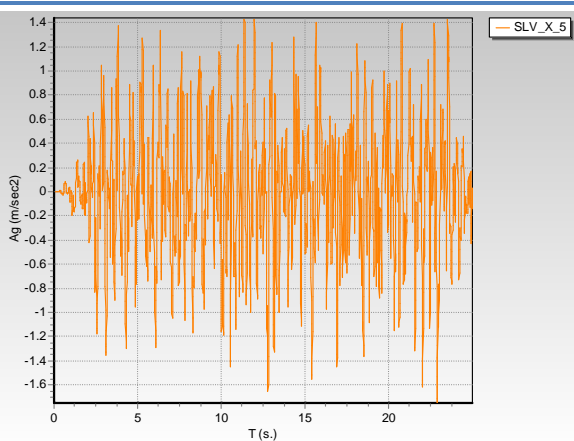
SLV\_X\_3



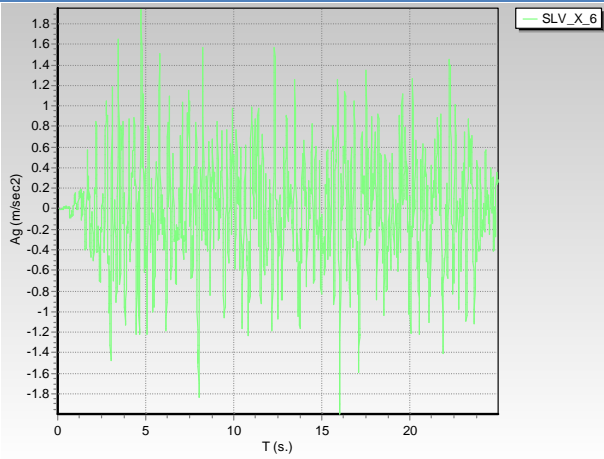
SLV\_X\_4



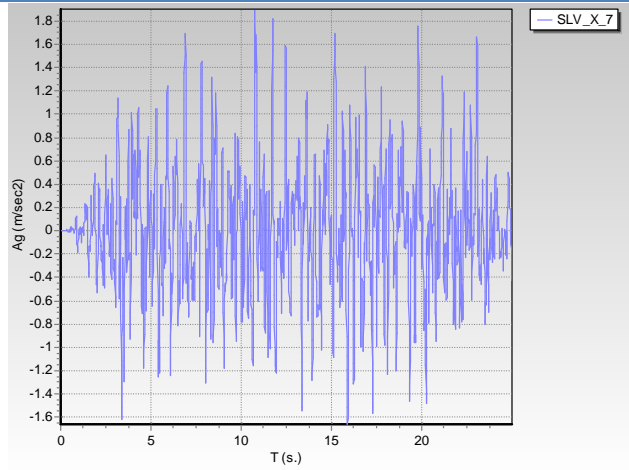
SLV\_X\_5



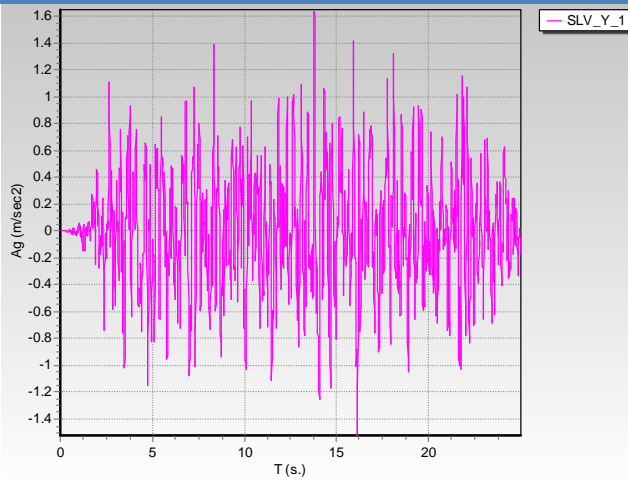
*SLV\_X\_6*



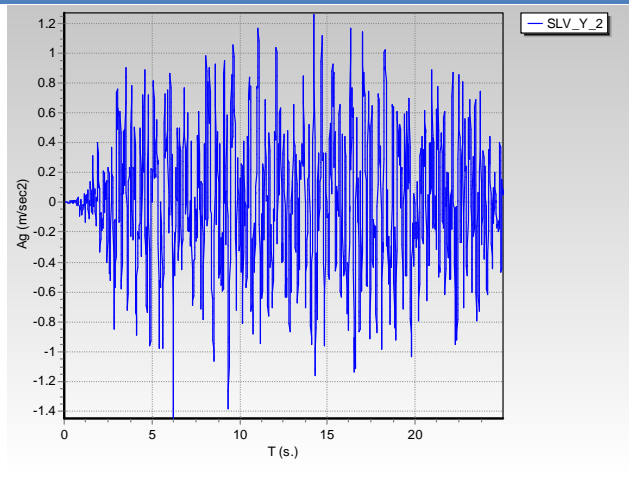
*SLV\_X\_7*



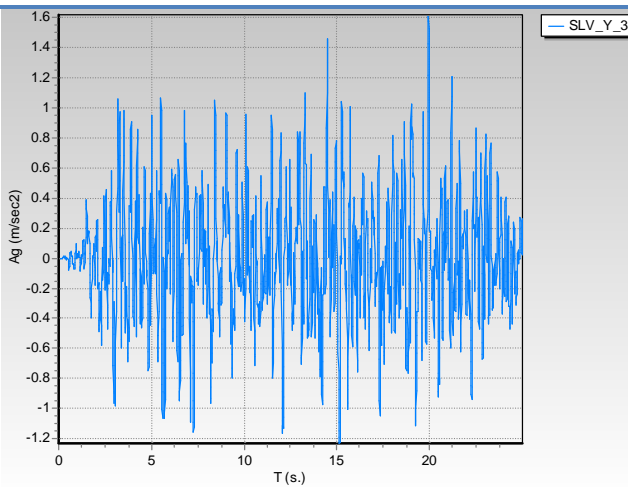
*SLV\_Y\_1*



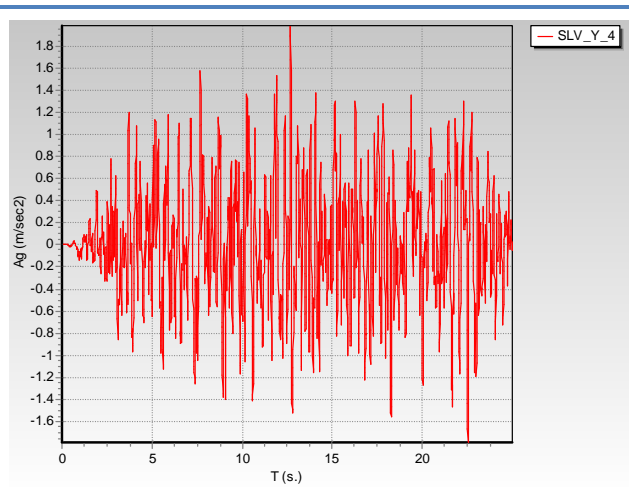
*SLV\_Y\_2*



*SLV\_Y\_3*

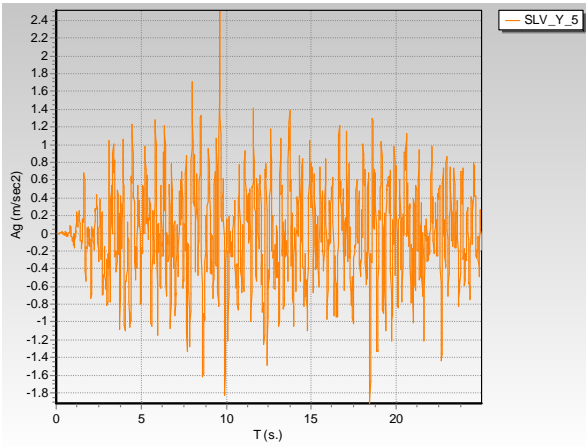


*SLV\_Y\_4*

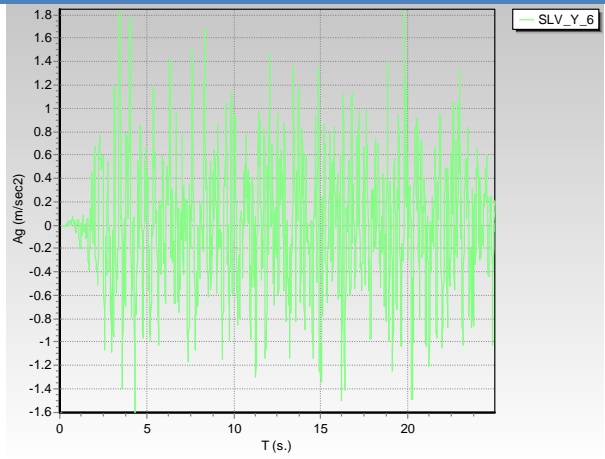




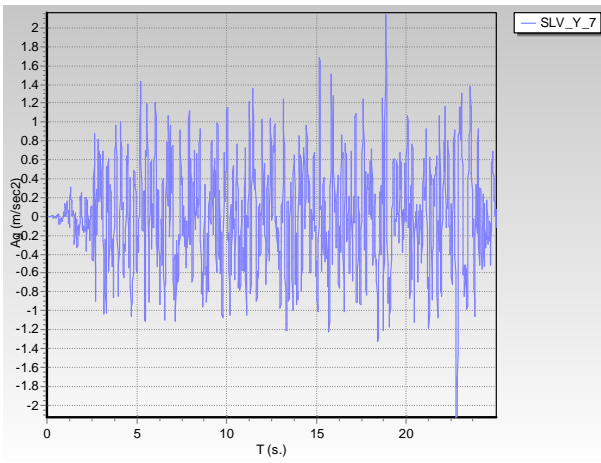
SLV\_Y\_5



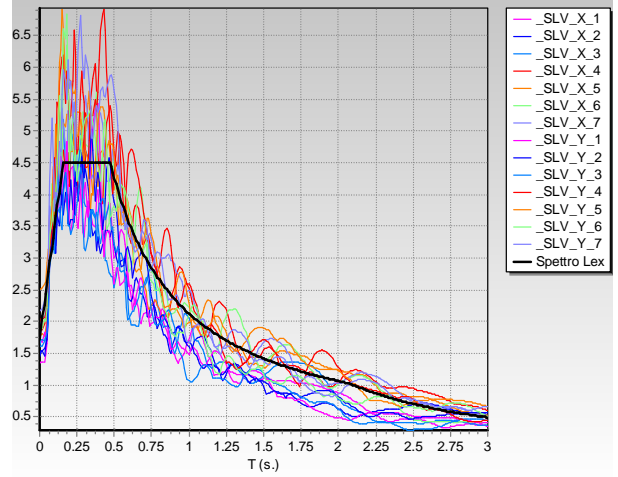
SLV\_Y\_6

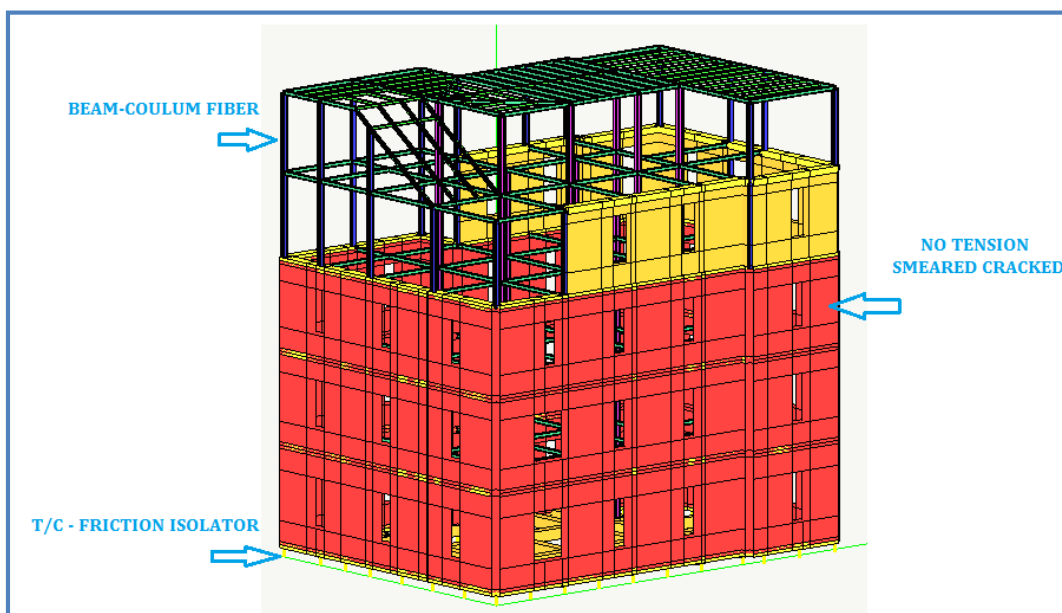


SLV\_Y\_7

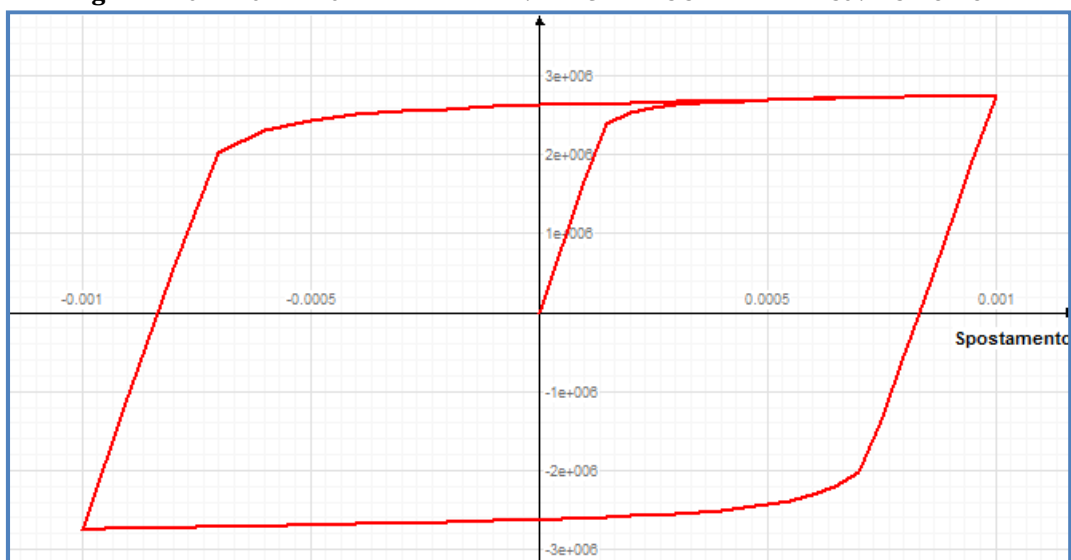


SPETTRO - COMPATIBILITA

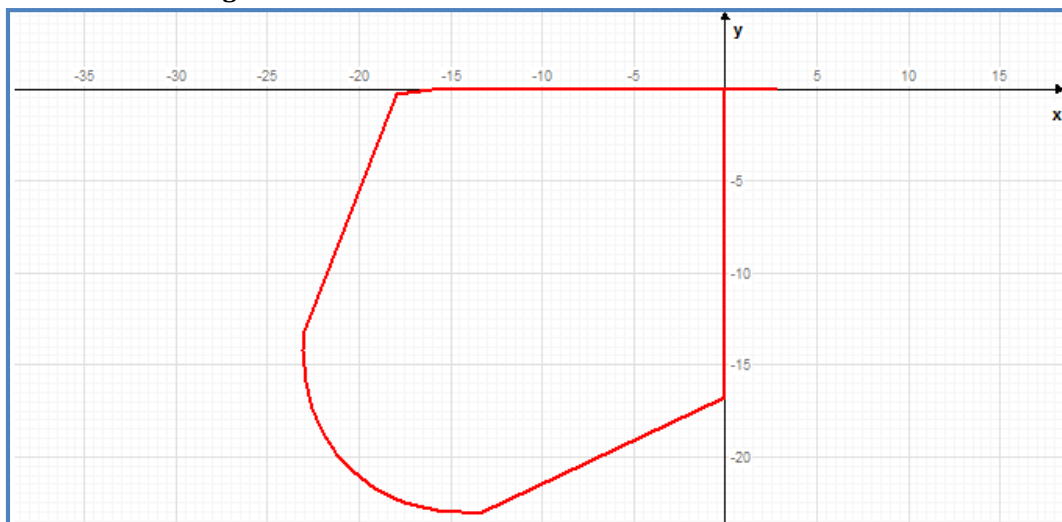




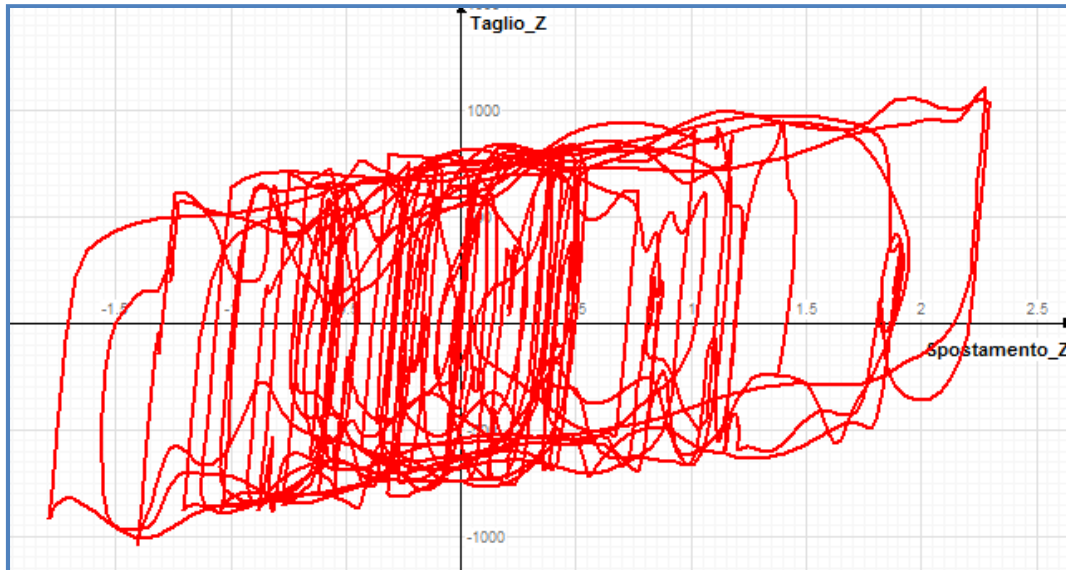
**Fig. 4** – MODELLO FEM NON LINEARE PER LA VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SOVRASTRUTTURA



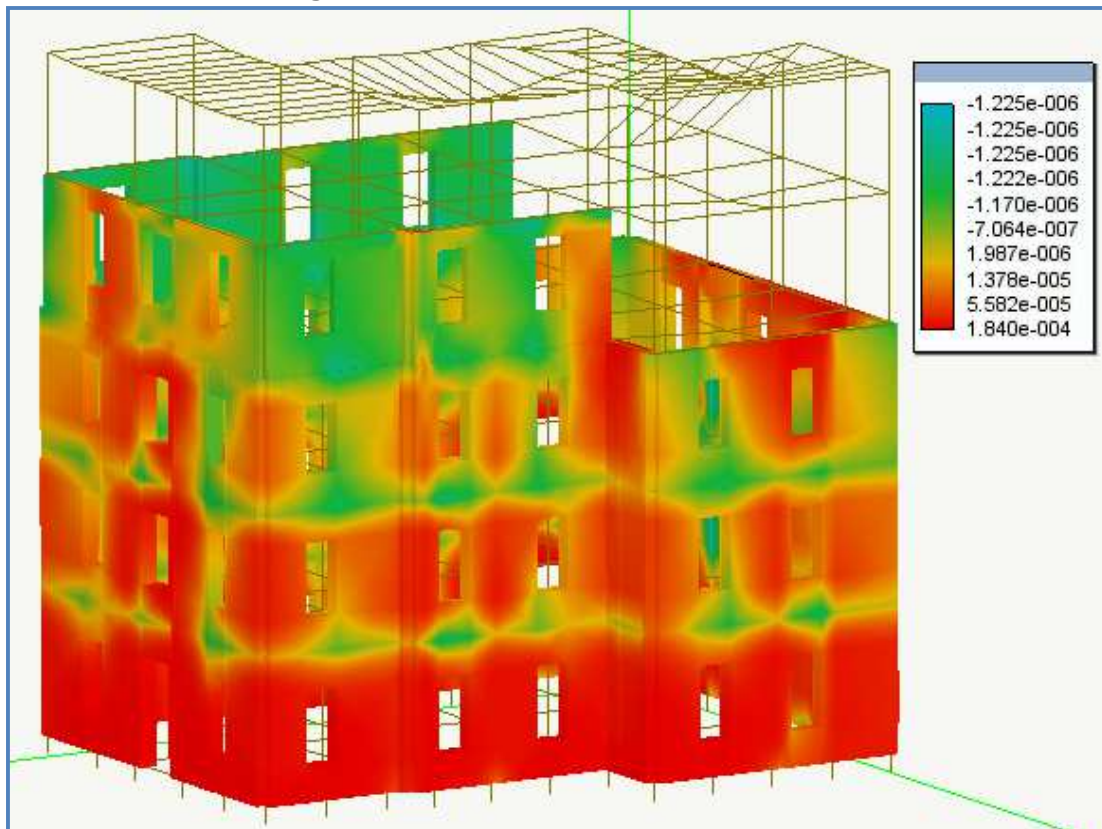
**Fig. 5** – CICLO ISTERETICO DI UN ELEMENTO BEAM –COULUMN FIBER



**Fig. 6** – SUPERFICIE DI PLASTICIZZAZIONE ELEMENTO NO TENSION – SMEARED CRACKED



**Fig. 7** – CICLO ISTERETICO DEL T-C FRICTION ISOLATOR

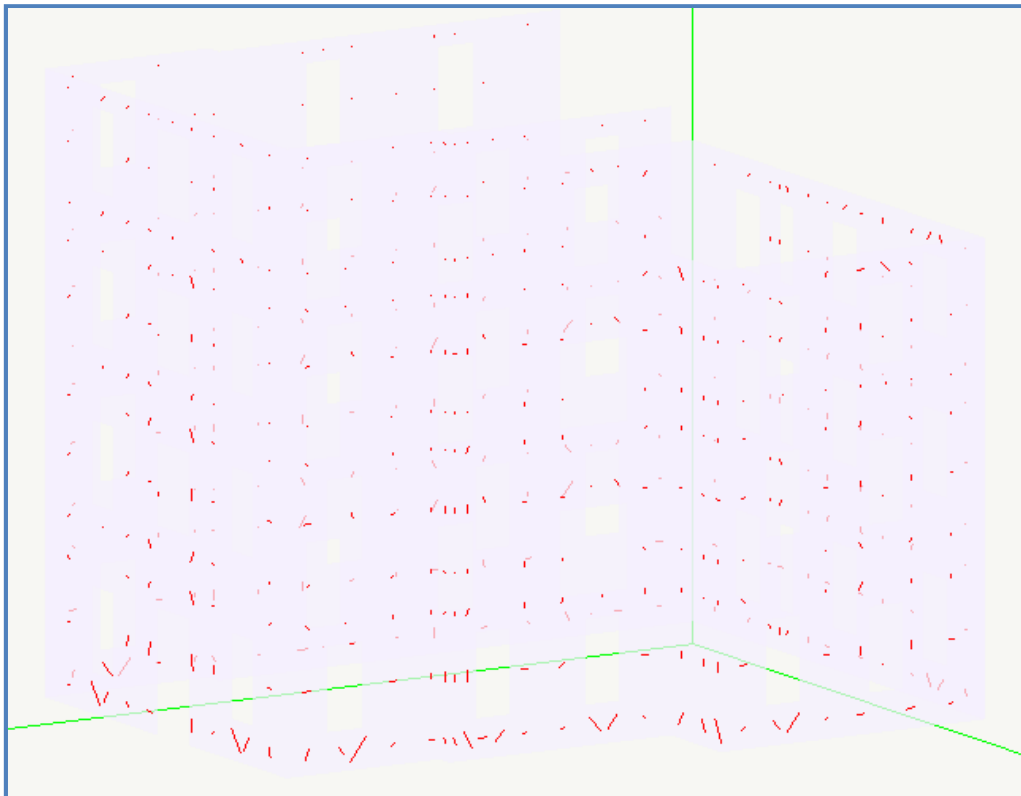


**Fig. 8** – STATO DI FESSURAZIONE PER TRAZIONE CON INVILUPPO DELLA ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

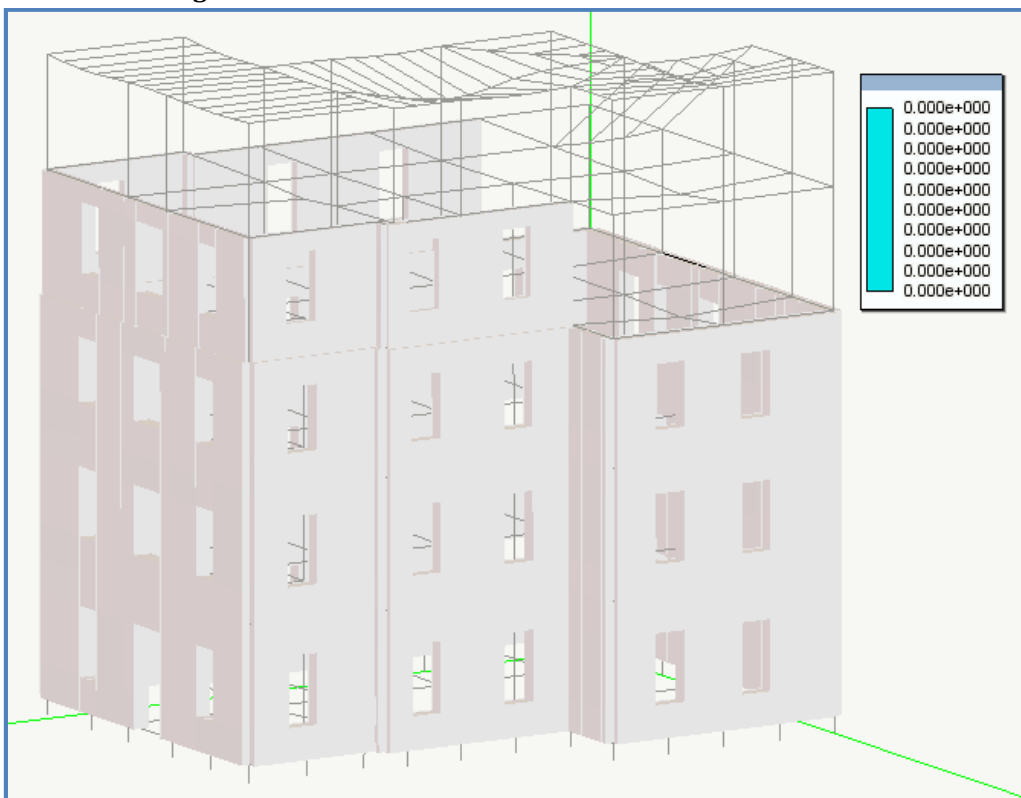
Si può osservare come da analisi così raffinate è possibile determinare lo stato di sforzo e deformazione in campo lineare e non. Nel caso in esame essendo:

$$\epsilon_{MAX} = 1.84 \cdot 10^{-4} < \epsilon_{LIM-FESSURAZIONE} = 0.0020$$

si può asserire che la sovrastruttura rimane in campo elastico per un sisma pari allo SLV e quindi verificata.



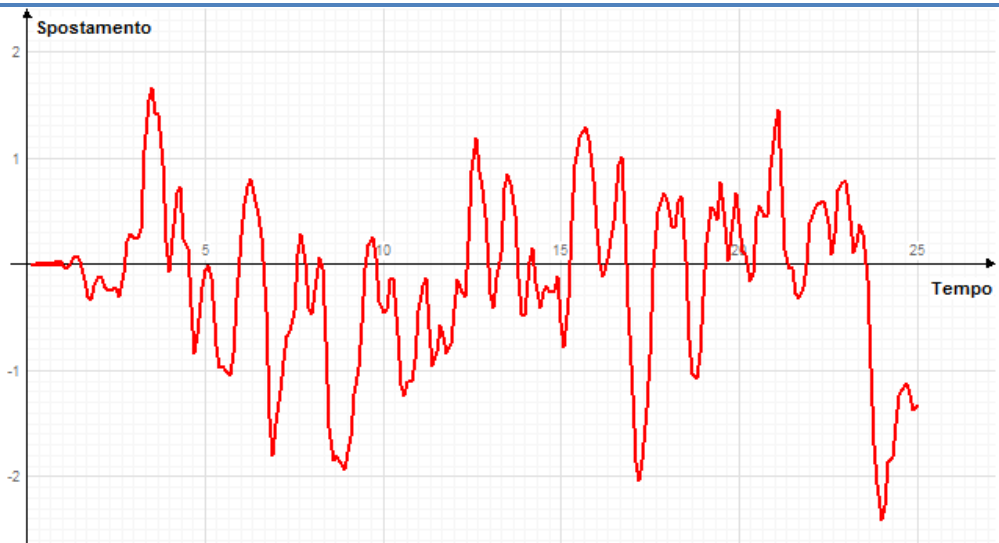
**Fig. 9** – STATO DI FESSURAZIONE – DIREZIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE



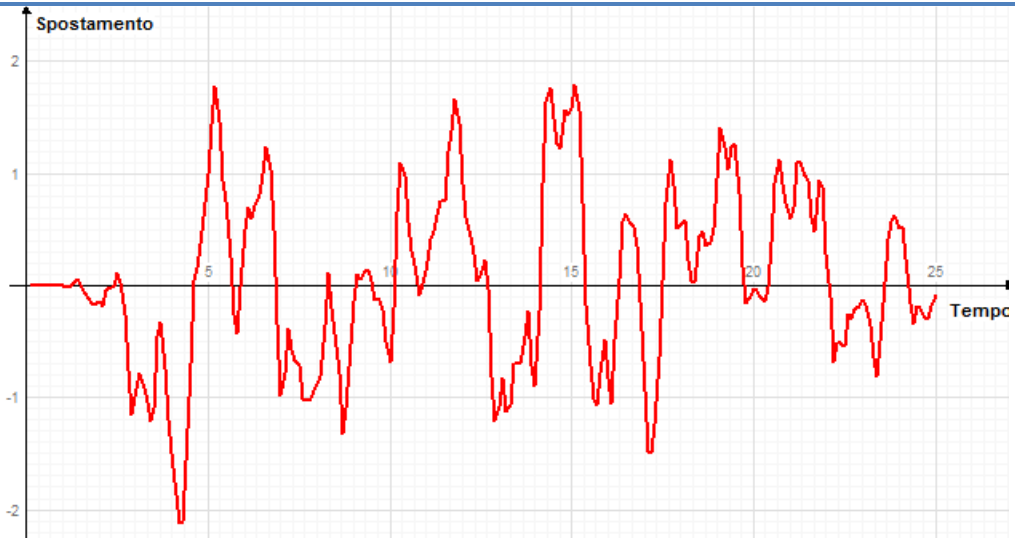
**Fig. 10** – STATO DI PLASTICIZZAZIONE – ZONE DI SCHIACCIAMENTO MURATURA O PLASTICIZZAZIONE ACCIAIO

Dalle figure 7-10, si può osservare come inizia a propagarsi la fessurazione nella struttura anche se le stesse non raggiungono il valore limite di formazione. Infine non vi sono presenti zone di muratura soggette a schiacciamento per compressione.

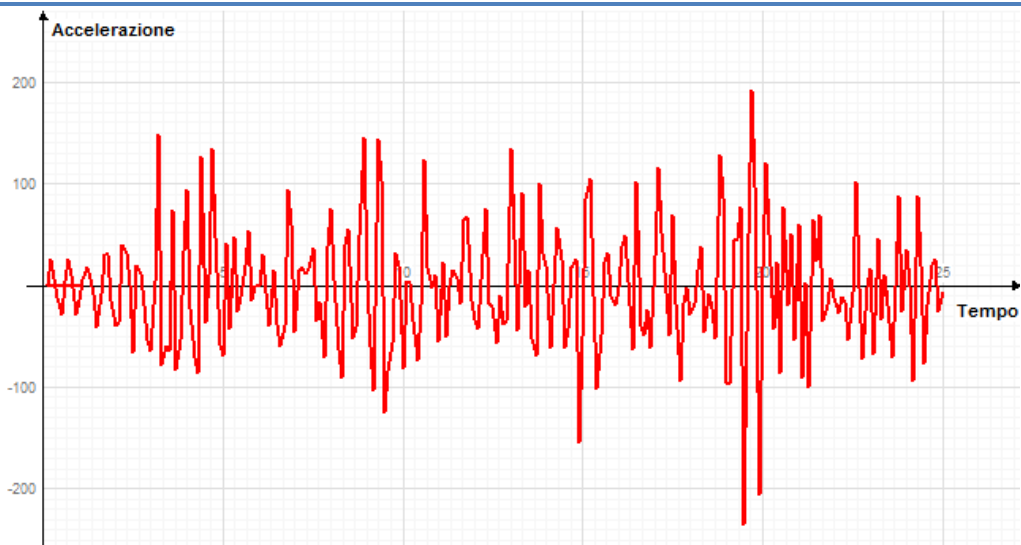
Storia dello spostamento nodo master piano isolatori -  $SX_{MAX}=2.35\text{ cm}$



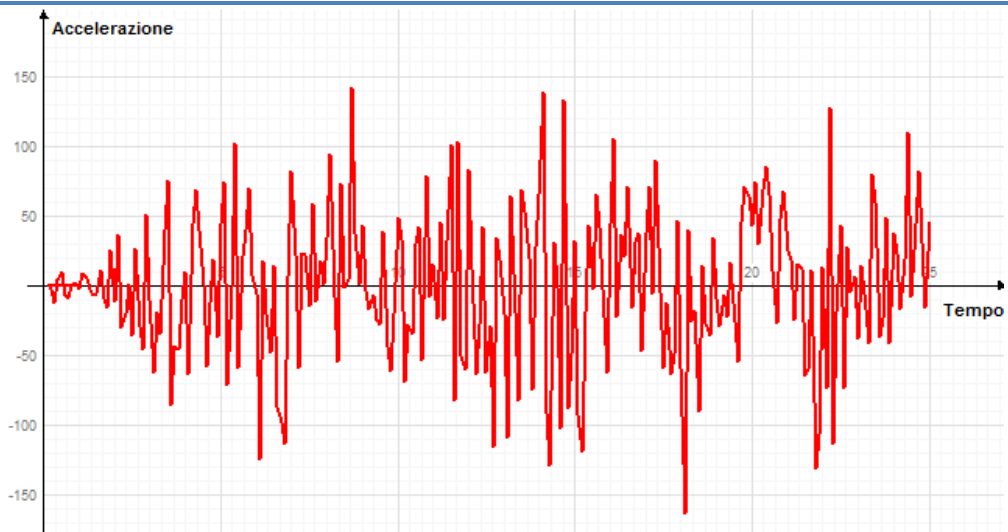
Storia dello spostamento nodo master piano isolatori -  $SY_{MAX}=2.10\text{ cm}$



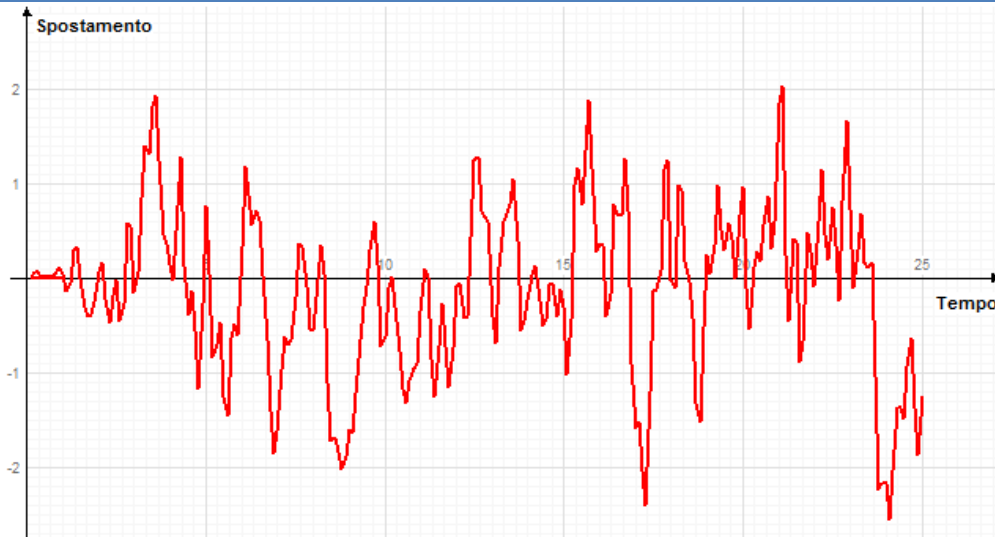
Accelerazione piano isolatori -  $AX_{MAX}=210\text{ cm/s}^2$



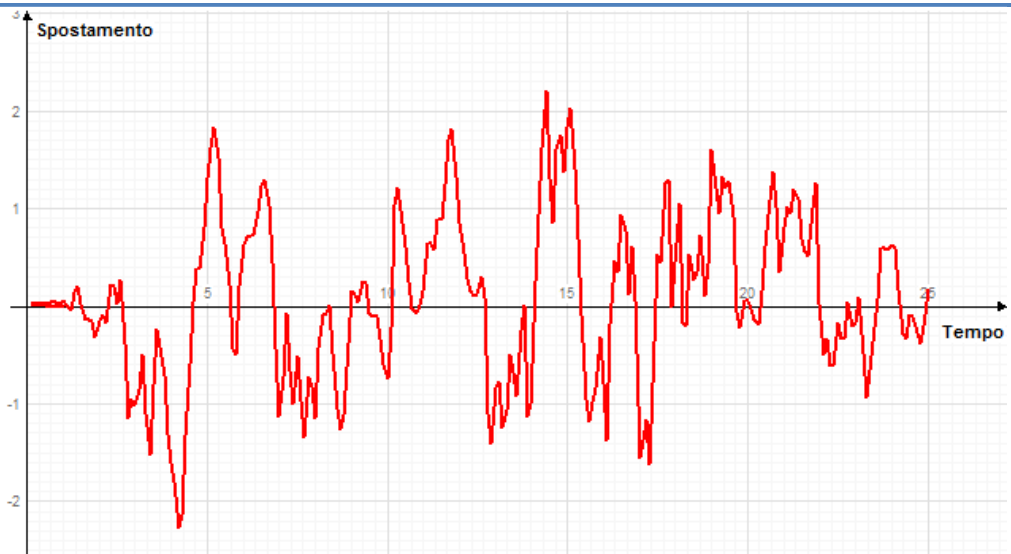
*Accelerazione piano isolatori -  $AY_{MAX}=160 \text{ cm/s}^2$*

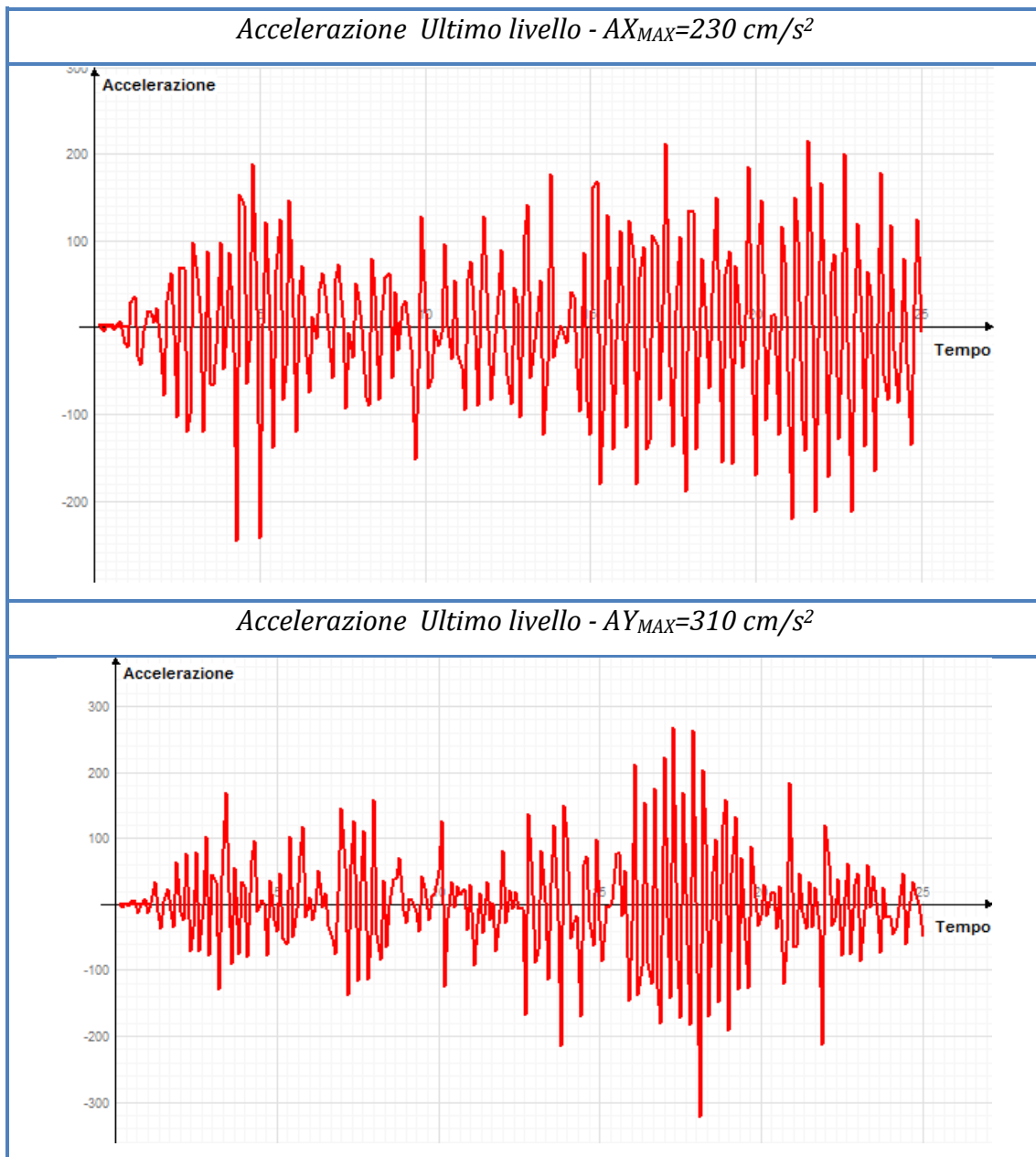


*Storia dello spostamento nodo master ultimo livello -  $SX_{MAX}=2.60 \text{ cm}$*



*Storia dello spostamento nodo master ultimo livello -  $SY_{MAX}=2.15 \text{ cm}$*





Come si può osservare dalle time history in tabella, spostamenti e accelerazione non variano in maniera sostanziale lungo l'altezza dell'edificio denotando un comportamento rigido della sovrastruttura.

*In conclusione abbiamo visto, come per le strutture esistenti soprattutto in muratura l'isolamento sismico sia praticabile a patto di rinforzare la sotto e sovrastruttura affinché abbiano un comportamento sostanzialmente elastico. Novità di questo articolo è l'applicazione di un tecnica di analisi avanzata (dinamica non lineare) rispetto alle classiche analisi lineari con fattore di struttura, che a parere degli scriventi sono poco attendibili per sistemi di isolamento fortemente non lineare. Un conforto viene dal mondo della comunità scientifica, il quale indica come tale strumento sia il più affidabile e comunque rappresenti il futuro dell'ingegneria sismica.*