

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE**

*D.I.S.T.A.R.T.*

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del  
Rilevamento e del Territorio.

**TESI DI LAUREA**

in

Progetti di strutture L-S

**ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA**

**“ISTITUTO STATALE D’ARTE – G. MAZARA” di Sulmona (AQ)**

**ANALISI LINEARE E NON LINEARE**

Tesi di laurea di:  
Luca Milandri

Relatore:  
Prof. Ing. Marco Savoia

Correlatore:  
Ing. Marco Bovo

Anno Accademico 2009/10

Sessione I



# 1. INTRODUZIONE

Il presente elaborato è organizzato nel seguente modo:

- si riporta qualche nozione di sismologia (cap. 2);
- si analizzano i metodi di analisi che si sono utilizzati per risolvere la struttura in esame (cap. 3);
- si riportano le parti fondamentali della normativa di riferimento: NTC 2008 - Norme Tecniche per le costruzioni 2008 – D.M. 14 Gennaio 2008, e circolare applicativa, con particolare attenzione all’azione e analisi sismica per gli stati limite ultimi; si richiamano le “Linee guida per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP” del 24 luglio 2009, porgendo attenzione ai rinforzi a flessione, pressoflessione e a taglio di elementi in calcestruzzo armato (cap. 4);
- si descrive la struttura prima dell’intervento di adeguamento sismico; si sviluppa il modello strutturale, con studio delle sollecitazioni e verifiche degli elementi con il metodo dell’analisi lineare dinamica (cap. 5);
- si applicano vari rinforzi strutturali, si confrontano i miglioramenti dati (in termini di verifiche di elementi) dati da un’analisi di tipo lineare dinamica e si giunge al progetto definitivo ottimale (cap. 6);
- si studia la struttura “rinforzata” con il metodo di analisi statica non lineare (pushover) (cap. 7);



## 2. SISMOLOGIA

La sismologia è una disciplina recente (ormai un secolo di vita, ma forti sviluppi solo a partire dagli anni '60 e '70).

I suoi obiettivi sono: spiegazione geologica dei terremoti; caratteristiche dei movimenti sismici e le grandezze fisiche che consentono la descrizione quantitativa degli eventi sismici; la valutazione della pericolosità sismica locale (dallo scuotimento nel bedrock allo scuotimento in superficie), effetti di sito; la valutazione del rischio sismico.

### 2.1. Onde sismiche

Durante un terremoto, parte dell'energia si libera sotto forma di onde sismiche che sono la causa diretta degli scuotimenti che avvengono in superficie.

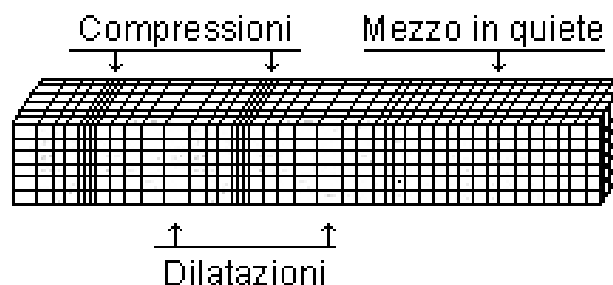
Le onde si propagano a partire dall'ipocentro, sulla cui verticale in superficie si trova l'epicentro.

#### 2.1.1. ONDE P (LONGITUDINALI)

Il loro nome è l'abbreviazione di primarie, sono molto veloci (da 3 a 8 km/s).

Sono onde longitudinali: il movimento trasmesso dall'onda alle particelle materiali, avviene nella stessa direzione di propagazione dell'onda.

Implicano variazioni di volume; il mezzo sarà soggetto a compressioni e dilatazioni.

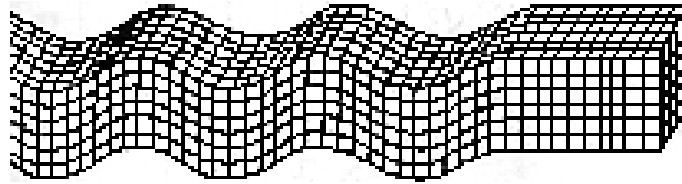


#### 2.1.2. ONDE S (TRASVERSALI)

Il loro nome è l'abbreviazione di secondarie, sono meno veloci (da 2 a 5 km/s) delle onde P.

Sono dette onde trasversali, cioè di taglio, capaci di imprimere alle particelle

incontrate vibrazioni in direzione ortogonale a quella di propagazione dell'onda. Questo tipo di onda è fortemente attenuata nei mezzi poco rigidi, fino a scomparire totalmente nei mezzi fluidi.



### **2.1.3. ONDE DI RAYLEIGH**

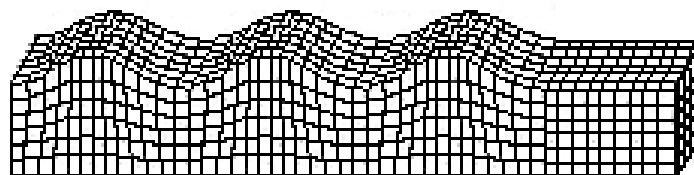
Sono onde di superficie che nascono quando le onde di volume arrivano dall'ipocentro alla superficie terrestre.

Sono onde polarizzate in un piano verticale. La vibrazione delle particelle è la risultante di due movimenti uno verticale ed uno orizzontale nella direzione di propagazione dell'onda.

Le onde di Rayleigh si propagano lungo la superficie della terra in prossimità della discontinuità terra – aria.

Quando si propagano in un mezzo omogeneo non presentano dispersione e la loro velocità è generalmente pari a 0,92 volte la velocità delle onde . L'ampiezza dell'onda si smorza rapidamente con la profondità.

Sono responsabili dei movimenti sussultori che genera il sisma.



### **2.1.4. ONDE DI LOVE**

Sono onde di superficie che nascono quando le onde di volume arrivano dall'ipocentro alla superficie terrestre.

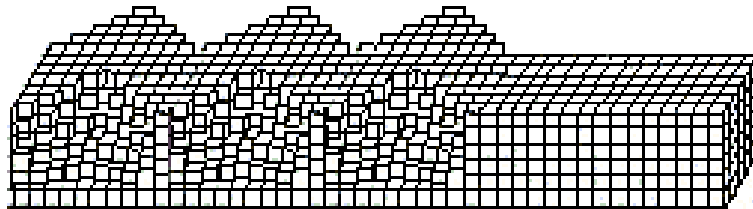
Le onde di Love sono polarizzate in un piano orizzontale e sono generate in una superficie di discontinuità tra due strati quando la velocità delle onde trasversali nello

strato inferiore è maggiore di quella nello strato superiore.

La vibrazione delle particelle avviene in due direzioni orizzontali ortogonali tra loro.

La velocità delle onde di Love è funzione del rapporto tra la velocità delle onde trasversali nei due strati, e della loro lunghezza d'onda.

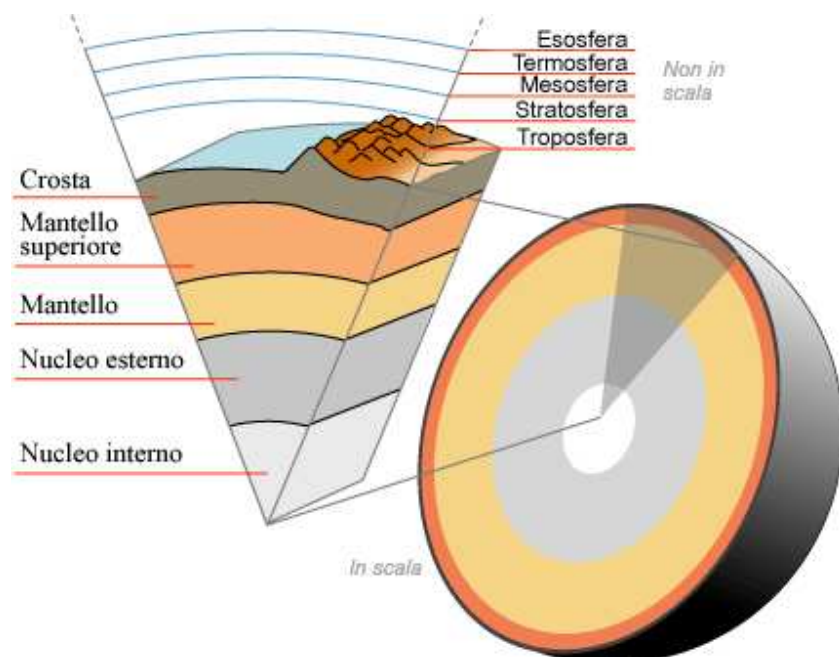
Responsabili dei movimenti ondulatori che genera il sisma.



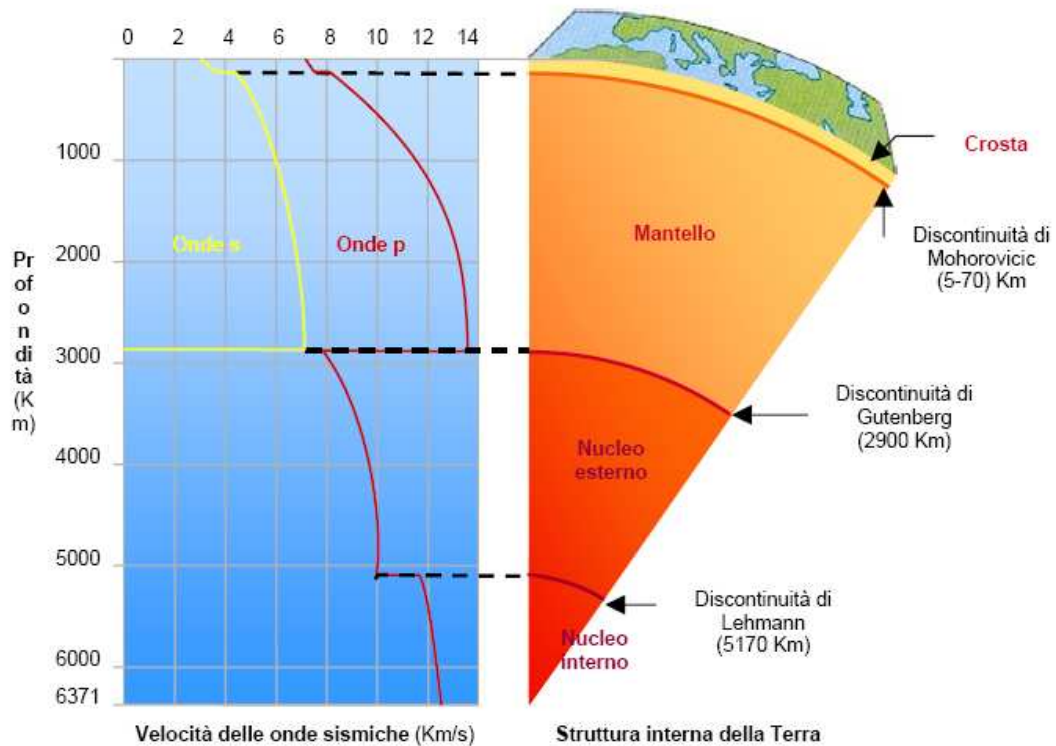
## 2.2. Struttura interna della Terra

La Terra è costituita da più strati (raggio terrestre = 6400 km):

- crosta terrestre: solita, spessore di 25-40 km sotto i continenti e 5 km sotto gli oceani;
- mantello: fluido viscoso, spessore di 2850 km; il mantello si comporta come solido sotto l'azione di impulsi e come un fluido per azioni di lunga durata;
- nucleo: è liquido nella parte esterna (2260 km), nella parte interna (circa 1250km) invece la densità è elevatissima.



### 2.2.1. VELOCITA' DELLE ONDE ALL'INTERNO DELLA TERRA



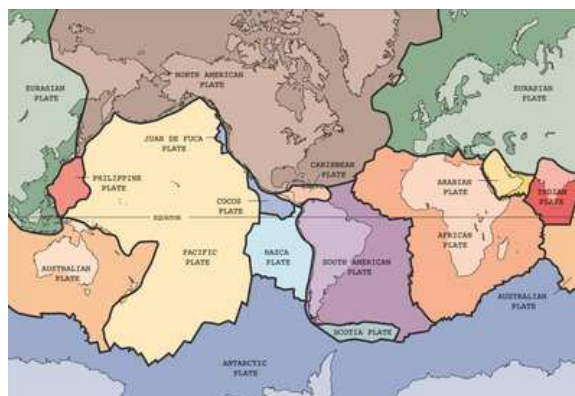
### 2.2.2. MOTI CONVETTIVI

A causa di differenze di temperature, si hanno moti convettivi nel mantello.

Per effetto dei moti convettivi, la crosta terrestre si muove come una zattera su di esso.

### TETTONICA DELLE PLACCHE

La dinamica che caratterizza il nostro pianeta nella sua globalità è stata formalizzata da una teoria che si è affermata agli inizi degli anni sessanta: la tettonica delle placche. Secondo questa teoria la parte più esterna della Terra, la litosfera è suddivisa in placche che si muovono le une rispetto alle altre (africana, americana, antartica, australiana-indiana, euroasiatica, pacifico, + circa 14 placche sub continentali).





### 2.2.3. ORIGINE DEI TERREMOTI

La tendenza a muoversi delle placche fa accumulare energia elastica nel tempo sotto forma di deformazione elastica delle due placche che vengono a contatto.

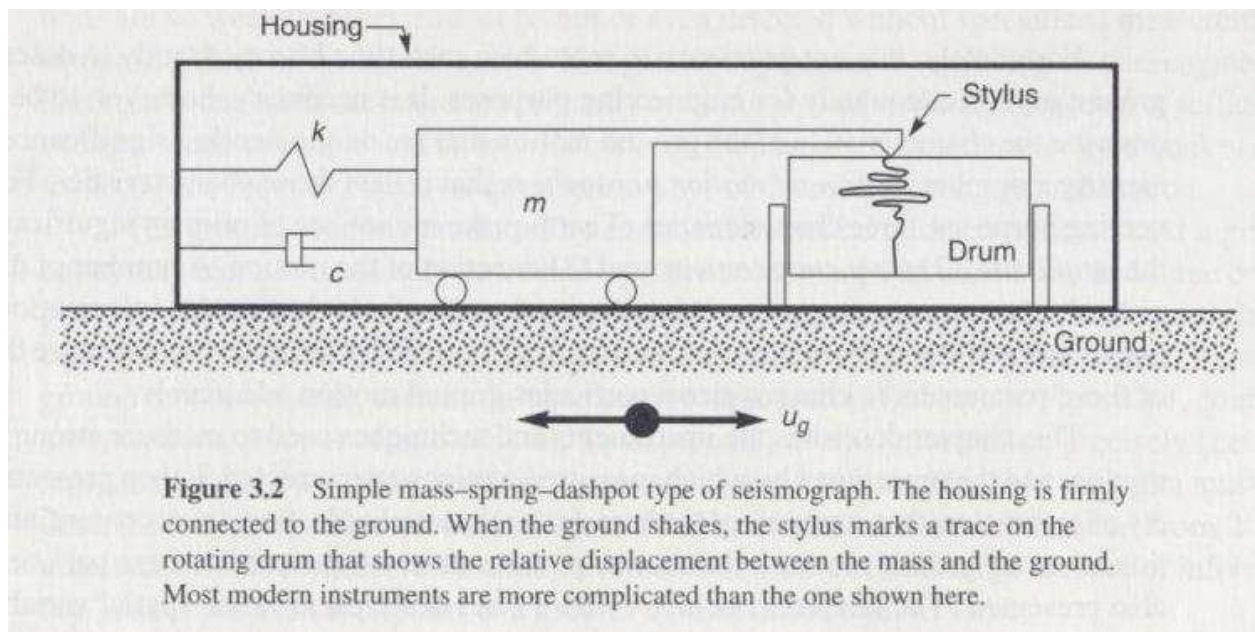
Quando la deformazione è eccessiva o la resistenza per attrito (che si oppone al movimento relativo tra le due placche) non è più sufficiente, allora tutta l'energia accumulata si libera istantaneamente e improvvisamente. Si ha così il terremoto.

Quindi la causa del terremoto è la rottura delle rocce in profondità che liberano in questo modo l'energia accumulata in seguito ai movimenti ai quali è continuamente sottoposta la crosta terrestre.

Il terremoto è un fenomeno naturale che si manifesta con un rapido scuotimento della superficie terrestre.

Questi avvengono principalmente nelle zone di scontro/contatto/scorrimento tra le placche.

### 2.3. Strumentazioni



### SISMOGRAFI

I sismogrammi sono la registrazione del terremoto.

Il sismogramma, permette di distinguere i vari tipi di vibrazioni e di onde e tutte le loro caratteristiche fisiche.

Generalmente in una stazione sismografica sono posizionati tre sismografi: uno per

registrare i movimenti verticali; uno per registrare i movimenti orizzontali in direzione nord – sud; uno per registrare i movimenti orizzontali in direzione est – ovest.

Le grandezze fisiche che consentono la descrizione quantitativa degli eventi sismici sono:

- Accelerogrammi (PGA, PGV, PGD, durata, contenuto in frequenza);
- Intensità (I): è una misura degli effetti del sisma in un luogo preciso, e non del sisma stesso (tipicamente scala Mercalli-Cancari-Sieberg);
- Magnitudo (MS): è una misura della violenza di un particolare sisma, più precisamente è una misura dell'energia liberata da un sisma (tipicamente scala Richter);
- Spettri di risposta.

#### ***2.4. La classificazione sismica in Italia***

La normativa italiana attualmente vigente nel settore delle costruzioni, rappresenta l'evoluzione di un processo durato oltre 20 anni, in seguito ai terremoti dal Friuli e dell'Irpinia.

Il territorio italiano fino al 2005 era divisa in 4 zone sismiche chiamate categorie, si andava dalla 1° che era la più pericolosa alla 4° che era la zona non sismica.

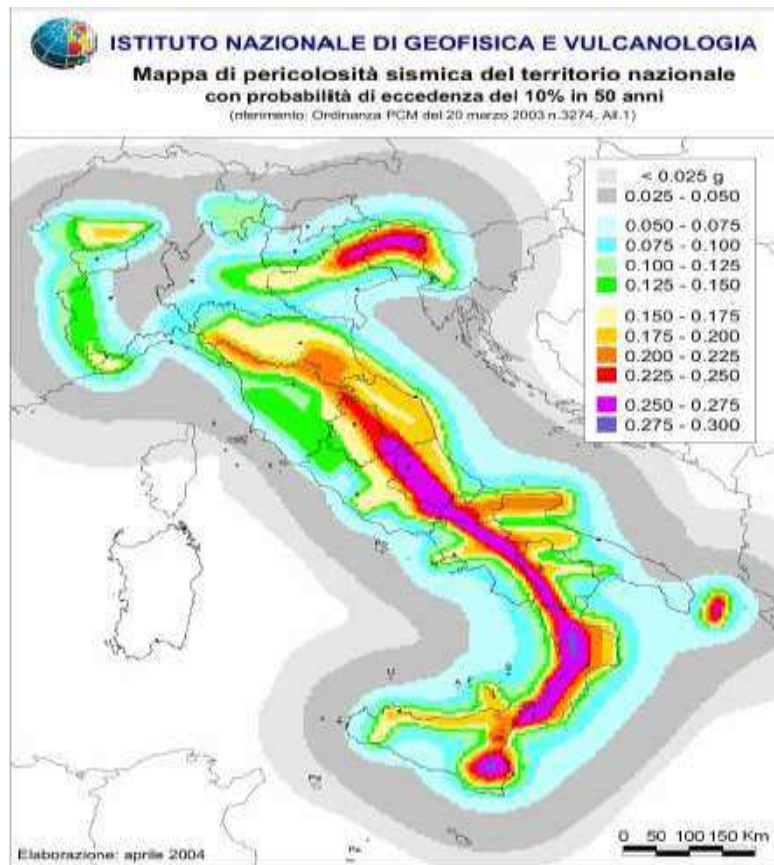


Questa classificazione è risalente esattamente al 1980 ed è rimasta in vigore fino al 2005 con l'entrata in vigore della modifica che apportava un sensibile cambiamento sia alla classificazione che al modo di essere letta, si passava infatti da 3 categorie a 4 categorie e se ne definivano i valori di riferimento, per la prima categoria si dava un'accelerazione pari a 0,35g e di categoria in categoria si scende di un decimo di un punto fino ad arrivare alla 4° categoria avente un valore di 0,05g.



Questa mappa è stata creata sulla base di un'analisi effettuata sui sismi realmente avvenuti e ricercati nella storia dei singoli luoghi ed è calcolata sulla probabilità di accadimento di un dato valore di accelerazione in un dato periodo, che per le costruzioni di civile abitazione è circa di 50 anni con una probabilità di accadimento del 10%.

La normativa del 2008 riprende e sviluppa i dati forniti dalla normativa del 2005 e li elabora per conseguire l'attuale mappa di pericolosità sismica dell'INGV:



L'attuale mappa consente non solo di dividere l'Italia in zone ma arrivare a una discretizzazione tale da definire l'accelerazione da intendersi nel singolo comune, avere quindi una mappa molto più precisa delle precedenti, quindi ricavando la posizione dell'edificio si va sulla normativa che ci fornirà tutti i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica da attendersi.



### 3. METODI DI ANALISI

Nelle norme sono ammessi quattro metodi di analisi caratterizzati da complessità e precisione crescenti. Esso sono:

- analisi statica lineare;
- **analisi dinamica lineare;**
- **analisi statica non lineare;**
- analisi dinamica non lineare.

Nel seguito si approfondirà solo l'analisi dinamica lineare e l'analisi statica non lineare, con le quali sarà affrontato l'adeguamento sismico dell'Istituto d'arte di Sulmona.

#### 3.1. *Analisi dinamica lineare*

Questo tipo di analisi è considerato il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni progetto. Deve essere applicato usando un modello tridimensionale della struttura a meno che non siano rispettati i criteri di regolarità in pianta: in questo caso è sufficiente studiare due modelli piano separati.

L'analisi modale, prevede di calcolare tramite l'utilizzo dello spettro di pseudo accelerazione, i valori massimi di sollecitazione e spostamenti associati a ciascun modo proprio di vibrare della struttura supposta elastica lineare e quindi di combinarli in modo opportuno.

Tale analisi risolve la seguente equazione differenziale in forma matriciale per sistemi non smorzati:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{0}$$

Tale equazione ha soluzione del tipo:

$$\mathbf{x}(t) = \mathbf{x}e^{i\omega t}$$

Utilizzando le formule di Eulero per passare da notazione con numeri complessi a quella con coseni e seni, e sostituendo nell'equazione di partenza i risultati ottenuti dalle derivazioni si ottiene il seguente sistema finale:

$$\left(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}\right)\mathbf{x}e^{i\omega t} = \mathbf{0}$$

Per cui:

$$\det|K - \omega^2 M| = 0$$

Se si vuole che tale sistema sia soddisfatto per ogni valore di t (tempo).

Dall'equazione agli autovalorji :

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

Si ricavano le frequenze proprie del sistema  $\omega$ .

Il sistema

$$(K - \omega^2 M)x e^{i\omega t} = (K - \omega^2 M)\Phi = 0$$

Fornisce le forme modali (autovettori), le cui soluzioni sono definite a meno di una costante moltiplicativa.

Si passa poi al calcolo del fattore di partecipazione:

$$M_j^* = \Phi_j^T M \Phi$$

$$\gamma_j = \frac{\Phi_j^T M R}{M_j^*}$$

Dove R è il vettore direzione.

Si calcola la massa modale partecipante come:

$$M_j = \frac{(\Phi_j^T M R)^2}{M_j^*}$$

Si ricava la risposta spettrale (effettuata sullo spettro utilizzato) per ogni grado di libertà i relativo alla forma spettrale j:

$$S_D^{(i)} = f(w_i, \xi_i) \text{ per ogni modo } j$$

Si arriva alla risposta del grado di libertà i dovuta al modo j:

$$X_{i,\max}^{(j)} = \Phi_i^{(j)} \gamma_i S_D^{(i)} \quad F_{si}^{\max} = M \Phi_i \gamma_i g S_{Ad}(T_i, \xi_i)$$

Ora si dovranno combinare i risultati secondo rispettivamente la combinazione SRSS e CQC di seguito rispettivamente riportate:

$$X_{i,\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^N (X_{i,\max}^{(j)})^2} \quad X_{i,\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^N \sum_{K=1}^K X_{i,\max}^{(j)} \rho_{jk} X_{i,\max}^{(k)}}$$

## 3.2. *Analisi statica non lineare (push over)*

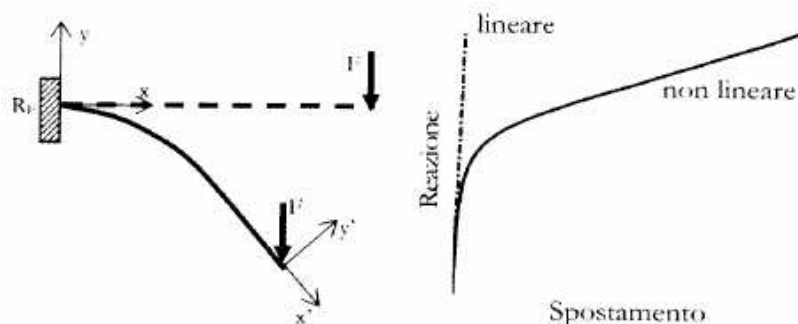
### 3.2.1. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA NON LINEARE

#### 3.2.1.1. NON LINEARITA' GEOMETRICA

Nella modellazione di strutture che subiscono elevati spostamenti e deformazioni, è necessario tenere in conto la non linearità geometrica della risposta strutturale, che causa una variazione degli spostamenti non proporzionale ai carichi. Infatti, quando un corpo elastico si deforma in modo significativo non è più valida l'ipotesi della teoria dell'elasticità lineare secondo la quale è possibile, in un processo deformativo, configurare iniziale e finale: questa ipotesi implica utilizzare un sistema di riferimento che rimane invariato durante l'analisi e, in termini di soluzione, una linearità tra cause ed effetti. Se si verificano elevati spostamenti e deformazioni è necessario introdurre nella modellazione un secondo sistema di riferimento locale solidale con il corpo, che permette di descriverne l'effettiva configurazione e quindi il reale rapporto fra carichi e spostamenti. Un'analisi in grado di cogliere le non linearità geometriche prevede quindi due passi successivi: la scomposizione della struttura nei suoi elementi e la ricerca e la ricerca per ciascun elemento, nel sistema di riferimento locale associato alla deformata corrente, della nuova configurazione di equilibrio; la trasformazione di questa configurazione e degli effetti conseguenti dal sistema di riferimento locale a quello globale, in modo che sia possibile procedere all'assemblaggio, ovvero alla ricostruzione dell'intera struttura e alla definizione della risposta globale.

È possibile individuare tre principali cause di non linearità geometrica, nel seguito brevemente discusse:

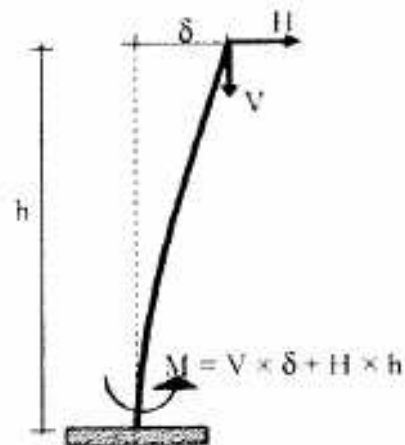
- Grandi spostamenti/rotazioni. Per comprendere in che modo la presenza di grandi spostamenti/rotazioni nella risposta di una struttura elastica renda non soddisfatte le ipotesi della teoria dell'elasticità, si consideri l'esempio in figura.





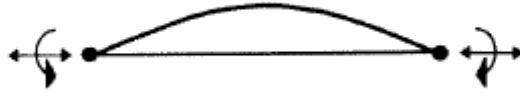
La forza è crescente nel tempo. Supporre che per tutta la storia de formativa dell'elemento, configurazione iniziale e finale coincidano, corrisponde a considerare il sistema di riferimento della mensola fisso e, quindi, il carico sempre ortogonale all'asse della trave: il taglio crescerà linearmente con lo spostamento verticale dell'estremo libero. Se invece, si considera che man mano che il carico cresce, l'elemento cambia configurazione rispetto a quella iniziale, assunto solidale con il corpo un sistema di riferimento locale, quest'ultimo risulterà ruotato rispetto alla direzione del carico agente in modo tale che: la componente del carico ortogonale all'asse non crescerà più linearmente con lo spostamento e di conseguenza anche il momento, in quanto una quota del carico diventerà azione assiale.

- Effetti del secondo ordine. Per comprendere in che modo la presenza di effetti del secondo ordine nella risposta di una struttura elastica renda non soddisfatte le ipotesi della teoria dell'elasticità lineare, si consideri l'esempio rappresentato in figura.



Supporre che configurazione in deformata e deformata coincidono, corrisponde a considerare il sistema di riferimento dell'elemento fisso e, quindi, il carico verticale sempre parallelo all'asse della colonna: la struttura sarà soggetta ad azione assiale pari a  $V$  e ad un momento flettente alla base pari ad  $H \times h$ . Se invece, come è anche intuibile fisicamente, si considera che, a causa dello spostamento, l'elemento ha cambiato configurazione rispetto a quella iniziale inflettendosi, assunto solidale con il corpo un sistema di riferimento locale, quest'ultimo risulterà ruotato rispetto alla direzione dei carichi agenti, in modo tale che il carico  $V$  contribuirà, oltre che all'azione assiale, anche al taglio e al momento nell'elemento. In particolare il momento alla base risulterà aumentato di un valore pari a  $V \times \delta$ .

-Effetto trave-colonna. Per comprendere in che modo l'effetto trave colonna nella risposta di un elemento strutturale elastico renda non soddisfatte le ipotesi della teoria dell'elasticità lineare, si consideri il generico elemento rappresentato in figura:



Supporre che configurazione in deformata e deformata coincidano, corrisponde a considerare completamente disaccoppiate le due azioni: azione assiale e momento produrranno sforzi e deformazione costanti lungo l'asse dell'elemento e, rispettivamente, uniformi e lineari sulla sezione. Se invece, come è anche intuibile fisicamente, si considera che, a causa dell'inflexione indotta dal momento flettente ed azione assiale: in particolare, un'azione assiale di compressione riduce la rigidità flessionale, mentre un'azione di trazione ha l'effetto opposto. Questo si traduce in termini di modellazione, nell'aver una matrice di rigidità dell'elemento in cui i diversi contributi, assiale, flessionale, tagliante sono fra loro accoppiati.

### 3.2.1.2. NON LINEARITÀ DEL MATERIALE

#### MODELLAZIONE A PLASTICITÀ CONCENTRATA

Prevede che tutti gli elementi costituenti la struttura rimangano sempre in campo elastico e che vengano introdotti, alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento anelastico laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica. La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi.

Il vantaggio di questa modellazione è che permette di lavorare principalmente con elementi elastici computazionalmente meno onerosi e più facilmente gestibili, lasciando a pochi punti della struttura la concentrazione della non linearità del materiale. Inoltre è estremamente versatile in quanto permette, con un'opportuna scelta del legame costitutivo della cerniera, di descrivere diversi fenomeni, oltre al comportamento flessionale, che possono anche influenzare la risposta strutturale, quali la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura, la flessibilità del nodo trave-colonna, l'interazione fra telaio e tamponamenti. Questo aspetto è particolarmente importante quando si vuole modellare il comportamento di strutture esistenti.

Il limite di questa modellazione è che richiede una certa esperienza dell'operatore per

stabilire dove distribuire gli elementi non lineari e per scegliere lunghezze e curve caratteristiche che permettano di cogliere il reale comportamento delle cerniere plastiche. Infatti, l'accuratezza dell'intera analisi può essere compromessa qualora si sbagli la calibrazione delle curve di risposta disponibili per la descrizione degli elementi cerniera o la loro estensione. Per poter utilizzare correttamente i codici con elementi a plasticità concentrata nello studio di strutture con comportamento non lineare sotto carichi ciclici, è opportuno per i diversi membri strutturali:

- stimare in maniera adeguata nella sezione critica il diagramma momento-curvatura in presenza di azione assiale e degrado nel tempo, causato dall'azione ciclica del sisma, per scegliere con cognizione fra i vari modelli di interazione M-N e di isteresi;
- predire una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di questa per la curvatura derivante dal modello scelto definisca una rotazione prossima a quella reale.

#### MODELLAZIONE A PLASTICITA' DIFFUSA

In questo caso si considerano elementi tipo trave con comportamento anelastico: l'anelasticità è diffusa in tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso l'utilizzo di elementi a fibre. Essi prevedono che lo stato di sforzo-deformazione di una sezione del generico elemento sia ottenuto tramite l'integrazione della risposta sforzo deformazione uni assiale non lineare di ciascuna fibra in cui la sezione è stata suddivisa. Come esempio si riporta la discretizzazione di una sezione tipo di una trave in cemento armato. Se si utilizza un numero sufficiente di fibre la distribuzione della non linearità del materiale nella sezione può essere modellata accuratamente anche in condizioni di elevata non linearità; allo stesso modo, dividendo longitudinale ciascun elemento strutturale in un numero di elementi sufficiente è possibile descrivere in modo accurato la formazione e la diffusione di un eventuale cerniera plastica nell'elemento senza bisogno di supporla a priori.

Se, da un punto di vista computazionale, un modello ad anelasticità distribuita, utilizzando legami costitutivi non lineari per l'intero elemento trave, risulta essere più oneroso rispetto ad un modello ad anelasticità concentrata in pochi elementi, d'altra parte, da un punto di vista operativo, non necessita di una particolare esperienza di modellazione dell'operatore: tutto ciò che è richiesto all'utilizzatore è

di definire le caratteristiche geometriche e conoscere il comportamento anelastico ciclico dei materiali per poter scegliere il modello costitutivo più appropriato fra quelli proposti in letteratura ed implementati nei codici.

D'altra parte, poiché generalmente un modellazione a fibre considera soltanto la componente flessionale della deformazione, per poter descrivere i fenomeni prima ricordati, quali il taglio, lo scorrimento delle barre, la deformabilità del nodo, l'interazione con i tamponamenti è necessario introdurre ulteriori elementi (cerniere parziali piuttosto che elementi biella) con un maggiore onere computazionale. Si osserva, comunque, che nella progettazione del nuovo solitamente si richiede che non si verifichino rotture per taglio, che vi sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo, che non vi sia crisi nel nodo, e quindi l'utilizzo di un modello ad inelasticità distribuita risulta ancora appropriato.

### 3.2.1.3. PROCEDURE DI SOLUZIONE DI PROBLEMI NON LINEARI

Considerare la risposta strutturale non lineare, a causa della presenza di non linearità geometriche e del materiale, implica l'utilizzo di metodi di analisi non lineari in cui sono impiegate procedure di soluzione di tipo incrementale iterativo. Queste ultime prevedono l'applicazione del carico agente sulla struttura tramite incrementi successivi predefiniti e la ricerca della condizione di equilibrio in ogni incremento tramite iterazioni.

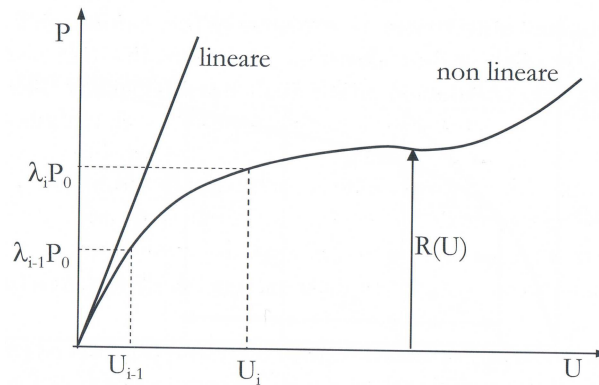
Facendo riferimento ad un approccio agli spostamenti, si consideri una struttura lineare sollecitata da un carico applicato incrementalmente pari a  $\lambda_i \mathbf{P}_0$  con  $\lambda_i$  fattore di carico all'incremento  $i$ -esimo: risolvere la struttura significa verificare che ad ogni incremento, sia verificato l'equilibrio fra le forze interne resistenti  $\mathbf{F}_s$  e i carichi esterni. Essendo  $\mathbf{F}_s$  funzione lineare degli spostamenti tramite la matrice  $\mathbf{K}$ , il tutto si riduce a risolvere il sistema lineare:

$$\mathbf{K}\mathbf{U}_i = \lambda_i \mathbf{P}_0$$

Se invece, si considera una struttura non lineare, l'equilibrio sarà descritto dal sistema non lineare:

$$\mathbf{R}(\mathbf{U}_i) = \lambda_i \mathbf{P}_0$$

Dove  $\mathbf{R}(\mathbf{U}_i)$  sono le forze resistenti funzione non lineare degli spostamenti.



Per risolvere il sistema non lineare si utilizza un'approssimazione per cui si assume che, nel passo infinitesimo  $\delta U$ , la funzione  $\delta R$  è lineare e pari a

$$\delta R = \mathbf{K}_T \delta U$$

Essendo  $\mathbf{K}_T$  la matrice di rigidità tangente definita come:

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial U_1} & \frac{\partial R_1}{\partial U_2} & \cdots & \frac{\partial R_1}{\partial U_n} \\ \frac{\partial R_2}{\partial U_1} & \frac{\partial R_2}{\partial U_2} & \cdots & \frac{\partial R_2}{\partial U_n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial R_n}{\partial U_1} & \frac{\partial R_n}{\partial U_2} & \cdots & \frac{\partial R_n}{\partial U_n} \end{bmatrix}$$

Lo spostamento  $U$  si ottiene con procedure incrementali.

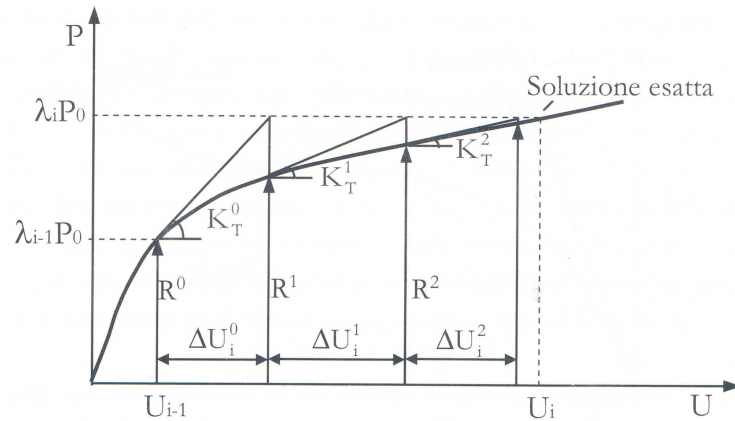
Le più comunemente utilizzate nei codici strutturali sono la procedura di Newton-Raphson (NR) e quella di Newton-Raphson modificato (NRm). Entrambe prevedono di calcolare l'incremento  $\Delta U_i$  corrispondente all'incremento di carico  $\lambda_i(\mathbf{P}_0) - \lambda_{i-1}(\mathbf{P}_0)$  tramite iterazioni successive per cui:

$$\Delta U_i = \Delta U_i^0 + \Delta U_i^1 + \dots + \Delta U_i^j + \Delta U_i^n$$

Nel caso di NR lo spostamento correttivo  $\Delta U_i^j$  è calcolato a partire dalla soluzione all'iterazione precedente  $\mathbf{R}^j(U_{i-1} + \Delta U_i^k)$  con  $k=0, j-1$ , supponendo la funzione  $\mathbf{R}$  lineare, secondo la relazione:

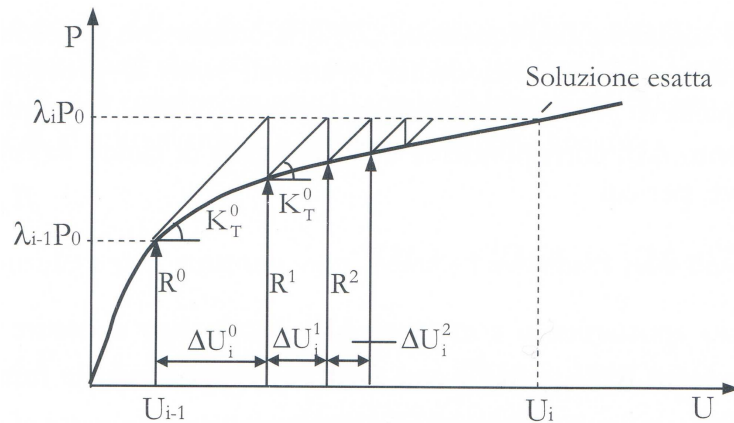
$$\Delta U_i^j = (\mathbf{K}_T^j)^{-1} \times (\lambda_i \mathbf{P}_0 - \mathbf{R}^j)$$

Il metodo prevede quindi che ad ogni iterazione venga calcolata la matrice tangente  $\mathbf{K}_T^i = \mathbf{K}_T(U_{i-1} + \Delta U_i^k)$  con  $k=0, j-1$ . nell'iterazione iniziale la tangente verrà calcolata in corrispondenza della soluzione al passo incrementale precedente. La procedura è rappresentata graficamente come:



Nel metodo NRm gli spostamenti correttivi sono determinati utilizzando in tutte le iterazioni la rigidezza iniziale  $\mathbf{K}_T^0$  risulta quindi:

$$\Delta U_i^j = (\mathbf{K}_T^0)^{-1} \times (\lambda_i \mathbf{P}_0 - \mathbf{R}^j)$$



Rispetto al metodo precedente si ha un vantaggio in termini di oneri computazionali, dovendo calcolare solo una volta per incremento la matrice di rigidezza, a fronte però di un maggior numero di iterazioni.

È possibile inoltre utilizzare altri metodi derivanti dalla combinazione dei due descritti, che si differenziano per il numero di volte in cui l'incremento viene ricalcolata la matrice di rigidezza. Solitamente le prestazioni migliori si ottengono aggiornando la matrice nei primi passi e poi mantenendola costante.

In tutti i metodi l'iterazione nell'incremento si interrompe quando è soddisfatto un criterio di tolleranza, che solitamente si basa sulla norma dello spostamento correttivo e sulla norma dello sbilanciamento delle forze. Si richiede cioè che siano soddisfatte rispettivamente le condizioni:

$$\left\| \frac{\Delta U_i^n}{\Delta U_i} \right\| \leq tol \quad \left\| \frac{\lambda_i P_0 - R^n}{P_0} \right\| \leq tol$$

## **3.2.2. ANALISI STATICA NON LINEARE**

### **3.2.2.1. INTRODUZIONE**

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende fortemente dalla sua capacità deformativa in regime anelastico, ovvero dalla sua duttilità. I metodi di tipo lineare tengono conto di questo comportamento non lineare della struttura tramite l'impiego dei fattori di struttura  $q$ . I metodi di analisi non lineari statici, permettono di cogliere cambiamenti nella risposta caratteristica della struttura che si verificano man mano che singoli elementi si snervano e sulla distribuzione della domanda di anelasticità nella struttura, utile in particolare in fase di verifica, laddove necessario valutare la coerenza fra fattori di struttura assunti e reale capacità di duttilità della struttura.

In questo tipo di analisi si applicano incrementalmente, ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di "spingere" in campo non lineare la struttura. In particolare nella formulazione più semplice del metodo, durante l'analisi le forze orizzontali vengono tutte scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura. Risultato finale dell'analisi è la curva taglio alla base – spostamento, che rappresenta la capacità della struttura e che, quindi verrà confrontata con la domanda, rappresentata da punti sulla curva stessa individuati in corrispondenza di valori di spostamento relativi alle massime domande di spostamento che la struttura subirebbe quando fosse soggetta ai diversi terremoti di progetto. Le domande di spostamento potranno in generale essere valutate utilizzando opportuni spettri di risposta.

Poiché in corrispondenza di ogni punto della curva di capacità si possono valutare importanti parametri strutturali quali lo spostamento globale, lo spostamento relativo fra i vari piani, le deformazioni e le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, con tale analisi è possibile verificare la capacità della struttura sia in termini di resistenza che di deformabilità tenendo conto sia delle non linearità geometriche sia di quelle del materiale.

Le norme suggeriscono, per la valutazione del legame taglio alla base – spostamento di un punto di controllo, di applicare due diverse distribuzioni di forze orizzontali nei baricentri delle masse dei vari piani. In particolare si considerano una distribuzione

di forze proporzionale alle masse e una distribuzione di forze proporzionale al prodotto delle masse per la deformata individuata dal modo principale di vibrare del sistema considerato elastico. Tale scelta nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze di inerzia presenti sulla struttura durante il sisma. Confronti con analisi dinamiche non lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al principale modo di vibrare colgono meglio la risposta dinamica, finchè la struttura rimane in campo elastico, mentre, quando si raggiungono grandi deformazioni, la risposta dinamica può risultare meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

### *METODOLOGIA*

La metodologia proposta nelle norme si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica. Questo implica che il comportamento del sistema a M-GDL sia determinato principalmente da un solo modo la cui forma  $\Phi$  rimane costante durante l'analisi. Il passaggio dal sistema M-GDL al sistema 1-GDL permette di valutare con maggiore semplicità la prestazione richiesta al sistema dal sisma preso in considerazione. Infatti, definito il sistema 1-GDL equivalente e calcolato il suo periodo proprio  $T^*$ , è immediato, con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico in spostamento, dedurre lo spostamento massimo che deve essere in grado di sopportare e da questo dedurre lo spostamento massimo del sistema M-GDL. L'applicazione della metodologia proposta prevede che, per ciascuna delle distribuzioni sopra descritte, si eseguano i seguenti passi:

1. *Analisi “push over” per la determinazione del legame forza-spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema.*

Scelto un punto significativo della struttura, generalmente coincidente con il baricentro dell'ultimo piano, le forze vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo fino ad un valore “sufficiente”, tale che, una volta calcolata la domanda in spostamento, questa sia già compresa nella curva di push over così ottenuta. Risultato dell'analisi è la curva non lineare



taglio alla base  $V_b$  (pari alla risultante delle forze applicate) – spostamento del punto di controllo  $d_c$  che rappresenta la curva di capacità della struttura.

2. *Determinazione delle caratteristiche di un sistema 1-GDL a comportamento bi-lineare equivalente.*

Calcolato il vettore  $\Phi$  corrispondente al modo principale di vibrare normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo, si calcola il coefficiente di partecipazione del principale modo di vibrare:

$$\gamma_j = \frac{\Phi_j^T MR}{M_j^*}$$

In campo elastico la forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati a quelli del sistema M-GDL dalle relazioni:

$$F^* = \frac{V_b}{\gamma_j} \quad d^* = \frac{d_c}{\gamma_j}$$

Si approssima quindi la curva caratteristica forza  $F^*$  - spostamento  $d^*$  del sistema equivalente con una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree. Permettendo tale approssimazione di individuare un ramo elastico con pendenza  $k^*$ , il periodo proprio elastico del sistema 1-GDL risulta essere pari a:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Dove, essendo  $N$  il numero di masse del sistema M-GDL, si definisce:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,j}^2$$

3. *Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo dello spettro di risposta elastico.*

Nel caso il sistema 1-GDL abbia periodo proprio  $T^*$  sufficientemente elevato, in particolare nelle norme si richiede  $T^* > T_c$ , il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo, cioè:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max} = S_{De}(T^*)$$

Essendo  $S_{De}$  lo spettro di risposta elastico in spostamento.

Se invece il sistema 1-GDL ha periodo proprio  $T^* < T_c$ , la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e risulta:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}$$

Essendo  $q^*$  il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se  $q^*$  risulta minore di 1 si assume ancora:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}$$

#### 4. *Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica.*

Noto  $d_{\max}^*$  è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema M-GDL semplicemente invertendo:

$$d_{\max} = \gamma_j d_{\max}^*$$

E quindi verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto un valore di spostamento  $d_c$  almeno pari a  $d_{\max}$ .

Una volta noto lo spostamento del punto di controllo si conosce dall'analisi la configurazione deformata ed è quindi possibile eseguire la verifica dell'edificio, in particolare controllando la compatibilità degli spostamenti in quegli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che presentano un comportamento fragile. Generalmente nell'analisi push over le proprietà degli elementi sono basate sui valori medi delle proprietà dei materiali.

### 3.2.2.2. METODO CSM PER LA RICERCA DEL PERFORMANCE POINT

Il metodo dello spettro di capacità (CSM) è una procedura di analisi statica non lineare per valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura per effetto di un evento sismico assegnato. L'azione sismica (detta richiesta sismica) viene definita mediante uno spettro di risposta elastico mentre il comportamento della struttura viene rappresentato da una curva forza – spostamento (detta curva di capacità) che definisce il comportamento del sistema 1-GDL equivalente alla struttura stessa. Lo spostamento atteso viene determinato individuando sulla curva di capacità lo spostamento atteso viene determinato individuando sulla curva di capacità lo spostamento viene perseguita operando nello spazio ADRS (acceleration

displacement response spectrum) e quindi descrivendo la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamento spettrali. Nello spazio ADRS lo spettro di risposta e la curva di capacità prendono il nome di spettro di domanda (DS) e di spettro di capacità (CS). Grazie a questa trasformazione di coordinate, il CSM fornisce una rappresentazione grafica della prestazione sismica del sistema 1-GDL equivalente soggetto ad un dato terremoto che viene individuata dall'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di risposta rappresentativo della richiesta indotta dal terremoto. Le coordinate di tale punto di intersezione, detto punto di funzionamento (performance point = PP) della struttura, definiscono l'accelerazione e lo spostamento massimi attesi nel sistema M-GDL.

Il PP deve quindi soddisfare due condizioni:

- appartenenza al CS per essere rappresentativo del comportamento della struttura ad un certo spostamento;
- appartenenza al DS opportunamente ridotto allo spettro di risposta elastico al 5% di smorzamento, che rappresenta la domanda non lineare in corrispondenza dello stesso spostamento strutturale.

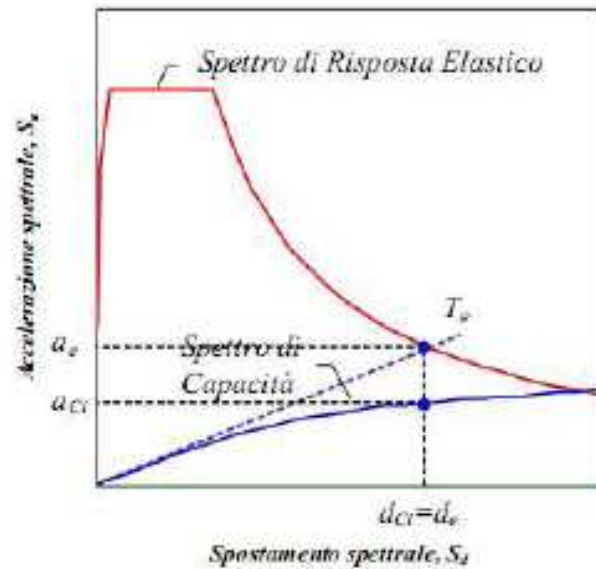
In generale, l'individuazione del PP richiede una procedura iterativa che cicla intorno allo smorzamento efficace del sistema 1-GDL equivalente e che si rende necessaria poiché la capacità di una struttura e la richiesta imposta a questa da un dato terremoto non sono tra loro indipendenti; infatti:

- quando una struttura elasticizza per effetto dello spostamento indotto dal sisma, la sua rigidità decresce e il suo periodo si allunga;
- quando una struttura elasticizza, in risposta alla richiesta sismica, dissipa energia per smorzamento isteretico e, poiché l'energia dissipata non viene immagazzinata dalla struttura, lo smorzamento produce una riduzione di spostamento.

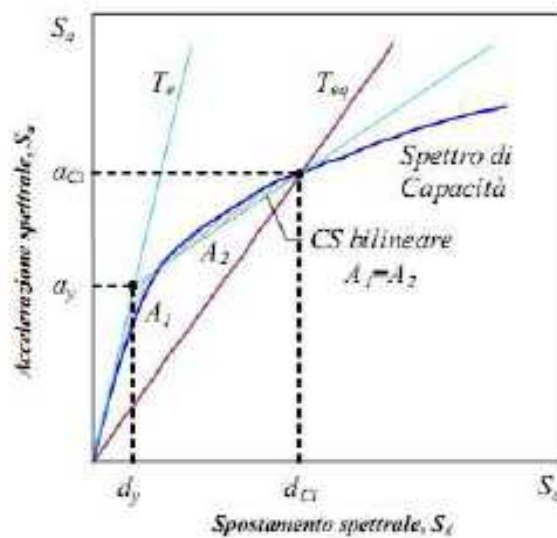
La procedura iterativa può essere riassunta nei seguenti passi:

- definizione della richiesta sismica: si definisce lo spettro di risposta elastico al 5% di smorzamento rappresentativo dell'azione sismica attesa nel sito;
- definizione della curva di capacità: si costruisce la curva forza – spostamento rappresentativa della capacità del sistema mediante un'analisi di spinta;
- conversione della curva di capacità e della curva di domanda nel dominio spettrale: si trasformano lo spettro di risposta elastico e la curva di capacità nel formato ADRS e si diagrammano sullo stesso piano;

- selezione di uno spostamento di tentativo: si stabilisce uno spostamento di tentativo del PP,  $d_{CI}$ , (inizialmente, in accordo con l'approssimazione di uguale spostamento, si può assumere  $d_{CI} = d_e$ ). Questo spostamento funge da valore di innesco per la procedura iterativa;



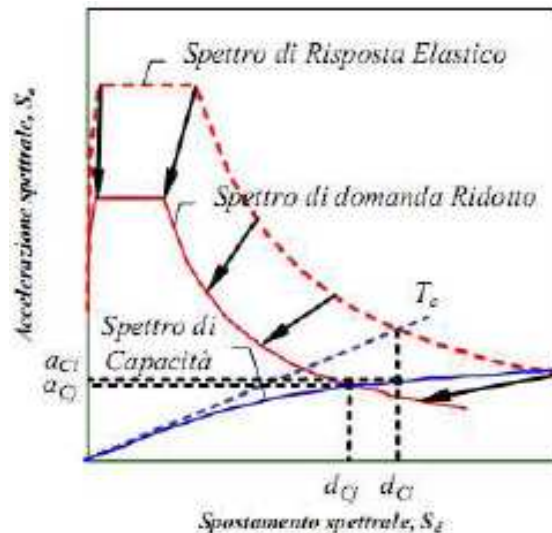
- rappresentazione bilineare dello spettro di capacità: costruzione dell'approssimazione bilineare della curva spettrale di capacità secondo il criterio di uguale energia;



- linearizzazione equivalente dello spettro di capacità bilineare: si assume che la risposta del sistema bilineare, in corrispondenza dello spostamento generico  $d_{CI}$ , sia analoga a quella di un sistema lineare caratterizzato da un periodo di vibrazione e da uno smorzamento viscoso equivalenti. Questi valori vengono calcolati sulla base del comportamento isteretico della

struttura;

- riduzione dello spettro di risposta: determinazione della corrispondente curva spettrale di domanda ridotta in funzione dell'energia isteretica dissipata dal sistema rappresentata dallo smorzamento equivalente;
- individuazione del punto di funzionamento: lo spostamento  $d_{Cj}$  del punto di funzionamento si ricava come punto di intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di domanda ridotto;



- controllo della convergenza: se lo spostamento  $d_{Cj}$  coincide con  $d_{Ci}$  a meno di una tolleranza prefissata allora lo spostamento del PP (ossia il massimo spostamento strutturale indotto dalla azione sismica considerata) risulta  $d_{pp}=d_{Cj}$  altrimenti si pone  $d_{Ci} = d_{Cj}$  e si ripete dal punto 5;
- valutazione della richiesta sismica globale: a convergenza ottenuta, si può ricavare il massimo spostamento del punto di controllo del sistema M-GDL.

### 3.2.2.3 METODO N2

L procedura consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali monotone crescenti fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il metodo si applica, generalmente, alle strutture regolari in pianta e in altezza, ma può essere esteso anche alle strutture irregolari se si tiene conto dell'evoluzione della rigidità e corrispondentemente dalle forme di vibrazioni conseguenti allo sviluppo delle deformazioni anelastiche. Il legame forza – spostamento generalizzato viene ottenuto applicando all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse di ogni piano:

- distribuzione proporzionali alle masse;
- distribuzione proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

### 3.2.2.4 PUSHOVER MULTIMODALE

In questa tipologia di pushover non è considerato solo il primo modo ma anche i modi superiori.

Questa analisi viene condotta a forze imposte adottando varie distribuzioni (invarianti) di forze laterali proporzionali, tramite la matrice diagonale delle masse  $M$  alle forze modali  $\phi_m$  e al relativo fattore di partecipazione secondo la seguente:

$$F_{i,j} = \text{diag}[M; M; I_0] \cdot \left( \text{diag}[\Gamma_{ux\%}; \Gamma_{uy\%}; \Gamma_{rz\%}]_j \cdot [ux; uy; rz]_{i,j} \right) \quad \text{piano } i=1,N \quad \text{modo } j=1,K$$

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ M_z \end{bmatrix}^{i,j} = \begin{bmatrix} M & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Gamma_{ux\%} & 0 & 0 \\ 0 & \Gamma_{uy\%} & 0 \\ 0 & 0 & \Gamma_{rz\%} \end{bmatrix}^j \cdot \begin{bmatrix} ux \\ uy \\ rz \end{bmatrix}^{i,j} \quad \text{piano } i=1,N \quad \text{modo } j=1,K$$

Tali distribuzioni vengono stimate considerando il fattore di partecipazione modale di ogni componente, attraverso diversi metodi.

Una volta ottenuto il profilo di forze desiderato si effettua l'analisi di spinta in campo non lineare come nel caso di pushover N2.

### 3.2.2.5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Questo tipo di analisi permette di ricavare interessanti informazioni sulla risposta di sistemi strutturali, soprattutto nel caso venga usato per la verifica sia di edifici esistenti che nuovi.

La risposta caratteristica che può essere ottenuta con un'analisi statica non lineare comprende:

- la valutazione dei rapporti di sovrarresistenza;
- l'individuazione di una realistica richiesta di resistenza su elementi fragili (azione assiale su colonne in compressione, momento flettente in giunti trave-colonna, azione tagliante in elementi tozzi);
- l'individuazione di una realistica richiesta di deformazione su elementi che devono avere un comportamento duttile al fine di dissipare energia;
- la possibilità di verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica

negli edifici progettati con il fattore di riduzione  $q$ ,

- la possibilità di verificare le conseguenze della perdita di resistenza di un elemento sulla stabilità dell'intera struttura;
- l'individuazione di zone critiche dove maggiore è la richiesta di duttilità;
- l'individuazione di irregolarità in pianta o in altezza in termini di resistenza che causano modifiche della risposta dinamica in campo non lineare;
- la valutazione degli spostamenti relativi fra i piani tenendo conto della discontinuità di resistenza e rigidità fra i piani. In questo modo è possibile controllare il danno di elementi non strutturali;
- il monitoraggio continuo di deformazioni, sollecitazioni, snervamento e rottura nei singoli elementi, nonché della curva di capacità dell'intera struttura.

Paragonata con i classici metodi di analisi che, secondo la tradizionale tecnica di progettazione, interpretano il sisma come un sistema di forze rispetto al quale la struttura deve essere in grado di fornire sufficiente resistenza, l'analisi statica non lineare, come è stata qui presentata, pur utilizzando sempre forze applicate alla struttura, considera in modo esplicito il ruolo fondamentale dello spostamento e della deformazione che sono i reali effetti del sisma su una struttura. Questo, da una parte, permette di conoscere meglio e quindi di progettare o verificare in maniera più accurata la struttura, dall'altra richiede di avere a disposizione codici di calcolo in grado di descrivere il comportamento non lineare delle strutture. In relazione a questo, è da notare che i programmi a plasticità diffusa, una volta definito il legame non lineare dei materiali, non richiedono particolare perizia da parte dell'operatore e facilmente sono in grado di fornire la curva di capacità della struttura, diversamente quelli a plasticità concentrata richiedono un maggiore sforzo in termini di modellazione.

In questa ottica si può dire che l'analisi statica non lineare rappresenta una valida alternativa all'analisi dinamica lineare, in quanto è in grado di cogliere le principali caratteristiche della risposta dinamica richiedendo tempi e complessità di calcolo nettamente inferiori, ma rimane ancora uno strumento "sofisticato" e quindi non alternativo a tecniche di analisi più semplici quali l'analisi modale, che saranno dunque preferenzialmente utilizzate nella progettazione di strutture nuove.





## **4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

In questo capitolo saranno riportate le principali parti delle normative vigenti utilizzate per sviluppare l'analisi e la verifica della struttura in esame. In particolare la definizione dei carichi agenti sulle strutture, i metodi di analisi e verifica degli elementi in calcestruzzo armato senza e con rinforzo in FRP.

### ***4.1. “Nuove norme tecniche per le costruzioni” D.M. 14 gennaio 2008 e circolare n.617 del 2 febbraio 2009***

#### **4.1.1. INTRODUZIONE**

Il D.M. 14-01-2008 raccoglie in un unico organico testo le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

In esse sono definiti i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

#### **4.1.2. PRINCIPI GENERALI**

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):* capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

## **4.1.2. STATI LIMITE**

### **4.1.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

I principali stati limite ultimi, sono i seguenti:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di struttura, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

### **4.1.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

I principali stati limite di esercizio, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;

- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni e fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

#### 4.1.2.3. SICUREZZA STRUTTURALE

La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d > E_d$  dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

#### 4.1.3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Le classi d'uso sono divise nel seguente modo:

- *classe I*: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- *classe II*: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle seguenti classi d'uso, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- *classe III*: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- *classe IV*: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade si tipo A o B. ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ .

Il valore del coefficiente d'uso è definito al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella.

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

#### 4.1.4 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Si classificano in base al modo di esplicitarsi come: dirette, indirette e degrado.

Si classificano in base alla risposta strutturale come: statiche, pseudo statiche e dinamiche.

Si classificano secondo la variazioni della loro intensità nel tempo come:

- a) permanenti (G):* azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno; forze risultanti dalla pressione dell'acqua (G1);
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
  - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - pretensione e precompressione (P);
  - ritiro e viscosità;
  - spostamenti differenziali;
- b) variabili (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;
- c) eccezionali (A):* azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, quali: incendi, esplosioni, urti e impatti;
- d) sismiche (E):* azioni derivanti dai terremoti.

#### 4.1.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- combinazioni fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite d'esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alla tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A:

$$A + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono i seguenti:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### 4.1.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

#### 4.1.7 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi “leggeri”: da determinarsi caso per caso	14,0 + 20,0
Calcestruzzi “pesanti”: da determinarsi caso per caso	28,0 + 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 + 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 + 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

#### 4.1.8 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorchè in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi



dell'unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente distribuiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere come carichi equivalenti distribuiti, purchè i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

### **Elementi divisori interni**

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purchè vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con	$G_2 \leq 1,00kN / m$	$g_2 = 0,40kN / m^2$
- per elementi divisori con	$1,00 \leq G_2 \leq 1,00kN / m$	$g_2 = 0,80kN / m^2$
- per elementi divisori con	$2,00 \leq G_2 \leq 3,00kN / m$	$g_2 = 1,20kN / m^2$
- per elementi divisori con	$3,00 \leq G_2 \leq 4,00kN / m$	$g_2 = 1,60kN / m^2$
- per elementi divisori con	$4,00 \leq G_2 \leq 5,00kN / m$	$g_2 = 2,00kN / m^2$

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

### **4.1.9 CARICHI VARIABILI**

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/mq];
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN];
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m].

I valori nominali e/o caratteristici sono riportati nella seguente tabella. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purchè non vi sia rischio di

risonanza delle strutture.

I carichi verticali concentrati formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50x50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200x200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

#### 4.1.10 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definisce a partire dalla “pericolosità sismica” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizione di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

##### 4.1.10.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia d’esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *stato limite di operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;
- *stato limite di danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali,

mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *stato limite di salvaguardia della vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *stato limite di prevenzione del collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento del periodo di riferimento, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono i seguenti:

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

#### 4.1.10.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Condizioni topografiche:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

#### 4.1.10.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

##### DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

## SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali T ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:  $S = S_S \cdot S_T$ , essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali di versi dal 5%;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale ed ha un valore minimo pari a 2,2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \cdot T^*_C$
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:  $T_B = T_C/3$
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4x a_g/g + 1,6$

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T^*_C$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente tabella dove g è l'accelerazione di

gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni tipografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$ .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

## SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima,

in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per i valori non citati sono uguali quelli delle componenti orizzontali.

#### 4.1.10.5 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni qui riportata:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

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

$$G_1 + G_2 \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

#### 4.1.11 AZIONI DEL VENTO

Il vento la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Peraltro, per le costruzioni di forma o di tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

##### 4.1.11.1 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo



di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

$a_s$  = altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano:



#### 4.1.11.2 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia interne che esterne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la

combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come azione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

#### 4.1.11.3 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:  $p = q_b c_e c_p c_d$

Dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione;

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

#### 4.1.11.4 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento (in N/mq) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

Dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/mc.

#### 4.1.11.5 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la

costruzione, le altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Dove

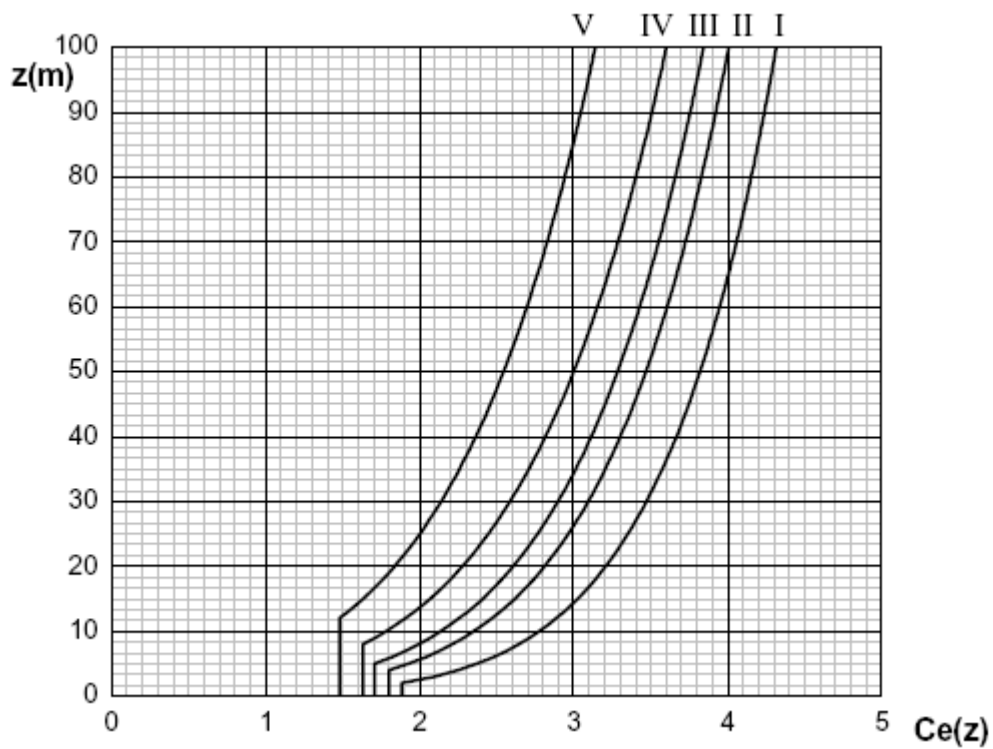
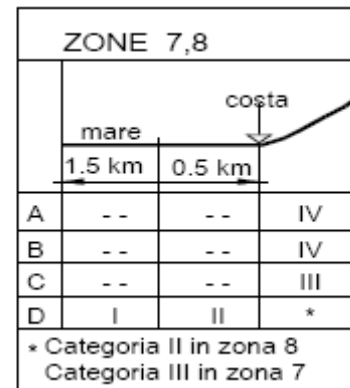
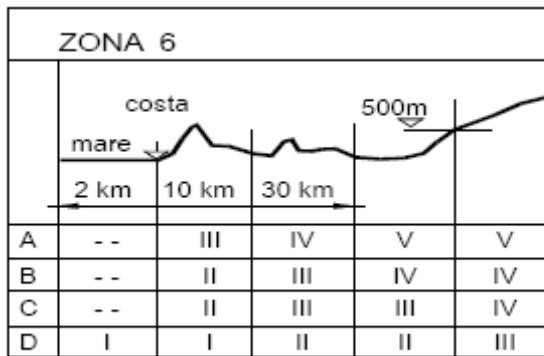
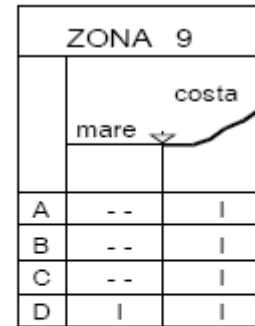
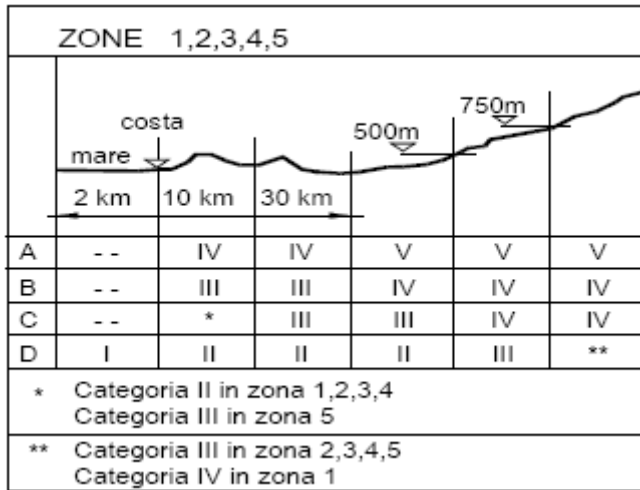
$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati nella seguente tabella

$c_t$  è il coefficiente di topografia generalmente posto uguale a 1

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



#### 4.1.11.6 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia corrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

#### 4.1.12 AZIONE DELLA NEVE

##### 4.1.12.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico al suolo [kN/mq];

$C_E$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca verticalmente e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

##### 4.1.12.2 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Il mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di

realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve inferiori a quelli previsti per 1500 m.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

### **Zona I – Alpina**

$$q_{sk} = 1,50kN / m^2 \quad a_s \leq 200m$$

$$q_{sk} = 1,39 \left[ 1 + (a_s / 728)^2 \right] kN / m^2 \quad a_s > 200m$$

### **Zona I – Mediterranea**

$$q_{sk} = 1,50kN / m^2 \quad a_s \leq 200m$$

$$q_{sk} = 1,35 \left[ 1 + (a_s / 602)^2 \right] kN / m^2 \quad a_s > 200m$$

### **Zona II**

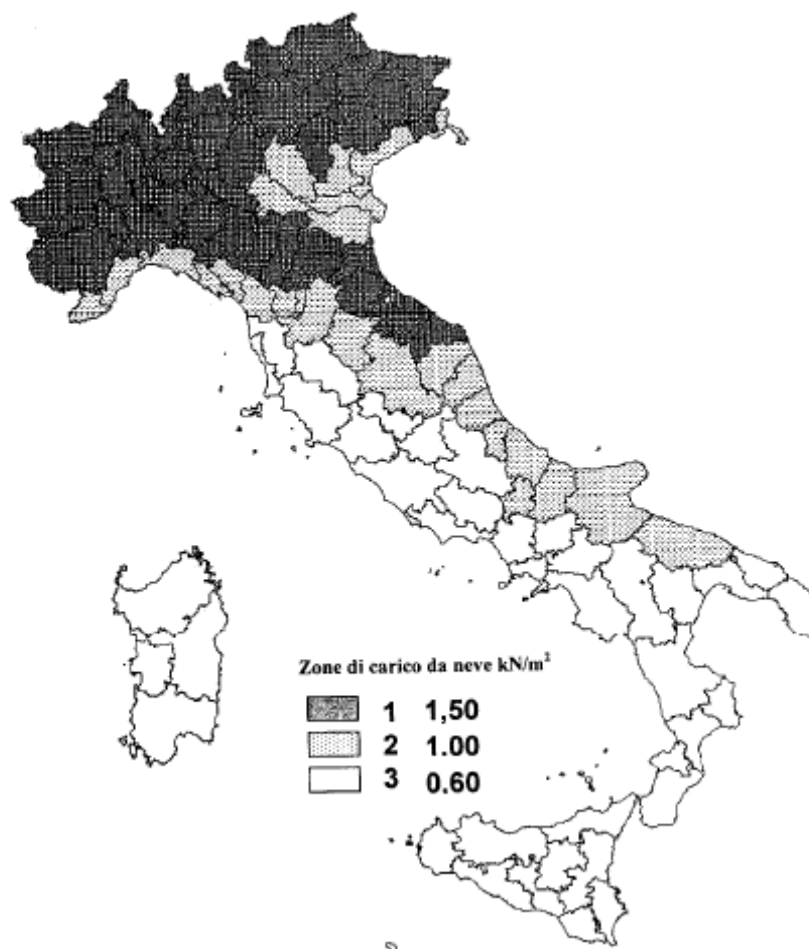
$$q_{sk} = 1,00kN / m^2 \quad a_s \leq 200m$$

$$q_{sk} = 0,85 \left[ 1 + (a_s / 481)^2 \right] kN / m^2 \quad a_s > 200m$$

### **Zona III**

$$q_{sk} = 0,60kN / m^2 \quad a_s \leq 200m$$

$$q_{sk} = 0,51 \left[ 1 + (a_s / 481)^2 \right] kN / m^2 \quad a_s > 200m$$



#### 4.1.12.3 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella seguente tabella. Se non diversamente indicato, si assumerà uguale a 1.

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

#### 4.1.12.4 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tenere conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore

della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato uguale a 1.

#### 4.1.12.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

##### 4.1.12.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

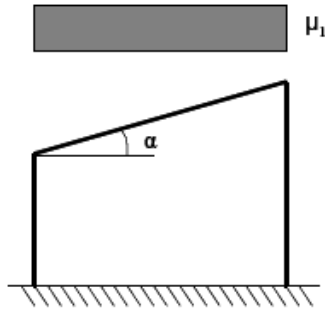
Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata affidabilità.

##### 4.1.12.5.2 Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata nella seguente figura, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



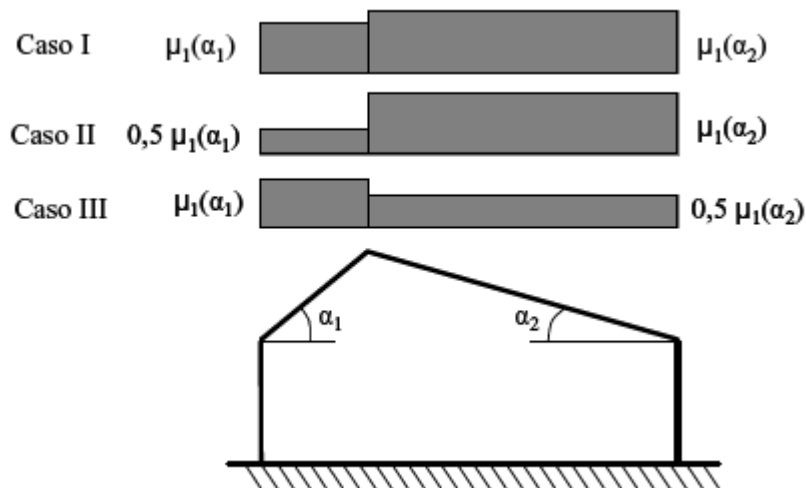


#### 4.1.12.5.2 Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata caso I riportata nella figura seguente.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate caso II e caso III riportate nella seguente figura.



#### 4.1.13 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO, METODI DI ANALISI

Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni si potranno adottare i metodi seguenti:

- analisi elastica lineare;
- analisi plastica;
- analisi non lineare.

Quando rilevante, nei diversi metodi di analisi sopra citati vanno considerati gli

effetti del secondo ordine.

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi – colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

#### 4.1.13.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia agli stati limite ultimi sia per gli stati limite d'esercizio.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazioni lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidzze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidzza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidzza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidzze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione. In particolare la redistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di

flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5 – 2,0.

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette la redistribuzione dei momenti flettenti può assumersi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purchè il rapporto  $\delta$  tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti  $1 > \delta > 0,70$ .

I valori di  $\delta$  si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25(0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu})x / d \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25(0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu})x / d \quad \text{per } f_{ck} > 50MPa$$

#### 4.1.13.2 ANALISI PLASTICA

L'analisi plastica può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e per i soli stati limite ultimi.

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni - deformazioni rigido – plastico verificando che la duttilità delle sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni sia sufficiente a garantire la formazione del meccanismo previsto.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità così da pervenire ad un unico moltiplicatore di collasso. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

#### 4.1.13.3 ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli stati limite d'esercizio, sia per gli stati limite ultimi, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza.

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni – deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le

loro intensità. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

#### **4.1.14 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

##### **4.1.14.1 RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI**

Le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

Dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;

$\gamma_M$  sono coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

##### *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, pari a 0,85;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

In caso di elementi piani gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a  $0,80 f_{cd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo di calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 10%.

##### *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza a trazione, vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;  
 $f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Nel caso di elementi piani gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a  $0,80 f_{ctd}$ .

#### *Resistenza di calcolo dell'acciaio*

La resistenza di calcolo dell'acciaio è riferita alla tensione di snervamento e il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Dove:

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1,15;  
 $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

#### 4.1.14.2 RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE (elementi monodimensionali)

##### 4.1.14.2.1 *Ipotesi di base*

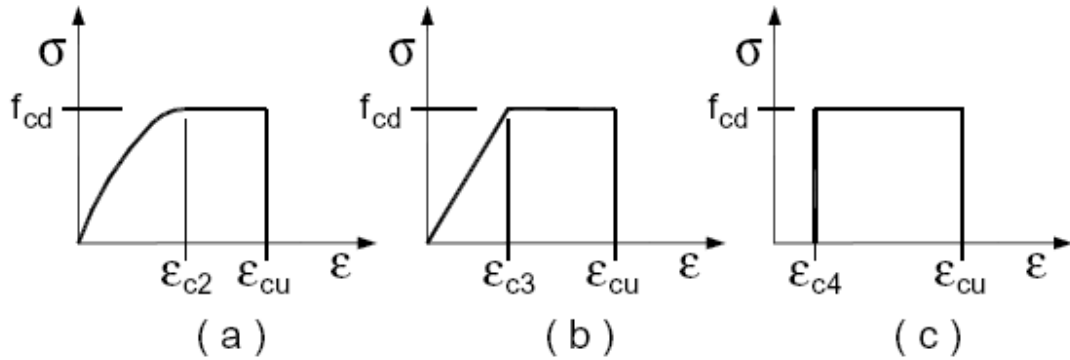
Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza nulla a trazione del calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione – deformazione.

#### 4.1.14.2.2 Diagrammi di calcolo tensione – deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione – deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo ed alla deformazione ultima.

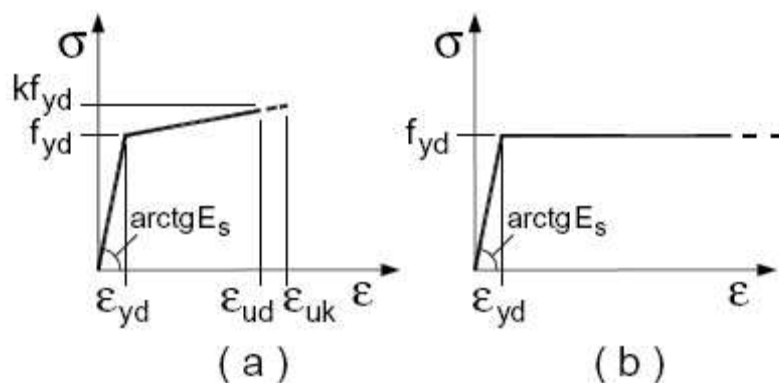


Per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

#### 4.1.14.2.3 Diagrammi di calcolo tensione – deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione – deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\epsilon_{ud}=0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk}=(A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovra resistenza  $k=(f_t/f_y)_k$ .



#### 4.1.14.2.4 Analisi della sezione

Con riferimento alla sezione presso inflessa, assieme ai diagrammi di deformazione e

di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma - \epsilon$  di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

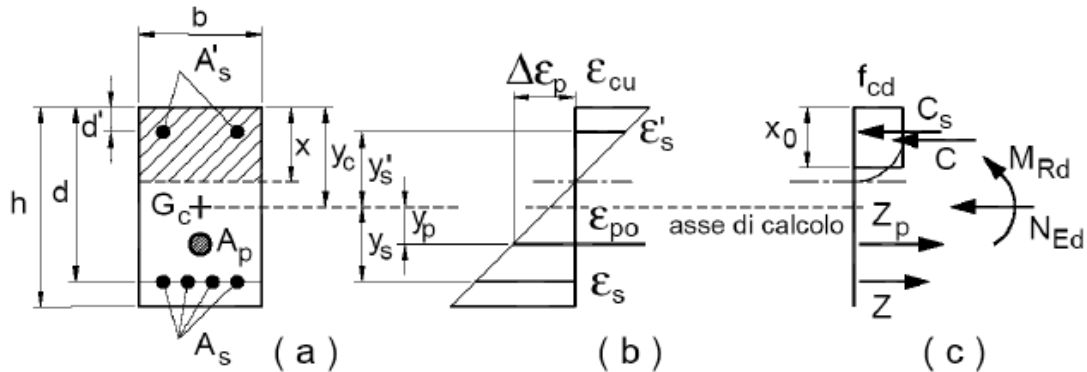
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) > M_{Ed}$$

Dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.



Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e N_{Ed}$  con eccentricità e pari almeno a  $0,05h > 20 \text{ mm}$  (con  $h$  altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma:

$$\left( \frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{E_{xd}}}{M_{R_{xd}}} \right)^\alpha \leq 1$$

Dove:

$M_{E_{yd}}, M_{E_{xd}}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi  $y$  e  $x$ ;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{xd}}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi  $y$  e  $x$ .

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione; in mancanza di una specifica valutazione può porsi cautelativamente pari a 1.

#### 4.1.14.2.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (elementi con armature resistenti a taglio)

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio

deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio trazione si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio compressione si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove :

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm);

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$$

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $=0,5 f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 \leq \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla compressione, si dovrà aggiungere la limitazione: ( $\text{ctg} \theta_1 < \text{ctg} \theta$ )

Dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\text{ctg} \theta_1 = \tau/\sigma$



mentre  $\tau$  e  $\sigma$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_l = 0,9 \cdot d \cdot (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha) / 2 \geq 0$$

#### **4.1.15 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

##### **4.1.15.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. si deve tenere conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non – dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre

azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento se non rilevanti.

Nel comportamento dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata. Tenendo conto delle non linearità di comportamento.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di capacità dissipativa o classi di duttilità (CD):

- classe di duttilità alta (CD" A");
- classe di duttilità bassa (CD" B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette dissipative o critiche, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovra resistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovra resistenza assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD" A" e ad 1,1 per CD" B".

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovra resistenza sempre pari a 1,5, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel

qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall'analisi allo SLC.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo; si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate. Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra le parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ad essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

#### 4.1.15.2 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali.

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati secondari, e gli elementi non strutturali autoportanti, possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero – cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista soletta in cemento armato almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purchè le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano la non linearità di materiale e geometriche, e modelli non

lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio – calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari. Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'intersezione fondazione – terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco – elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili. Conseguentemente, nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolare alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

#### 4.1.15.3 METODI DI ANALISI

#### 4.1.15.3.1 *Analisi lineare*

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sono calcolati, quale sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei paragrafi precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per essere utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i

valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_0/\alpha_1$  pari alla media tra 1 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è pari a 1,5 per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è uguale a 1.

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

#### 4.1.15.3.2 *Analisi non lineare*

L'analisi non lineare si utilizza per i sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati i legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

#### 4.1.15.3.3 *Analisi statica o dinamica*

Oltre al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi di analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente. Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto. In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

#### 4.1.15.3.4 *Analisi lineare dinamica*

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione degli effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella

indicata nell'espressione:

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

Con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i - j$  di modi.

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valori pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

#### 4.1.15.3.5 *Analisi non lineare statica*

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali e l'altra nelle distribuzioni secondarie appresso illustrate.

Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche (calcolate con l'analisi statica lineare) applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione



considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);

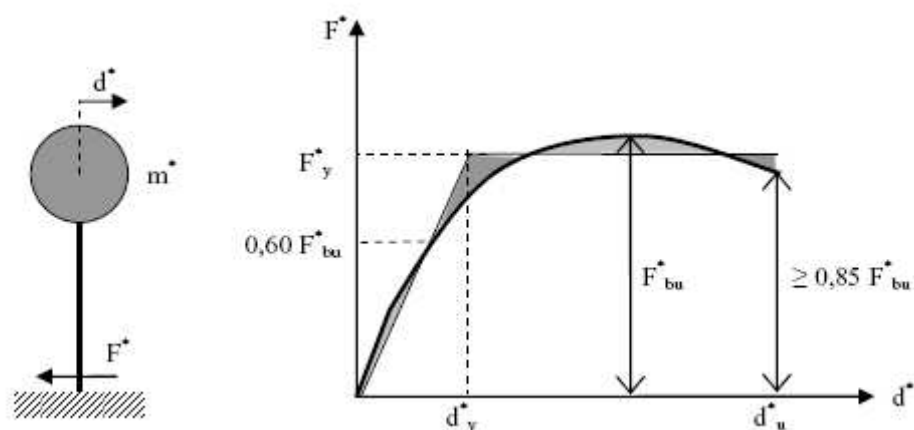
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_C$ .

Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Questo metodo d'analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.



La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove  $\Gamma$  è il fattore di partecipazione modale definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6 F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $< 0,15 F_{bu}^*$ .

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Dove  $m^* = \Phi^T M \tau$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui il periodo della costruzione  $T^*$  risulti maggiore di  $T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

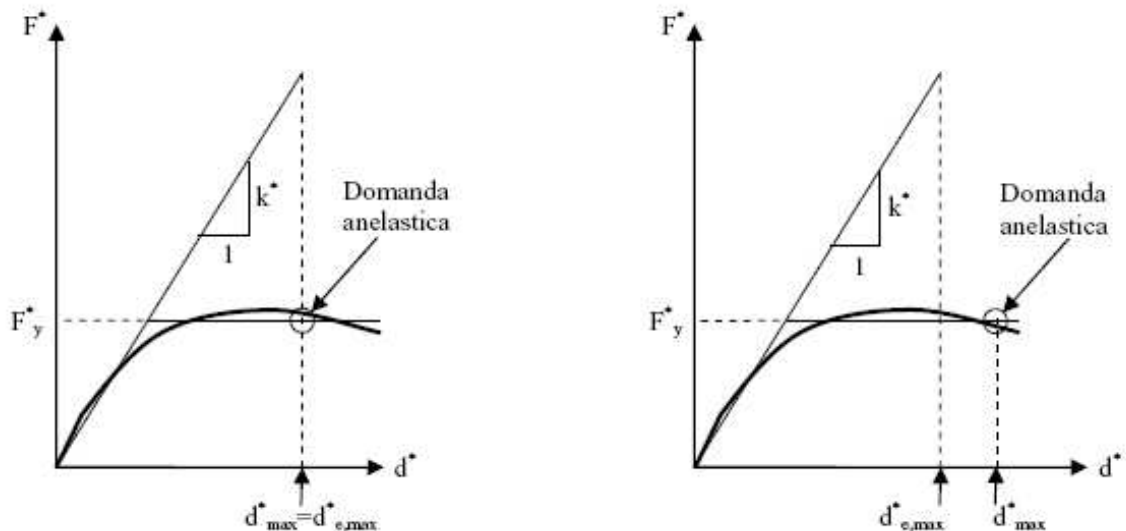
$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui  $T^*$  sia minore di  $T_C$  la domanda di spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Dove  $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta  $q^* < 1$  allora si ha  $d_{max}^* = d_{e,max}^*$ .



Gli effetti torsionali accidentali sono considerati nel modo previsto come già ricordato precedentemente.

Una volta trovata la domanda in spostamento  $d_{max}^*$  per lo stato limite in esame si verifica che sia  $d_{max}^* < d_u^*$  e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica condotta nei modi previsti dalle NTC può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

L'azione sismica deve essere applicata, per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

#### 4.1.15.4 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario, è combinata con gli effetti pseudo statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla

struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario.

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori sfavorevoli così ottenuti.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

#### 4.1.15.5 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolando in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi aumentate del 30%.

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura  $q$  adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

#### 4.1.15.6 COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

##### 4.1.15.6.1 *Tipologie strutturali*

Le strutture sismo – resistenti in cemento armato previste dalle norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio – pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , nella quale:  $r^2 =$  rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano;  $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$  (L e B dimensioni in pianta del piano)
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_C$ , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0 m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come struttura a pareti estese debolmente armate,

tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

#### 4.1.15.6.2 Fattori di struttura

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate sono contenuti nella tabella seguente:

Tipologia	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estesi debolmente armate devono essere progettate in CD "B". strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che le travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai:

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$ .

$k_w = 1$  per strutture a telaio e miste equivalenti a telai;

$k_w = 0,5 < (1 + \alpha_0)/3 < 1$  per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili.

Dove  $\alpha_0$  p il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di  $\alpha_0$  per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle

larghezze.

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove si intenda adottare un valore  $q > 1,5$  il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista.

#### **4.1.16 COSTRUZIONI ESISTENTI**

##### **4.1.16.1 CRITERI GENERALI**

La valutazione della sicurezza e la progettazione e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei 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.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

I fattori di confidenza da considerare sono riassunti nella seguente tabella.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

#### 4.1.16.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli eventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente,



ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato;
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

#### 4.1.16.3 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

##### 4.1.16.3.1 *Intervento di adeguamento*

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10 %; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post – intervento.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

##### 4.1.16.3.2 *Intervento di miglioramento*

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 4.1.16.3.1.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

#### 4.1.16.3.3 *Riparazione o intervento locale*

Il generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

#### 4.1.16.4 VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Nella valutazione della sicurezza o nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti soggette ad azioni sismiche, in particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di continuare a sostenere cicli di sollecitazioni o deformazioni anche dopo il superamento delle soglie di plasticizzazione o di frattura.

##### 4.1.16.4.1 *Costruzioni in cemento armato o in acciaio*

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere duttili o fragili.

I meccanismi duttili possono attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame.

I meccanismi duttili si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi fragili si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, divise 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 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.

#### 4.1.16.4.2 *Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato*

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “duttile”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “fragile”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

#### Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale (SLU)

La capacità deformativa con riferimento alla rotazione rispetto alla corda  $\theta$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio  $L_V = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale stato limite può essere assunta pari a  $\frac{3}{4}$  del valore ultimo  $\theta_u$ .

$\theta_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica

considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante la seguente formula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

dove:

$\gamma_{el} = 1,5$  per gli elementi primari e 1 per gli elementi secondari;

$h$  = è l'altezza della sezione;

$v = N/(A_c f_c)$  ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$  e  $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$  ;

$f_c$  ,  $f_y$  ,  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in situ, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  la percentuale di armatura trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe nella zona critica);

$\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$$

( $b_0$  e  $h_0$  dimensioni del nucleo confinato,  $b_i$  distanza delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro)

Per le pareti il valore di  $\theta_u$  deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo sismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione, il valore di  $\theta_u$  deve essere moltiplicato per 0,85.

Inoltre, il fattore  $\alpha$  è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Quando queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere  $\alpha = 0$ .

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita con la formula sovraesposta. Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità

dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_0$  il valore dato dall'espressione sopra deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0,025 \min(40, l_0/d_{bL})$$

Dove  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali. Il fattore appena citato non tiene conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso va moltiplicato per 0,85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita con l'espressione citata. Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_0$  il valore dato dall'espressione deve esser moltiplicato per il fattore:

$$0,02[10+\min(40, l_0/d_{bL})]$$

La decurtazione valutata con il suddetto fattore è applicabile solo per sovrapposizioni costituite dalla presenza di ganci ad uncino di estremità; la lunghezza  $l_0$  è definita al netto delle dimensioni degli uncini. In assenza di ganci il fattore sarà posto uguale a 0. Inoltre, il fattore non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso il fattore sarà moltiplicato per 0,85.

In alternativa per la valutazione di  $\theta_u$  si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

Dove  $\theta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita come:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left( 1 + 1,25 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

$\phi_u$  è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato e dell'acciaio,  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento,  $L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Dove  $h$  è l'altezza della sezione e  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

## ***4.2. “Linee guida per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP” del 24 luglio 2009***

### **4.2.1. PRINCIPI GENERALI DEL PROGETTO DI RINFORZO**

Le verifiche degli elementi rinforzati devono essere condotte sia nei riguardi degli stati limite d’esercizio che nei riguardi degli stati limite ultimi, come definiti nella normativa vigente.

Si deve verificare, mediante il metodo dei coefficienti parziali, che, in tutte le situazioni prevedibili, adottando i valori di progetto (o di calcolo) delle azioni, delle sollecitazioni e delle resistenze, non sia violato alcuno stato limite. Deve cioè risultare:

$$E_d \leq R_d$$

Dove  $E_d$  e  $R_d$  sono, rispettivamente, i valori di progetto della generica domanda presa in considerazione e della corrispondente capacità nell’ambito dello stato limite esaminato.

#### **4.2.1.1 COEFFICIENTI PARZIALI ED AZIONI DI CALCOLO**

Ai fini delle verifiche di sicurezza e della definizione delle azioni di calcolo si considera la vita di riferimento che la struttura dovrebbe avere se fosse di nuova realizzazione. Ne consegue la prescrizione di adottare gli stessi coefficienti parziali per i materiali preesistenti e le stesse azioni di calcolo previste dalle normative vigenti per le nuove costruzioni.

#### **4.2.1.2 PROPRIETA’ DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI**

I valori delle proprietà dei materiali o dei prodotti usati nel rinforzo devono essere stati determinati mediante prove normalizzate di laboratorio.

Per la generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale o di un prodotto usato nel rinforzo, il valore di calcolo  $X_d$ , può essere espresso in forma generale mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

Dove  $\eta$  è un fattore di conversione che tiene conto, maniera moltiplicativa, di problemi speciali di progetto,  $X_k$  è il valore caratteristico delle proprietà in questione,  $\gamma_m$  è infine il coefficiente parziale del materiale o del prodotto, che tiene conto del tipo di applicazione.

Il fattore di conversione  $\eta$  si ottiene come prodotto del fattore di conversione ambientale,  $\eta_a$ , per il fattore di conversione relativo ad effetti di lunga durata,  $\eta_1$ .

I valori della proprietà dei materiali preesistenti nella struttura da rinforzare devono essere definiti a partire da quelli desumibili da prove normalizzate, in situ o in laboratorio, e/o dagli elaborati del progetto originale, ridotti mediante un adeguato “fattore di confidenza”.

#### 4.2.1.3 CAPACITA' DI CALCOLO

La capacità di calcolo,  $R_d$ , è esprimibile come:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_{d,i}\}$$

Dove  $R$  è un'opportuna finzione riconducibile allo specifico modello meccanico considerato e  $\gamma_{Rd}$  è un coefficiente parziale che tiene conto delle incertezze insite nel suddetto modello.

### 4.2.2. COEFFICIENTI PARZIALI

#### 4.2.2.1 COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_m$ PER I MATERIALI ED I PRODOTTI

Per gli stati limite ultimi, possibili valori da attribuire ai coefficienti parziali  $\gamma_m$ , che nel caso dei materiali e dei prodotti di composito fibrorinforzato vengono denotati con  $\gamma_f$ , sono riportati nella seguente tabella, distinguendo i casi in cui il collasso

avviene per rottura o per distacco del composito.

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A	Applicazione tipo B
Rottura	$\gamma_f$	1.10	1.25
Distacco	$\gamma_{fd}$	1.20	1.50

Si definiscono applicazioni di tipo A sistemi completi di rinforzo di cui sono certificati sia i materiali che il sistema completo applicato ad un substrato definito, mentre si definiscono applicazioni di tipo B sistemi in cui sono certificati solo i materiali.

#### 4.2.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_{Rd}$ PER I MODELLI DI RESISTENZA

Modello di resistenza	$\gamma_{Rd}$
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

### 4.2.3. PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E FATTORI DI CONVERSIONE

#### 4.2.3.1 AZIONI AMBIENTALI E FATTORE DI CONVERSIONE AMBIENTALE

Le proprietà meccaniche di alcuni sistemi FRP degradano in presenza di determinate condizioni ambientali quali: ambiente alcalino, umidità, temperature estreme, cicli termici, cicli gelo e disgelo, radiazioni ultraviolette.

Di tali effetti si può tenere conto forfetariamente attraverso l'introduzione di un fattore di conversione ambientale,  $\eta_a$ , cui vanno attribuiti i valori riportati in tabella.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	$\eta_a$
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85



#### 4.2.3.2 MODALITA' DI CARICO E FATTORE DI CONVERSIONE PER EFFETTI DI LUNGA DURATA

Le proprietà meccaniche di alcuni sistemi a base di FRP degradano per effetto della viscosità, del rilassamento e della fatica.

Per evitare la rottura del rinforzo di FRP sotto tensioni prolungate nel tempo, ovvero in condizioni di carico ciclico, è possibile introdurre opportuni fattori di conversione,  $\eta_1$ , nelle verifiche agli stati limite di esercizio, cui vanno attribuiti i seguenti valori:

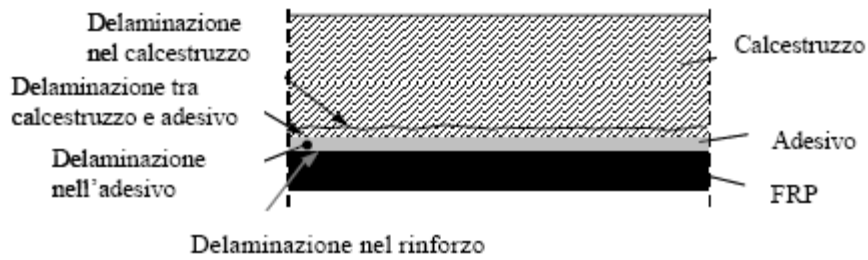
Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	$\eta_1$
Persistente (viscosità e rilassamento)	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico (fatica)	Tutte	0.50

#### 4.2.4 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DELLA DELAMINAZIONE

##### 4.2.4.1 MECCANISMI DI ROTTURA PER DELAMINAZIONE

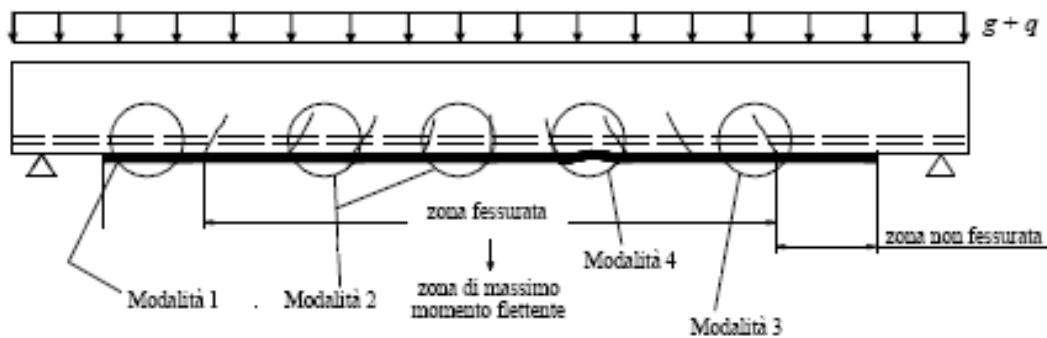
Nel rinforzo di elementi di c.a. mediante lamine o tessuti di materiale composito, il ruolo dell'aderenza tra calcestruzzo e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per delaminazione (perdita di aderenza) è tipo fragile. Nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze tale meccanismo di crisi non deve precedere il collasso per flessione o per taglio dell'elemento rinforzato.

La perdita di aderenza tra composito e calcestruzzo può riguardare lamine o tessuti applicati all'intradosso di travi di c.a. per il rinforzo a flessione e sulle facce laterali (usualmente tessuti) per il rinforzo a taglio. In linea di principio, la delaminazione può prodursi all'interno dell'adesivo, tra calcestruzzo ed adesivo, nel calcestruzzo o all'interno del rinforzo. Nel caso di rinforzi posti correttamente in opera, poiché la resistenza dell'adesivo è in genere molto più elevata di quella a trazione del calcestruzzo, la delaminazione avviene sempre sull'interno di quest'ultimo con l'asportazione di uno strato di materiale, il cui spessore può variare da pochi millimetri fino ad interessare l'intero copri ferro.



I modi di collasso per de laminazione di lamine o tessuti utilizzati per il rinforzo a flessione possono essere classificati nelle seguenti quattro categorie:

- modalità 1 (delaminazioni di estremità);
- modalità 2 (delaminazione intermedia, da fessure per flessione);
- modalità 3 (delaminazione causata da fessure diagonali da taglio);
- modalità 4 (delaminazione causata da irregolarità e rugosità della superficie di cls).

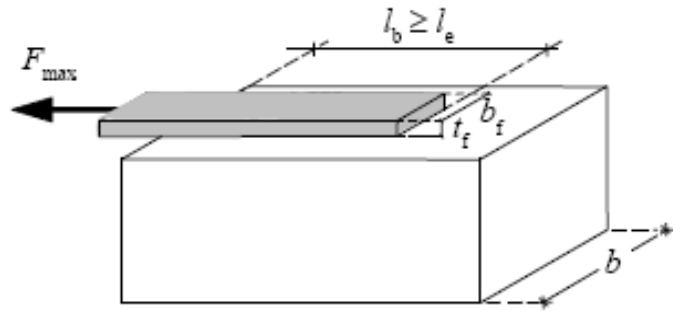


#### 4.2.4.2 VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA DELAMINAZIONE

Le verifiche nei confronti della crisi per de laminazione richiede la valutazione della massima forza trasmissibile dal calcestruzzo al rinforzo, nonché la valutazione delle tensioni, sia tangenziali che normali, mobilitate all'interfaccia calcestruzzo – FRP. La prima valutazione risulta necessaria per la verifica allo SLU, la seconda per la verifica allo SLE.

Con riferimento a una tipica prova di aderenza, il valore ultimo della forza sopportabile dal rinforzo di FRP, prima che subentri la de laminazione, dipende, a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza  $l_b$  della zona incollata. Tale valore cresce con  $l_b$  fino ad attingere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza  $l_c$ : ulteriori allungamenti della zona di incollaggio non comportano incrementi della forza trasmessa.

La lunghezza  $l_c$  viene definita lunghezza ottimale di ancoraggio e corrispondente quindi alla lunghezza minima di quest'ultimo che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.



La lunghezza ottimale di ancoraggio può essere stimata nel modo seguente:

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{ctm}}} \quad (\text{lunghezza in mm})$$

Dove  $E_f$  e  $t_f$  sono rispettivamente il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del composito fibrorinforzato ed  $f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione del calcestruzzo costituente il supporto.

#### 4.2.4.3 RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER DELAMINAZIONE DI ESTREMITA'

Con riferimento ad una de laminazione che coinvolga i primi strati di calcestruzzo e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto del rinforzo,  $f_{fdd}$ , ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio, una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dal calcestruzzo al rinforzo di FRP, vale:

$$f_{fdd} = \frac{0,24}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{E_f \cdot k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{t_f}} \quad (\text{forze in N, lunghezze in mm})$$

Essendo,  $\gamma_c$  il coefficiente parziale del calcestruzzo ed  $f_{ck}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo.  $k_b$  è un fattore di tipo geometrico il cui valore è funzione della larghezza della trave rinforzata,  $b$ , e di quella del rinforzo,  $b_f$ :

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (\text{lunghezze in mm})$$

Sempre che  $b_f/b > 0,33$  (per  $b_f/b < 0,33$  si adotta il valore di  $k_b$  corrispondente a  $b_f/b = 0,33$ ).

Nel caso di lunghezze di ancoraggio minori di quella ottimale la tensione di progetto deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \frac{l_b}{l_e} \left( 2 - \frac{l_b}{l_e} \right)$$

Quando si faccio ricorso a particolari dispositivi di ancoraggio la forza massima di ancoraggio deve essere valutata mediante apposite indagini sperimentali.

#### 4.2.4.4 RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER DELAMINAZIONE INTERMEDIA

Allo scopo di prevenire il meccanismo di delaminazione secondo la modalità2, si può verificare che la variazione di tensione nel rinforzo FRP tra due fessure consecutive non superi un opportuno valore limite. Quest'ultimo dipende, in generale, dalle caratteristiche del legame di aderenza, dalla distanza tra le fessure e dal livello di tensione nel rinforzo.

In alternativa, è possibile ricorrere ad una procedura semplificata consistente nel verificare che allo SLU la tensione nel composito fibrorinforzato non ecceda un valore massimo,  $f_{fdd,2}$ , fornito dalla seguente relazione:

$$f_{fdd,2} = k_{cr} \cdot f_{fdd}$$

Nella quale, in mancanza di dati specifici,  $k_{cr}$  può essere assunto pari a 3.

#### 4.2.5 RINFORZO A FLESSIONE

Il rinforzo a flessione si rende necessario per elementi strutturali soggetti ad un momento flettente di progetto maggiore della corrispondente capacità flessionale. In particolare, nel prosieguo sarà esaminato il caso di flessione retta.

Il rinforzo a flessione con materiale compositi può essere eseguito applicando una o più lamine, ovvero uno o più strati di tessuto, al lembo teso dell'elemento da rinforzare.

##### 4.2.5.1 ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SLU

Il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP in modo che il momento sollecitante di progetto,  $M_{Sd}$ , e quello resistente di progetto della sezione rinforzata,  $M_{Rd}$ , soddisfino la disequazione:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Le ipotesi fondamentali su cui si basa l'analisi allo SLU delle sezioni ci c.a.

rinforzate con FRP sono le seguenti:

- conservazione della pianeità delle sezioni rette fino a rottura, in modo che il diagramma delle deformazioni normali sia lineare;
- perfetta aderenza tra i materiali componenti;
- incapacità del calcestruzzo di resistere a trazione;
- legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio conformi alla normativa vigente;
- legame costitutivo del composito fibrorinforzato elastico lineare fino a rottura.

L'intervento di rinforzo risulta efficace per sezioni a debole armatura; le regole appresso riportate si riferiscono esclusivamente a tale situazione.

Si ipotizza che la rottura per flessione si manifesti quando si verifica una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento della massima deformazione plastica del calcestruzzo compresso;
- raggiungimento di una deformazione massima nel rinforzo di FRP,  $\epsilon_{fd}$ , calcolata come:

$$\epsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}, \epsilon_{fdd} \right\}$$

Dove  $\epsilon_{fk}$  è la deformazione caratteristica a rottura del rinforzo,  $\eta_a$  e  $\gamma_f$  sono rispettivamente il coefficiente del materiale e il fattore di conversione ambientale,  $\epsilon_{fdd}$  è la deformazione massima per la delaminazione intermedia.

Nell'ipotesi che il rinforzo di FRP sia applicato su un elemento soggetto ad una sollecitazione preesistente, cui corrisponda un momento applicato  $M_o$  si deve procedere alla valutazione dello stato deformativo iniziale quando  $M_o$  sia maggiore del momento di fessurazione. In caso contrario, lo stato deformativo iniziale può essere di norma trascurato.

Il calcolo viene eseguito nell'ipotesi di comportamento elastico lineare dei due materiali costituenti la trave e di incapacità del calcestruzzo a sopportare sforzi di trazione.

Le deformazioni significative sono quella al lembo compresso e quella al lembo teso, dove viene applicato il rinforzo di FRP. Esse possono essere ricavate in base alla

linearità del diagramma delle deformazioni normali sulla sezione retta, in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche della sezione reagente.

Generalmente è superfluo verificare l'entità della deformazione esibita dall'acciaio teso allo SLU, in quanto, per i valori usuali della deformazione limite delle fibre, e del calcestruzzo, il valore di progetto di tale deformazione non viene mai attinto. Nel caso in cui la deformazione ultima dell'acciaio stabilita dalla normativa vigente dovesse essere superata, se ne deve tenere conto nel calcolo della posizione dell'asse neutro e conseguentemente in quello del momento resistente.

#### 4.2.5.2 RESISTENZA DI PROGETTO A FLESSIONE DELL'ELEMENTO RINFORZATO CON FRP IN PRESENZA DI FORZA ASSIALE (PRESSOFLESSIONE)

Valgono i principi introdotti nel paragrafo precedente, portando tuttavia in conto la dipendenza del momento resistente di progetto della sezione rinforzata dallo sforzo normale sollecitante di progetto.

L'attivazione dell'azione del rinforzo in corrispondenza delle zone nodali deve essere assicurata attraverso l'adozione di soluzioni costruttive idonee. Inoltre, le fibre longitudinali impiegate per il rinforzo a pressoflessione devono essere adeguatamente confinate al fine di evitare il distacco delle stesse e l'espulsione del materiale di supporto. In tali condizioni, si valuta la deformazione massima mediante la relazione:

$$\varepsilon_{fd} = \left\{ \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} \right\}$$

#### 4.2.5.3 COLLASSO PER DELAMINAZIONE DI ESTREMITA'

La delaminazione d'estremità dipende da una serie di fattori quali l'ubicazione della zona di formazione delle fessure e la tipologia di queste ultime, la presenza di irregolarità sulla superficie di applicazione del rinforzo, la concentrazione di tensioni nelle zone di ancoraggio.

Nel caso di elementi inflessi di c.a., una volta che sia stata individuata la sezione a partire dalla quale è necessario il rinforzo di FRP per incrementarne il momento resistente, la sua distanza,  $a^*$ , dall'appoggio deve essere tale da scongiurare il fenomeno di delaminazione di estremità. A tal fine la distanza  $a^*$  deve essere maggiore o uguale delle lunghezze di ancoraggio necessaria perché il rinforzo di

FRP possa sopportare la tensione normale di progetto senza provocare il collasso dell'interfaccia.

Possono verificarsi due evenienze a seconda che la distanza  $a^*$  sia maggiore o uguale della lunghezza ottimale di ancoraggio, ovvero minore.

Nel primo caso, la tensione di progetto nel rinforzo di FRP in corrispondenza della sezione a distanza  $a^*$  dall'appoggio non può superare il valore:

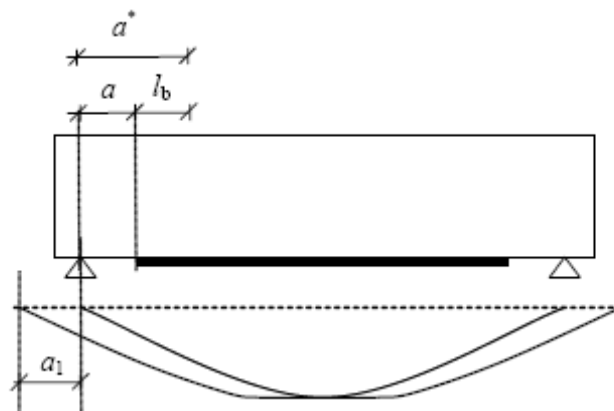
$$f_{fdd} = \frac{0,24}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{E_f \cdot k_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{t_f}}$$

Nel secondo caso il suddetto valore deve essere opportunamente penalizzato nel rispetto della relazione:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \frac{l_b}{l_e} \left( 2 - \frac{l_b}{l_e} \right)$$

Essendo la lunghezza disponibile per l'ancoraggio al massimo pari ad  $a^*$ .

Qualora l'ancoraggio sia realizzato sin una zona soggetta a prevalenti sollecitazione taglianti, che possono quindi indurre fessure inclinate, la forza di trazione mobilitata nel composito, alla distanza  $a^*$  deve essere calcolata dopo aver operato un'opportuna traslazione del diagramma del momento flettente, di entità  $a_1$ . tale traslazione deve avvenire ne verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente.



Sul piano operativo, generalmente, la forza di ancoraggio può essere valutata incrementando il momento di calcolo sollecitante della seguente quantità:

$$M = V_{sd} \cdot a_1$$

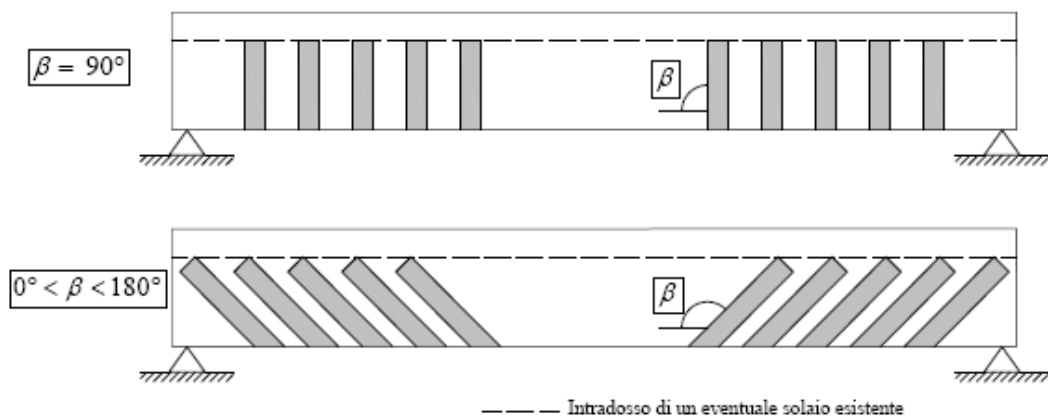
Dove  $V_{sd}$  è il taglio sollecitante di progetto,  $a_1=0,9d(1-\cot\alpha)$ ,  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura a taglio e  $d$  è l'altezza utile della sezione.

## 4.2.6 RINFORZO A TAGLIO

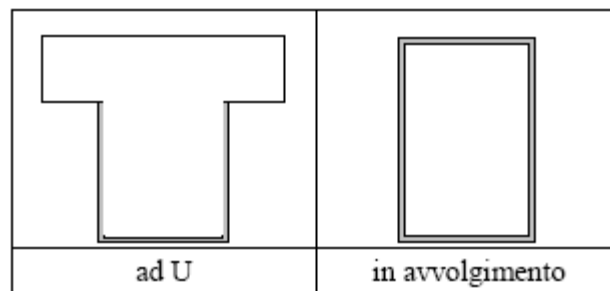
Il rinforzo a taglio si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il taglio di calcolo eventualmente valutati con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura trasversale presente. Il rinforzo a taglio va verificato per il solo SLU.

### 4.2.6.1 CONFIGURAZIONI PER IL RINFORZO A TAGLIO

Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando strisce di tessuto, su uno o più strati, in aderenza alla superficie esterna dell'elemento da rinforzare. Le strisce possono essere applicate in maniera discontinua, con spazi vuoti fra strisce consecutive, oppure in maniera continua, con strisce adiacenti l'una all'altra. In quest'ultimo caso il rinforzo assume l'aspetto di un foglio.



Elementi distintivi del rinforzo sono: la geometria delle strisce di tessuto adese alla membratura rinforzata e l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale di quest'ultima. La disposizione del rinforzo attorno alla sezione può avvenire nelle seguenti modalità: rinforzo a U e rinforzo in avvolgimento.



Nel caso di rinforzi a U su sezioni rettangolari o a T, è possibile migliorare le condizioni di vincolo delle estremità libere (non avvolte completamente attorno agli



angoli delle sezioni) dei tessuti, mediante l'applicazione, in tali zone, di barre, lamine o strisce di materiale composito. In tale eventualità, se è dimostrata l'efficacia del vincolo offerto dai suddetti dispositivi, il comportamento del rinforzo a U può considerarsi equivalente a quello del rinforzo in avvolgimento.

Il rinforzo a taglio può essere realizzato mediante l'inserimento di barre o lamine di materiale composito in apposite fessure praticate sulle facce esterne dell'elemento. L'efficacia di tale tipologia di rinforzo deve essere supportata da evidenze sperimentali.

#### 4.2.6.2 RESISTENZA DI PROGETTO A TAGLIO DELL'ELEMENTO RINFORZATO CON FRP

La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la seguente relazione:

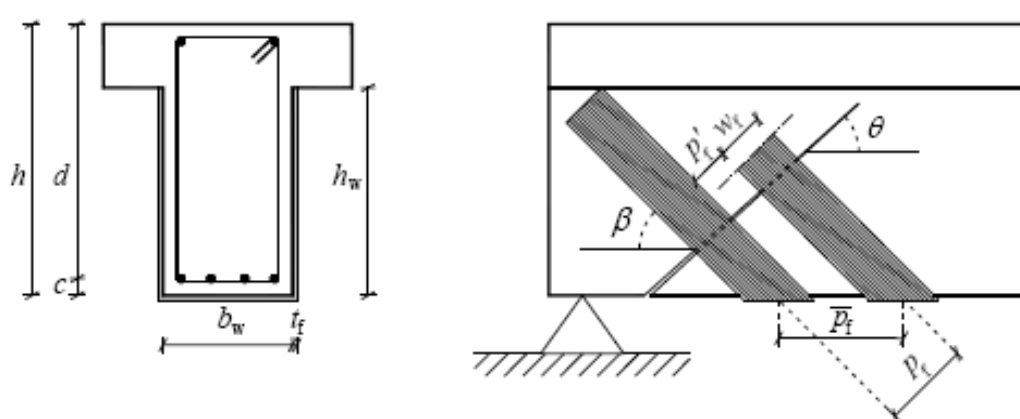
$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\}$$

Dove  $V_{Rd,s}$  è il contributo dell'armatura trasversale di acciaio, da valutarsi in accordo con la normativa vigente ponendo l'angolo di inclinazione delle fessure da taglio rispetto all'asse dell'elemento pari a  $45^\circ$ ;  $V_{Rd,f}$  è il contributo del rinforzo FRP, da valutarsi come indicato nel seguito;  $V_{Rd,c}$  è la resistenza della biella compressa di calcestruzzo, da valutarsi in accordo con la normativa vigente.

Nel caso di disposizione ad U o in avvolgimento su una sezione rettangolare, il contributo del rinforzo di FRP,  $V_{Rd,f}$ , può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Moersch e risulta pari a:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{w_f}{p_f}$$

Dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $f_{fed}$  è la resistenza efficace di calcolo del rinforzo,  $t_f$  è lo spessore del rinforzo di FRP,  $\beta$  è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse dell'elemento,  $w_f$  e  $p_f$  sono, rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre. Nella formula precedente deve assumersi  $\theta = 45^\circ$  ed inoltre, nel caso di strisce poste in adiacenza o di fogli, il rapporto  $w_f/p_f$  deve porsi pari a 1.



Nel caso di disposizione in avvolgimento con fibre ortogonali all'asse dell'elemento da rinforzare ( $\beta=90^\circ$ ), avente sezione circolare di diametro  $D$ , il contributo del rinforzo di FRP,  $V_{Rd,f}$ , è fornito dalla relazione:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot D \cdot f_{fed} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot t_f \cdot \cot \theta$$

Nel caso di disposizione ad U, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d, h_w\}} \right]$$

Dove  $f_{fdd}$  è la resistenza di progetto alla delaminazione,  $l_e$  la lunghezza minima di ancoraggio,  $\beta$  l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento,  $d$  è l'altezza utile della sezione e  $h_w$  è l'altezza dell'anima della trave, che deve essere interamente impegnata dal rinforzo ad U.

Particolare attenzione deve essere riposta nei casi in cui la zona compressa è localizzata inferiormente alla trave, per cui l'apice della lesione da taglio è ubicata in alto e la lesione si sviluppa verso l'intradosso. In tali situazione deve essere ben valutata l'opportunità di ricorrere ad idonei presidi per garantire un adeguato ancoraggio del rinforzo ad U, ivi compreso il ricorso a dispositivi meccanici.

Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[ 1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d, h_w\}} \right]$$

Dove  $f_{fd}$  è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo FRP, inoltre:

$$\phi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w} \quad 0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0,5$$

Essendo  $r_c$  il raggio di curvatura dell'arrotondamento dello spigolo della sezione attorno a cui è avvolto il rinforzo,  $b_w$  la larghezza dell'anima della sezione.

Nell'equazione di  $f_{fed}$  il contributo del secondo termine va considerato solo se positivo.

Nella valutazione della resistenza di progetto alla delaminazione,  $f_{idd}$ , interviene il coefficiente di ricoprimento  $k_b$ ; nel presente paragrafo, nel caso di rinforzi discontinui sotto forma di strisce, si deve porre  $b_f = w_f$  e  $b = p_f$ , mentre nel caso di rinforzi continui sotto forma di fogli e strisce adiacenti, si deve porre  $b_f = b = \min(0,9d, h_w) \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$ , essendo  $h_w$  l'altezza dell'anima della trave.

Gli spigoli della sezione dell'elemento da rinforzare a contatto con il materiale composito devono essere arrotondati, in modo da evitare il tranciamento del rinforzo.

Il raggio di curvatura dell'arrotondamento deve essere non minore di 20 mm.

Nel caso di rinforzi discontinui costituiti da strisce di materiale composito, la larghezza e il passo delle strisce, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, devono rispettare le seguenti limitazioni:  $50mm \leq w_f \leq 250mm$  e  $w_f \leq p_f \leq \min\{0,5 \cdot d, 3 \cdot w_f, w_f + 200mm\}$ .

Nel caso in cui il termine  $\min\{0,5 \cdot d, 3 \cdot w_f, w_f + 200mm\}$  risultasse più piccolo di  $w_f$  si dovrà ricorrere ad un tipo di rinforzo differente.



## **5. ISTITUTO STATALE D'ARTE, "G. MAZARA" DI SULMONA (AQ) – STATO DI FATTO**

### ***5.1. Caratterizzazione strutturale***

L'istituto Statale d'Arte G. Mazara situato nella città di Sulmona è una struttura intelaiata in calcestruzzo armato composta da due piani fuori terra e da un piano interrato che non si estende su tutta la pianta dell'edificio.

Le pareti esterne, aventi funzione di tamponamento sono costituite da mattoni pieni a due teste, mentre i solai sono realizzati in latero – cemento con travetti portanti tipo Bausta ed elementi di alleggerimento non collaboranti.

L'edificio, per comodità di rappresentazione e identificazione, in cinque porzioni: le zone adibite a laboratori, aule e uffici (presidenza), che si sviluppano per due piani fuori terra e su alcune porzioni è presente il piano interrato; il teatro composto da piano interrato e un solo piano fuori terra; la palestra su un piano fuori terra; infine la porzione centrale del cortile della scuola interamente interrate e sulla cui sommità è stata realizzata la passerella esterna di collegamento dell'ala nuova a quella più vecchia.

#### **5.1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'EDIFICIO**

Le problematiche principali che sono state incontrate riguardano il difficile reperimento di tavole e elaborati progettuali attendibili che descrivessero gli interventi effettivamente realizzati, la difficile determinazione delle posizioni e dello stato dei giunti strutturali ed i collegamenti tra le parti per effetto del susseguirsi degli interventi di costruzione, ampliamento ristrutturazione in tempi diversi e l'utilizzo di diverse tipologie costruttive succedutesi nel tempo.

La documentazione progettuale reperita si riferisce in gran parte a interventi datati 1989 e riguardanti la ristrutturazione, l'ampliamento e il completamento dell'istituto. Poche sono le tavole strutturali con indicazioni di carpenteria delle travi. Assenti quelle relative alle armature dei pilastri. Per la verifica di tali elementi strutturali ci si dovrà perciò significativamente ai risultati delle prove in sito ed ai rilievi.

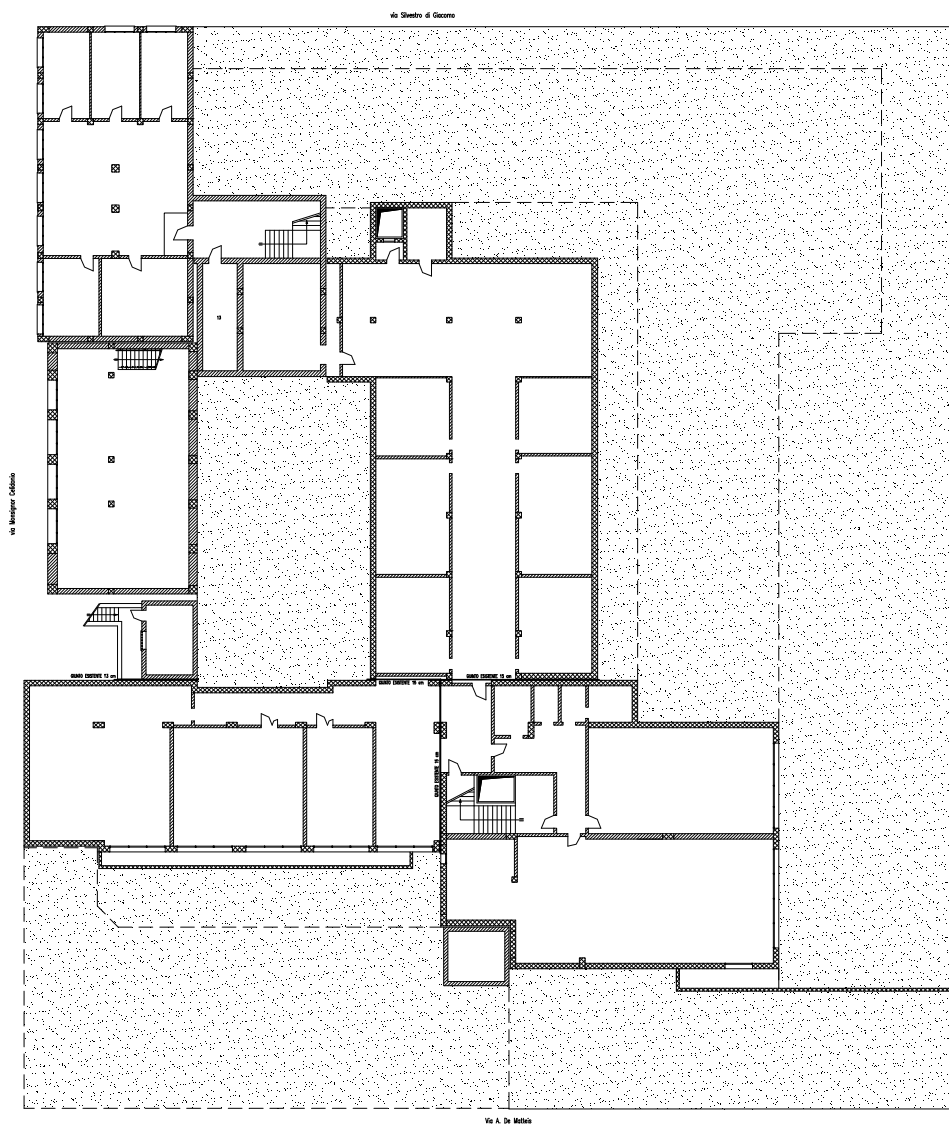
Grazie a sopralluoghi fatti si è arrivati a descrivere geometricamente e meccanicamente la struttura con le incertezze insite nella difficoltà di reperire informazioni dalle indagini effettuate in sito.

Le altezze che caratterizzano l'edificio sono le seguenti:

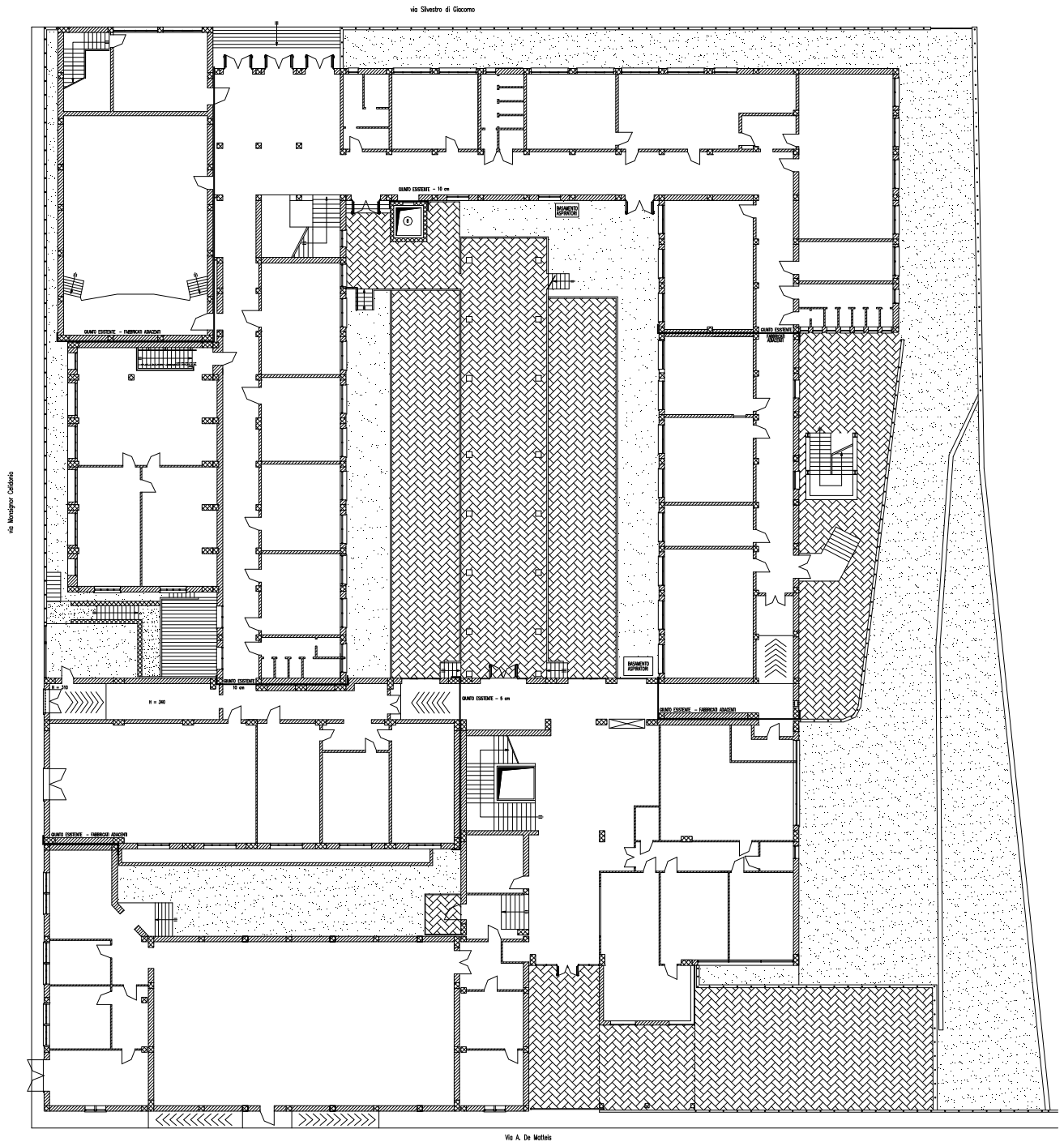
- Piano interrato 2,90 m;
- Piano rialzato 3,65 m;
- Piano primo 3,65 m;
- Palestra 6,00 m;
- Teatro 8,00 m.

Di seguito si riportano le piante.

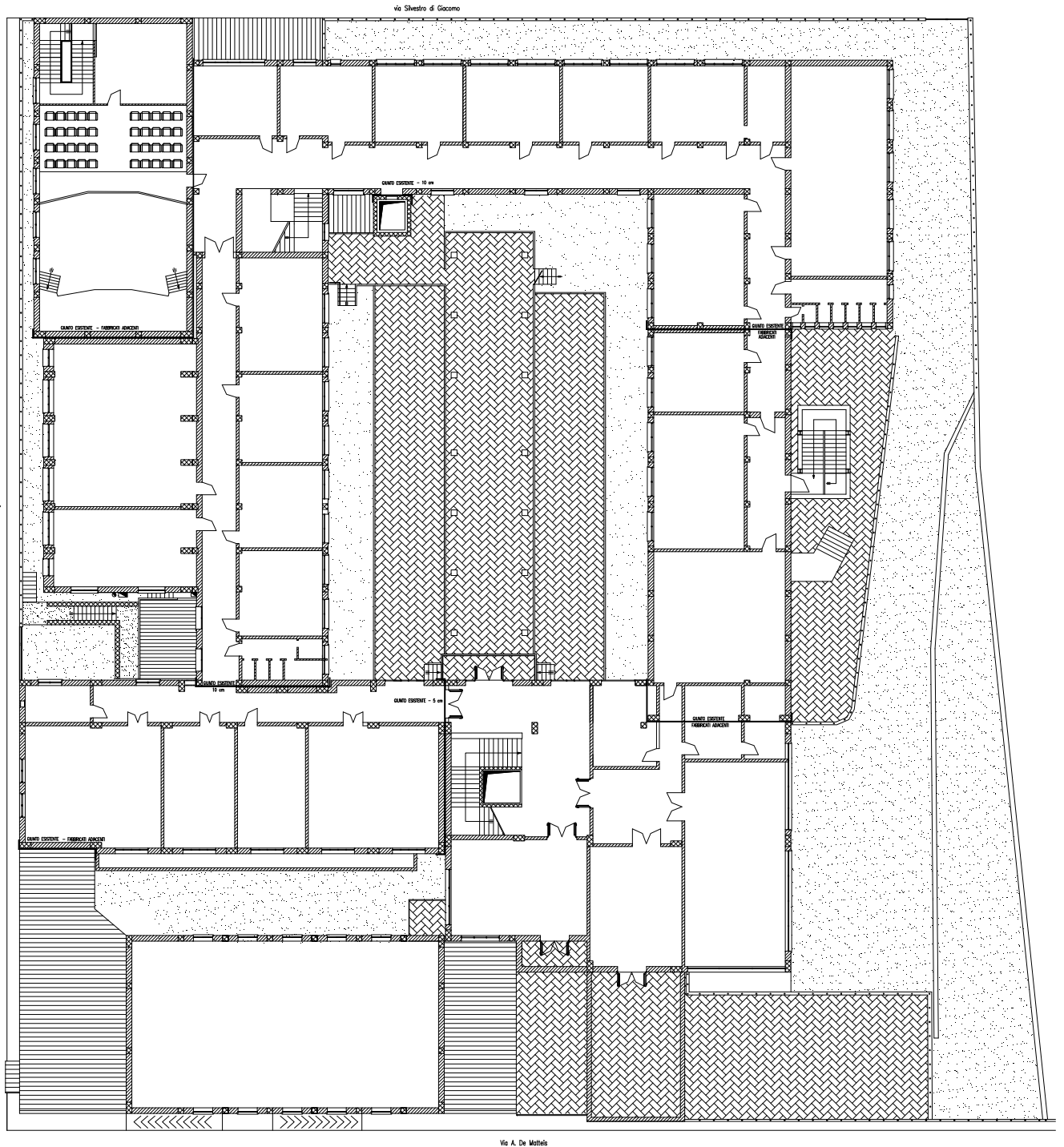
### PIANTA PIANO INTERRATO



# PIANTA PIANO TERRA



# PIANTA PIANO PRIMO





Le fondazioni risultano essere superficiali e del tipo a trave rovescia per quasi tutte le porzioni dell'edificio. In talune zone si ipotizza la presenza di una platea di fondazione che costituisce anche il pavimento del piano interrato. Problematica da considerare è il fatto che le fondazioni sono poste a quote diverse.

Dai giunti strutturali si è arrivati a stabilire inizialmente una suddivisione in 5 porzioni; sono stati rilevati anche altri giunti costruttivi ma che non sono stati considerati nella modellazione data la loro entità e conformazione (giunti di separazione di pochi millimetri, giunti in cui una stessa trave fa da collegamento ai pilastri di due telai piani affiancati, tra travi di piano di due telai affiancati che poggiano su un unico pilastro centrato, in cui i telai piani affiancati sono solidarizzati e collegati dal solaio).

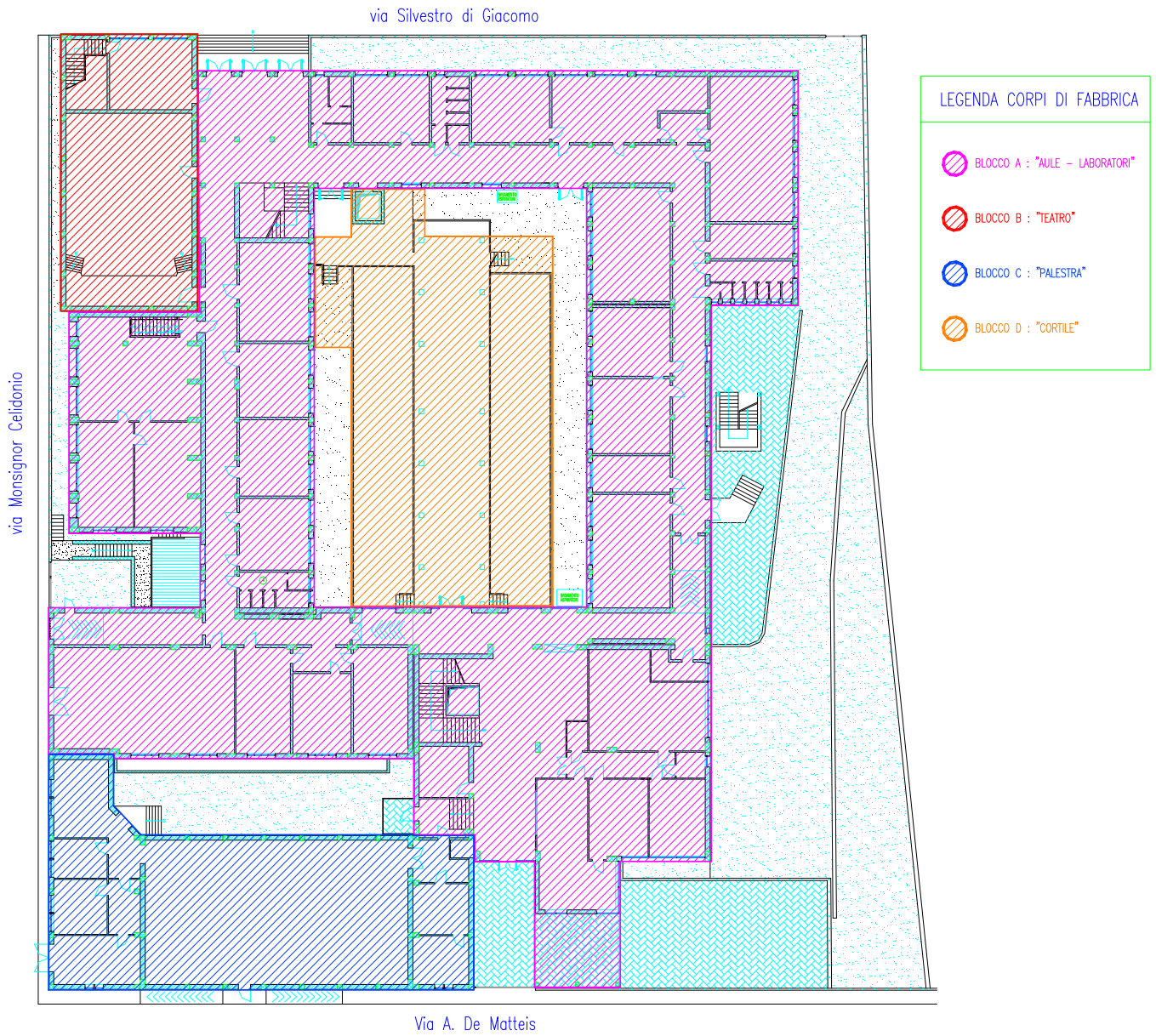
Strutturalmente l'immobile è costituito da telai e da setti in calcestruzzo armato. È possibile che alcune porzioni di edificio siano realizzate in muratura portante, come ad esempio nella porzione di interrato più vecchia. I solai di piano e di copertura sono realizzati in latero - cemento con soletta collaborante.

La distribuzione delle tamponature in pianta e in elevazione è particolarmente irregolare, perlomeno considerando il fabbricato nel suo complesso. Inoltre in molte zone si riscontra la presenza di pilastri tamponati parzialmente in altezza per lasciare spazio a finestre. Tale fatto deve essere tenuto in considerazione in quanto possibile motivo di futuri danni a taglio nel caso di azioni orizzontali (fenomeni di "pilastro corto").

Alla luce di queste considerazioni si è arrivati a definire quattro blocchi tridimensionali analizzabili separatamente:

- corpo teatro;
- corpo palestra;
- corpo del seminterrato centrale di nuova costruzione;
- corpo laboratori, aule vecchie, aule nuove, presidenza.

# SUDDIVISIONE IN BLOCCHI DELL'EDIFICIO







## 5.1.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

### *Aule nuove:*

Resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo:  $f_{cm} = 13,78$  MPa

Tensione media a snervamento dell'acciaio:  $f_{cm} = 429,0$  MPa

Il valore del modulo elastico si ricava dalla seguente formula, presente nella normativa:  $E_{cm} = 22000[f_{cm} / 10]^{0,3}$  in MPa.

$$E_{cm} = 24221 \text{ MPa}$$

### *Aule vecchie:*

Resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo:  $f_{cm} = 9,51$  MPa

Tensione media a snervamento dell'acciaio:  $f_{cm} = 322,1$  MPa

Il valore del modulo elastico si ricava dalla seguente formula, presente nella normativa:  $E_{cm} = 22000[f_{cm} / 10]^{0,3}$  in MPa.

$$E_{cm} = 21671 \text{ MPa}$$

### *Laboratori:*

Resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo:  $f_{cm} = 20,06$  MPa

Tensione media a snervamento dell'acciaio:  $f_{cm} = 429,0$  MPa

Il valore del modulo elastico si ricava dalla seguente formula, presente nella normativa:  $E_{cm} = 22000[f_{cm} / 10]^{0,3}$  in MPa.

$$E_{cm} = 27110 \text{ MPa}$$

### *Teatro:*

Resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo:  $f_{cm} = 16,14$  MPa

Tensione media a snervamento dell'acciaio:  $f_{cm} = 322,1$  MPa

Il valore del modulo elastico si ricava dalla seguente formula, presente nella normativa:  $E_{cm} = 22000[f_{cm} / 10]^{0,3}$  in MPa.

$$E_{cm} = 25398 \text{ MPa}$$

### *Palestra:*

Resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo:  $f_{cm} = 13,88$  MPa

Tensione media a snervamento dell'acciaio:  $f_{cm} = 322,1$  MPa

Il valore del modulo elastico si ricava dalla seguente formula, presente nella normativa:  $E_{cm} = 22000[f_{cm} / 10]^{0,3}$  in MPa.

$$E_{cm} = 24274 \text{ MPa}$$

## 5.1.2 CARICHI SULLA STRUTTURA

### 5.1.2.1 CARICHI PERMANENTI

Si assume che i pilastri e le travi in calcestruzzo armato abbiano un peso di

$$G_{IPT} = 24,0 \text{ kN/m}^3$$

Il carico permanente dei solai dovuti al peso proprio si assume pari a

$$G_{1C} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Il carico permanente dei solai dovuti a altre azioni (tramezzature, impianti, ecc...)

$$G_2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta delle terre (su piano interrato)

$$ST = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

### 5.1.2.2 CARICHI ACCIDENTALI

I carichi variabili da applicare ai solai della struttura sono:

$$\text{Aule categoria C1 : } 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Teatro categoria C2 : } 4,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Palestra categoria C3 : } 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Copertura categoria H1 : } 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Biblioteca, archivi, magazzini depositi categoria E1 : } 6,0 \text{ kN/m}^2$$

L'azione della neve si può valutare (essendo la struttura in provincia de L'Aquila zona III) come:

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$\mu_i = 0,8$$

$$q_{sk} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$q_s = 0,48 \text{ kN/m}^2$  carico neve da applicare ai solai di copertura

L'azione del vento si può valutare (essendo la struttura in provincia de L'Aquila classe di rugosità A, zona 3, categoria di esposizione V) come:

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0,02$$

$$q_b = 46 \text{ dN/m}^2$$

$$c_e = c_e(z)_{\min} = 1,5$$

$$c_p = 0,8$$

$$c_d = 1,0$$

$$K_2 = 0,23$$

$$z_0 = 0,70 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 12 \text{ m}$$

La pressione del vento vale  $p = 55 \text{ dN/m}^2$

### 5.1.2.3 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso.

In questo caso:

$$V_R = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$

#### *Spettro di risposta per azioni orizzontali*

Nel caso in esame:

$$a_g = 0,324$$

$$F_0 = 2,401$$

$$T_C^* = 0,4881$$

Considerando la categoria B di sottosuolo, data dai risultati delle prove sul terreno, risaliamo ai valori di:

$$S_S = 1,089 \quad \text{e} \quad C_C = 1,348$$

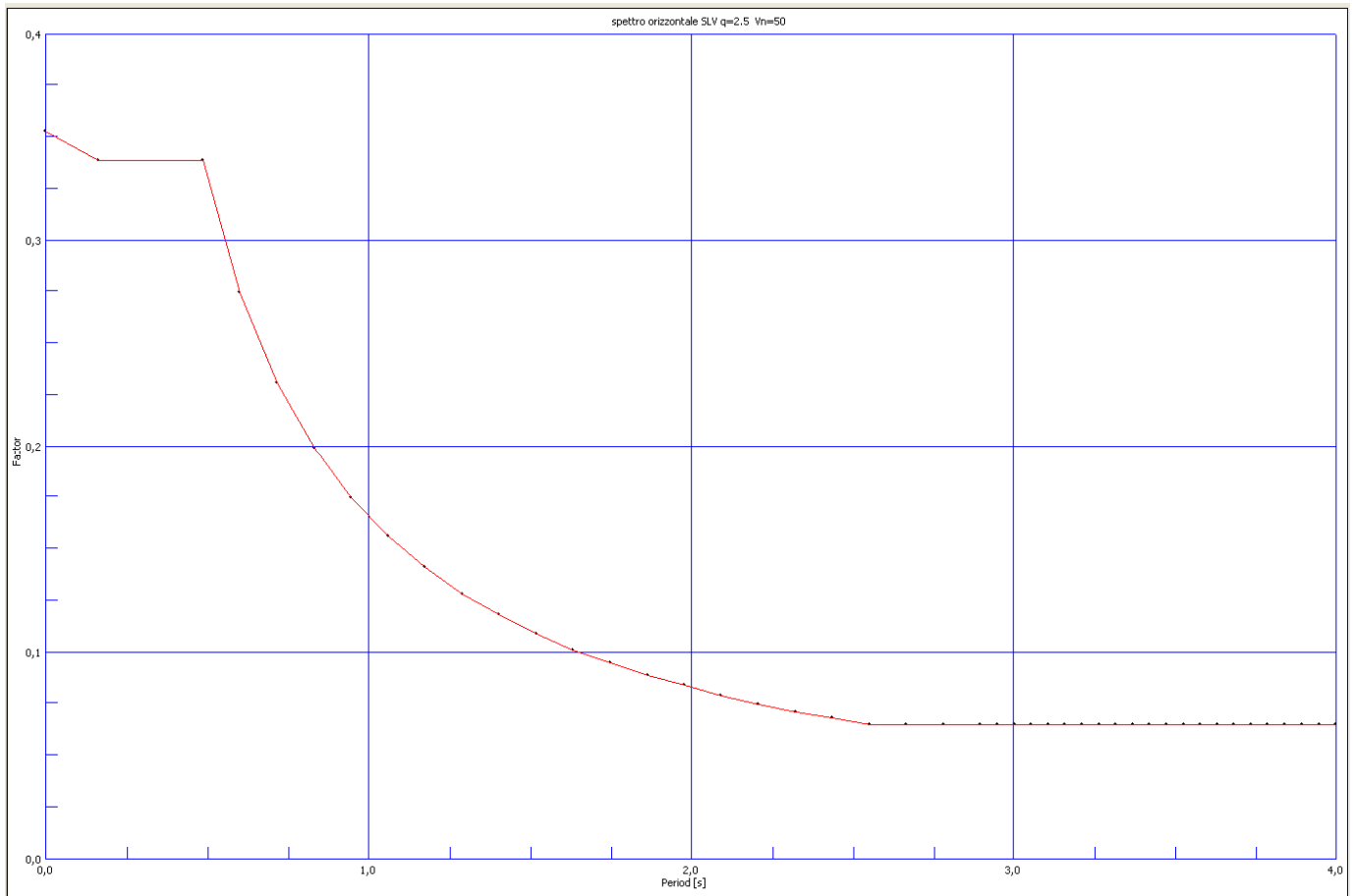
Per ciò che riguarda le condizioni topografiche ci riferiamo alla categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ " da

cui si ricava il coefficiente:

$$S_T = 1,0$$

Visto il tipo di struttura si utilizzerà un fattore di struttura pari a 2,5.

Si arriva alla costruzione dello spettro da inserire nel programma di calcolo.



*Spettro di risposta per azioni verticali*

$$a_g = 0,324$$

$$F_o = 2,401$$

$$T_C^* = 0,362$$

Suolo tipo B

$$S_S = 1,000$$

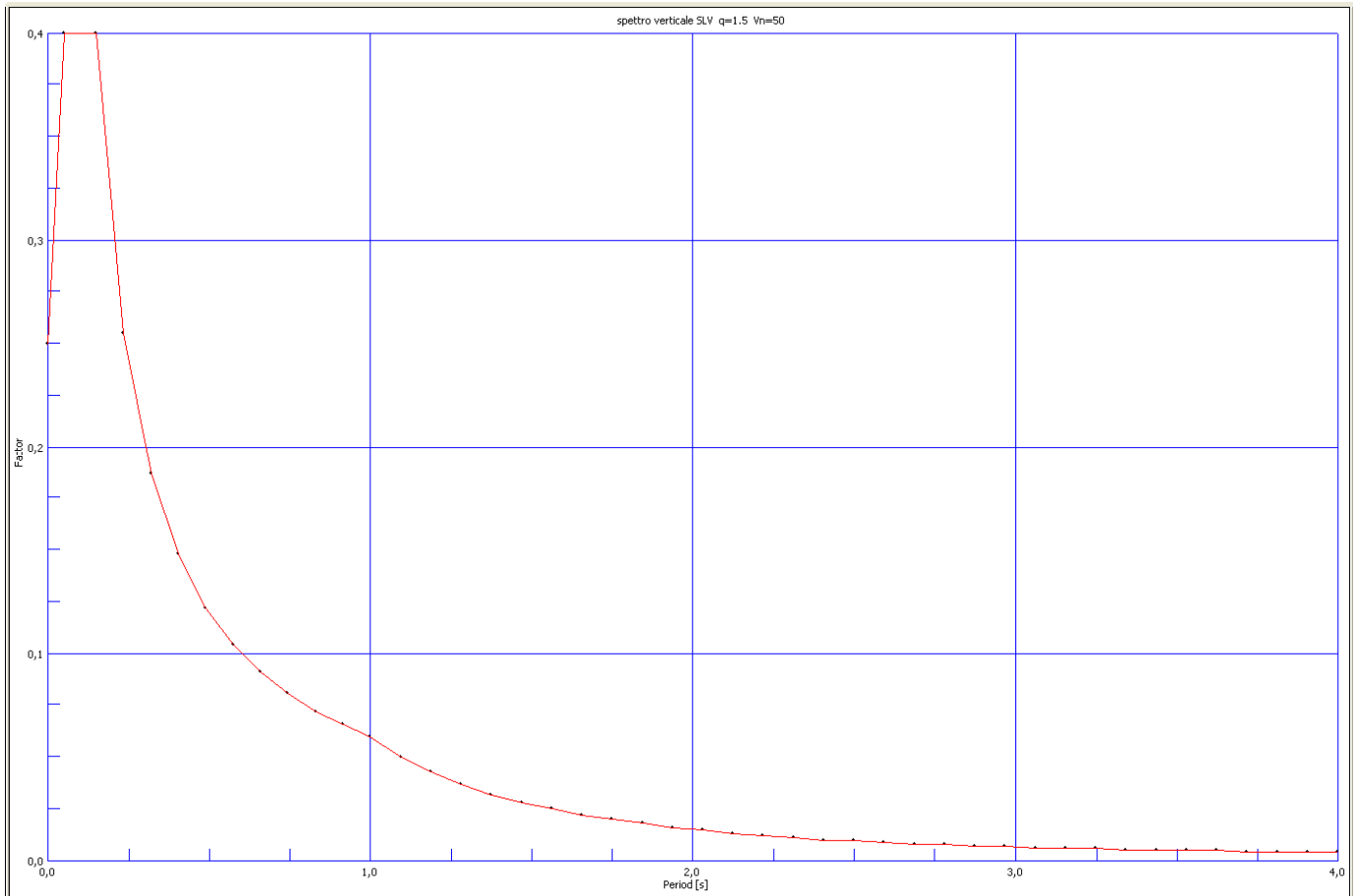
$$C_C = 1,348$$

$$S_T = 1,0$$



Il fattore di struttura per lo spettro verticale sarà pari a 1,5.

Si arriva alla costruzione dello spettro da inserire nel programma di calcolo.



### 5.1.3 COEFFICIENTI PARZIALI DI COMBINAZIONE E DELLE AZIONI

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti si pone uguale 1,3;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali si pone uguale a 1,5;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili si pone uguale a 1,5.

Per la combinazione sismica:

$\psi_{2j}$  coefficiente di combinazione per categoria C "ambienti suscettibili di

affollamento” si pone uguale a 0,6.

$\psi_{2j}$  coefficiente di combinazione per neve e vento si pone uguale a 0,0.

### 5.1.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Si sono presi in considerazione solo due combinazioni di carico: la combinazione fondamentale impiegata per SLU (combinazione statica), e la combinazione sismica (che si è sviluppata in 4 combinazioni di carico, per tener conto della variabilità sismica).

*Combinazione statica:*

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

*Azione sismica:*

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Per tenere in considerazione la variabilità spaziale del moto sismico E si può valutare come:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Considerando varie combinazioni delle componenti presenti nella formula sopracitata.

In particolare le condizioni di carico immesse sono:

	SLU COMBINAZIONE STATICA 1	g + q + sisma x + 0,3 sisma y	g + q + sisma x - 0,3 sisma y	g + q + sisma y + 0,3 sisma x	g + q + sisma y - 0,3 sisma x
1: g1 + g2 + 0,6 q	0,000000×10 <sup>0</sup>	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
2: g1	1,300000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
3: g2	1,500000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
4: Qbiblot	1,500000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
5: Q aule	1,500000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
6: Qneve	1,500000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
7: Q teatro	1,500000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
8: Qpasserella	1,500000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
9: spinta terre	1,300000	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,000000×10 <sup>0</sup>
10: sisma in x [SRSS]	0,000000×10 <sup>0</sup>	1,000000	1,000000	0,300000	-0,300000
11: sisma in y [SRSS]	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,300000	-0,300000	1,000000	1,000000
12: sisma in z [SRSS]	0,000000×10 <sup>0</sup>	0,300000	0,300000	0,300000	0,300000

## 5.2. Modellazione strutturale

La modellazione numerica della struttura è stata realizzata mediante il software agli elementi finiti Straus7.

Gli elementi monodimensionali (travi e pilastri) della struttura sono stati discretizzati tramite elementi *beam a 2 nodi*.

Per quanto riguarda solai, setti e muri di sostegno sono stati realizzati mediante elementi *plate a 4 nodi*.

Per la verifica degli elementi strutturali allo stato di fatto si è svolta un'analisi lineare dinamica.

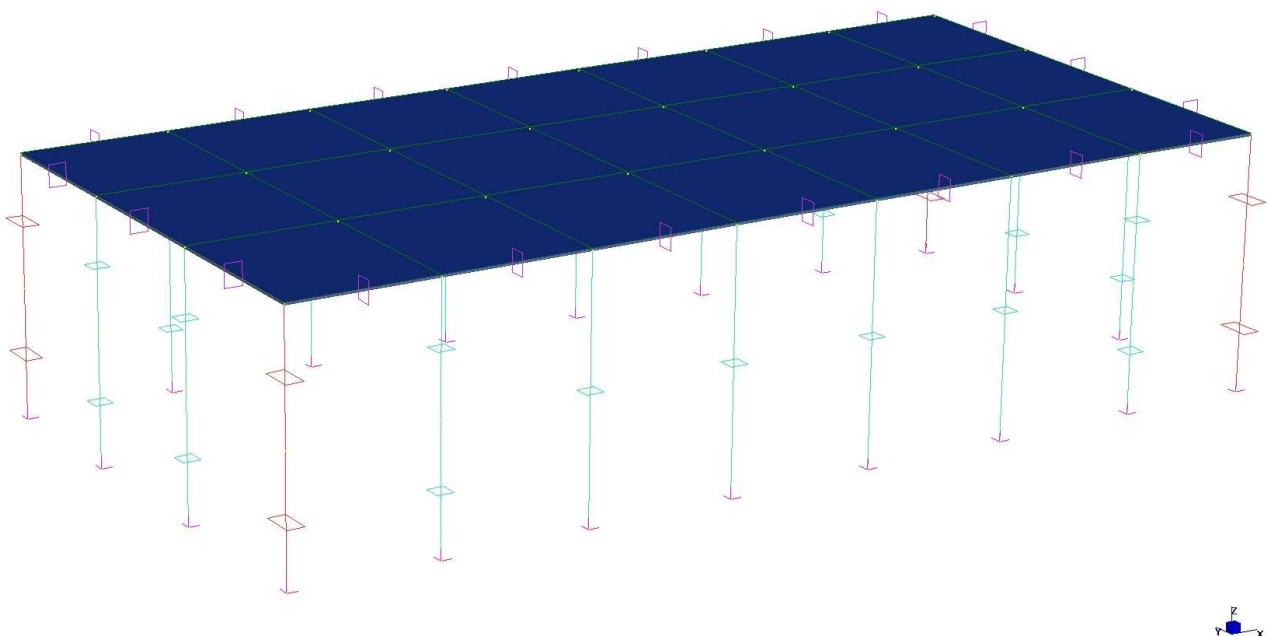
Questo comporta considerare pilastri e travi con la metà della rigidità dell'elemento non fessurato. Quindi si modificherà il modulo elastico ponendolo uguale alla metà nella definizione delle caratteristiche meccaniche della tipologia degli elementi.

Per evitare che i primi modi di vibrare coinvolgano solo i solai si è impostato uno spessore flessionale di 5000 mm e uno membranale di 50 mm. Considerato che Straus7 considera lo spessore a cui associare la densità quella membranale si imposta il valore della densità in modo da ottenere il valore reale della massa.

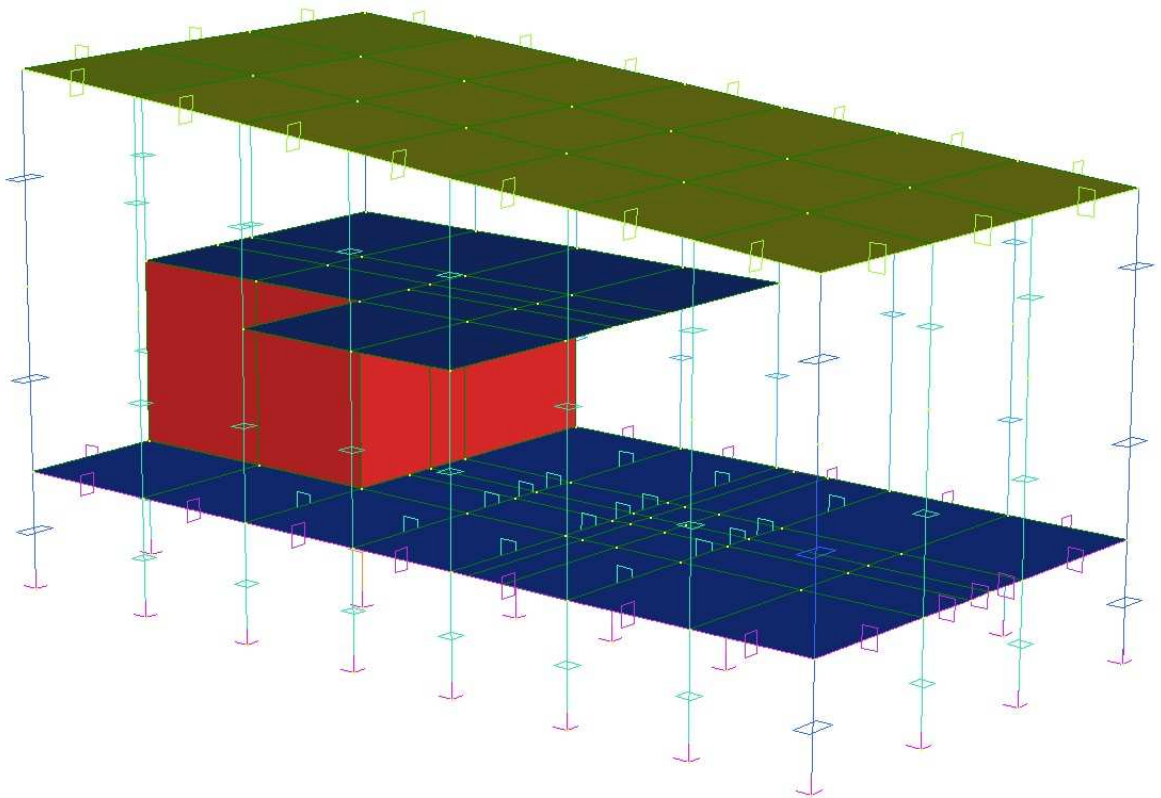
Alla base, per gli elementi portanti verticali si sono considerati dei vincolo tipo incastro realizzati bloccando tutti e sei i gradi di libertà nodali.

Si riportano i modelli strutturali delle quattro parti della struttura:

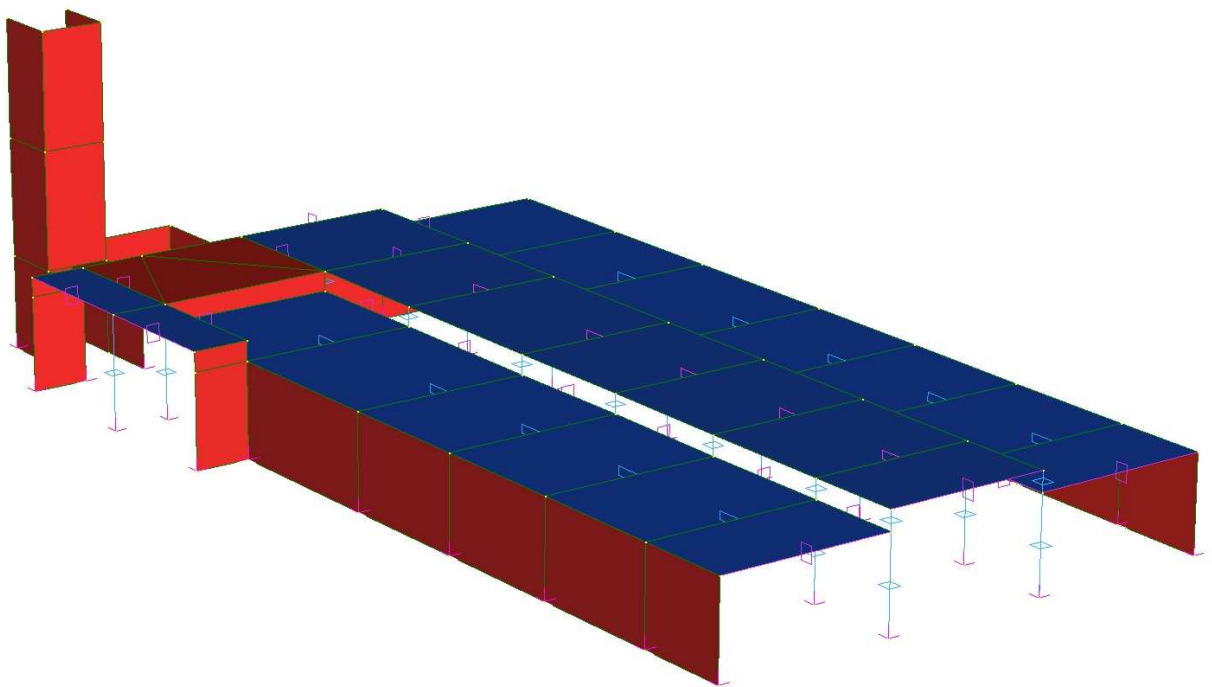
### PALESTRA



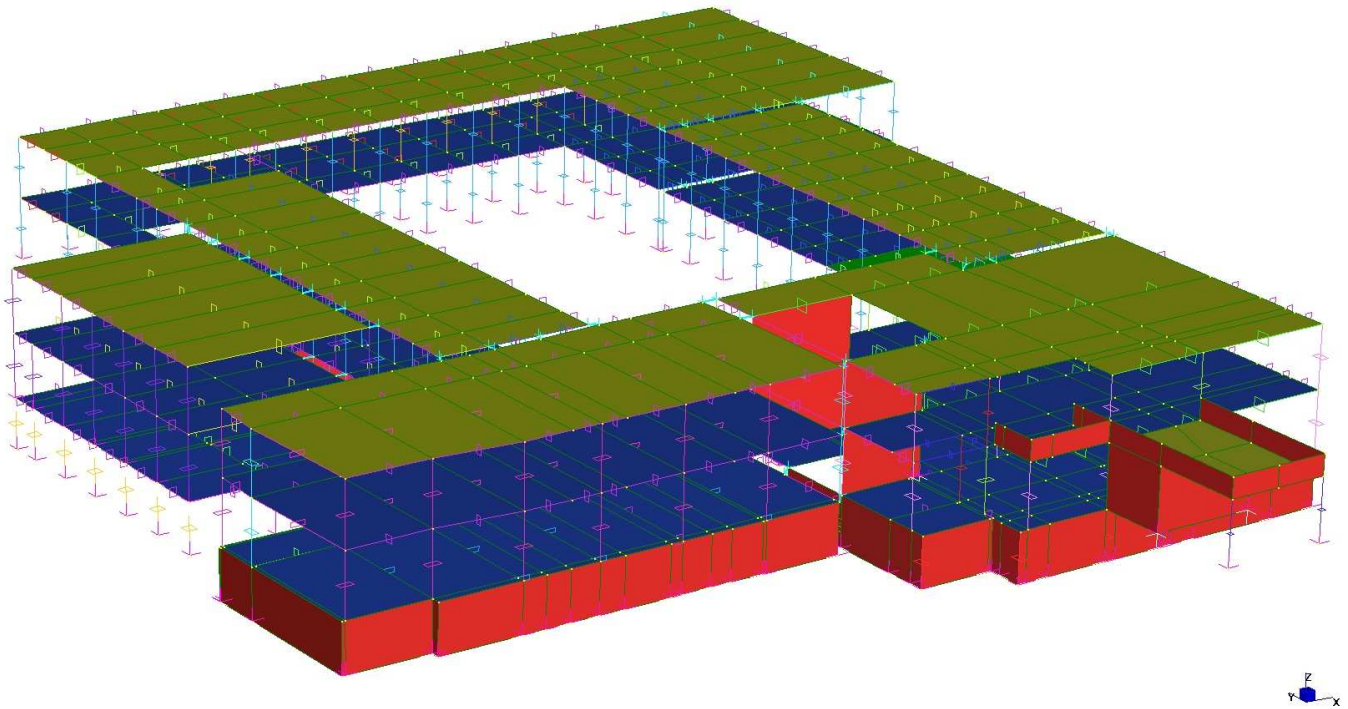
## TEATRO



## CORTILE



## AULE VECCHIE – AULE NUOVE – LABORATORI



### 5.2.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

Il software Straus7 esegue una classica analisi modale, seguendo quanto descritto nel capitolo 3.

Il procedimento impone le seguenti operazioni:

- risoluzione statica della struttura (Linear Static);
- si analizzano i modi propri di vibrare della struttura imponendo le condizioni iniziali come il carico verticale agente (Natural Frequency Analysis);
- si associano i modi di vibrare con gli spettri di progetto precedentemente inseriti, considerando un'accelerazione alla base come tipo di carico, uno smorzamento del 5% e i risultati combinati con il metodo SRSS (Spectral Responce Analysis);
- si impostano le condizioni di carico relative all'azione sismica (Combination load cases);
- si risolve staticamente la struttura comprendendo le combinazioni di calcolo sismiche (Linear static).

La normativa impone che si devono prendere in considerazione, per la verifica degli elementi strutturali, i primi modi fino a raggiungere almeno l'85% della massa

partecipante per i moti orizzontali.

## PALESTRA

Per quanto riguarda il blocco palestra con i primi 50 modi di vibrare si raggiunge:

- in direzione x il 99,874% della massa partecipante;
- in direzione y il 99,861% della massa partecipante;
- in direzione z il 97,839% della massa partecipante.

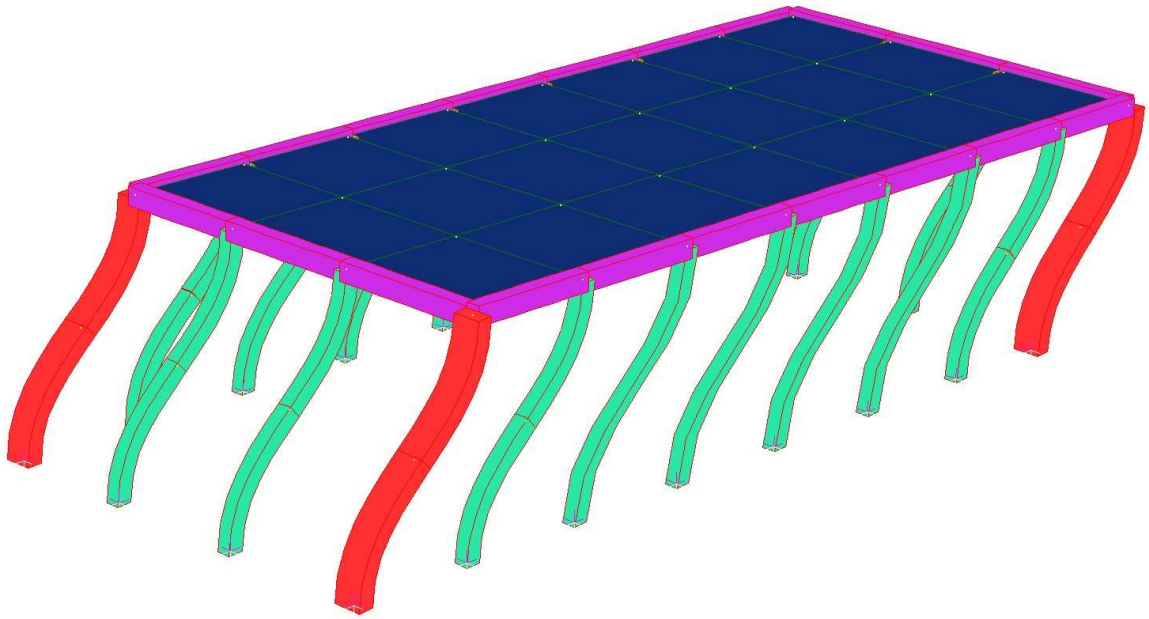
Si riportano i seguenti risultati riguardanti i modi propri di vibrare:

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.248E+00	1.683E+02	97.655	0.000	0.000
2	3.123E+00	1.638E+02	0.000	97.597	0.000
3	4.137E+00	8.950E+01	0.004	0.004	0.000
4	2.223E+01	3.132E+01	0.000	0.144	0.000
5	2.458E+01	1.146E+01	0.000	0.000	0.001
6	2.477E+01	1.143E+01	0.004	0.000	0.000
7	2.518E+01	1.018E+01	0.041	0.000	0.000
8	2.518E+01	6.061E+00	0.000	0.002	0.000
9	2.522E+01	7.166E+00	0.000	0.005	0.000
10	2.528E+01	4.672E+00	0.001	0.000	0.000
11	2.529E+01	3.838E+00	0.007	0.000	0.000
12	2.531E+01	2.888E+00	0.003	0.000	0.000
13	2.531E+01	3.313E+00	0.002	0.001	0.000
14	2.532E+01	2.861E+00	0.000	0.000	0.000
15	2.532E+01	3.225E+00	0.000	0.000	0.000
16	2.533E+01	2.994E+00	0.000	0.000	0.000
17	2.534E+01	2.460E+00	0.000	0.000	0.000
18	2.536E+01	2.881E+00	0.000	0.000	0.000
19	2.536E+01	2.878E+00	0.000	0.000	0.000
20	2.536E+01	3.484E+00	0.000	0.000	0.000
21	2.539E+01	2.014E+00	0.001	0.000	0.000
22	2.539E+01	5.698E+00	0.000	0.000	0.000
23	2.539E+01	2.272E+00	0.001	0.000	0.000
24	2.540E+01	2.495E+00	0.000	0.000	0.000
25	2.540E+01	2.585E+00	0.000	0.000	0.000
26	2.540E+01	3.706E+00	0.000	0.000	0.000
27	2.541E+01	3.159E+00	0.000	0.000	0.000
28	2.541E+01	3.571E+00	0.000	0.000	0.000
29	2.570E+01	6.815E+00	0.000	1.210	0.000
30	2.584E+01	1.043E+01	1.136	0.000	0.000
31	2.602E+01	1.274E+01	1.006	0.000	0.000
32	2.848E+01	2.489E+01	0.000	0.003	0.000
33	3.395E+01	1.479E+02	0.000	0.000	97.743
34	3.520E+01	5.287E+02	0.000	0.000	0.001
35	3.806E+01	7.926E+01	0.000	0.000	0.000
36	4.118E+01	7.303E+01	0.002	0.000	0.000
37	4.215E+01	6.774E+01	0.001	0.000	0.043
38	4.474E+01	5.436E+00	0.001	0.000	0.000
39	4.488E+01	5.416E+00	0.000	0.000	0.000
40	4.517E+01	5.994E+01	0.000	0.110	0.044
41	4.624E+01	7.736E+00	0.000	0.000	0.000
42	4.813E+01	8.399E+00	0.000	0.763	0.005

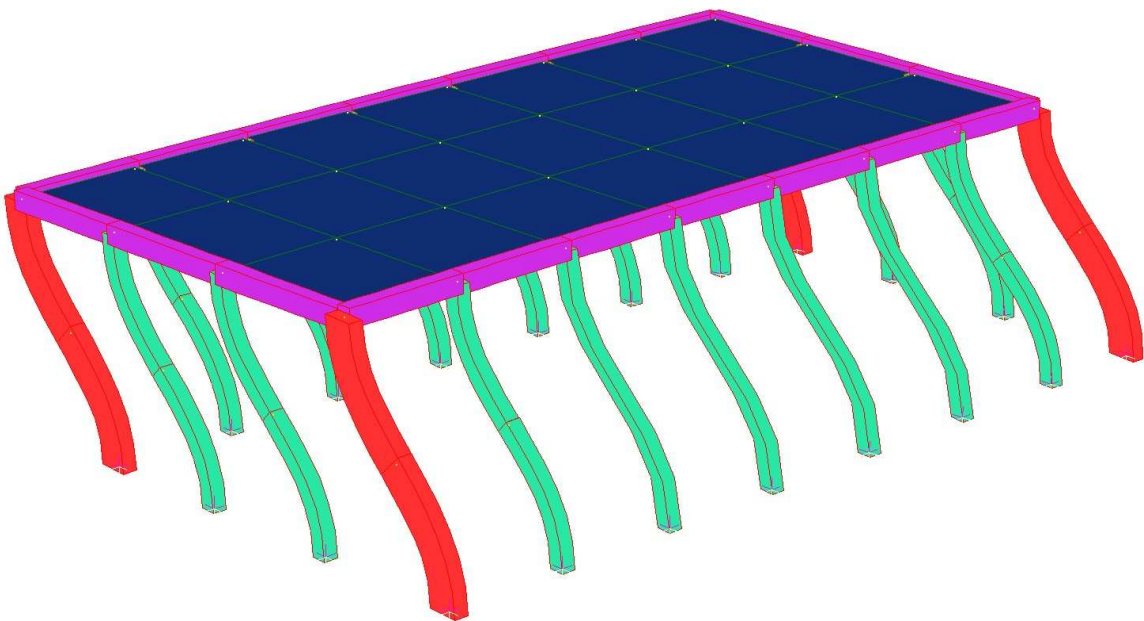
43	5.546E+01	1.751E+02	0.001	0.000	0.000
44	5.915E+01	5.789E+01	0.000	0.019	0.000
45	6.068E+01	5.544E+01	0.001	0.000	0.000
46	6.212E+01	6.017E+01	0.000	0.000	0.000
47	6.283E+01	6.120E+01	0.000	0.001	0.000
48	6.991E+01	3.078E+01	0.003	0.000	0.000
49	7.051E+01	2.842E+01	0.005	0.000	0.000
50	7.425E+01	3.842E+01	0.000	0.001	0.000

-----  
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 99.874 99.861 97.839

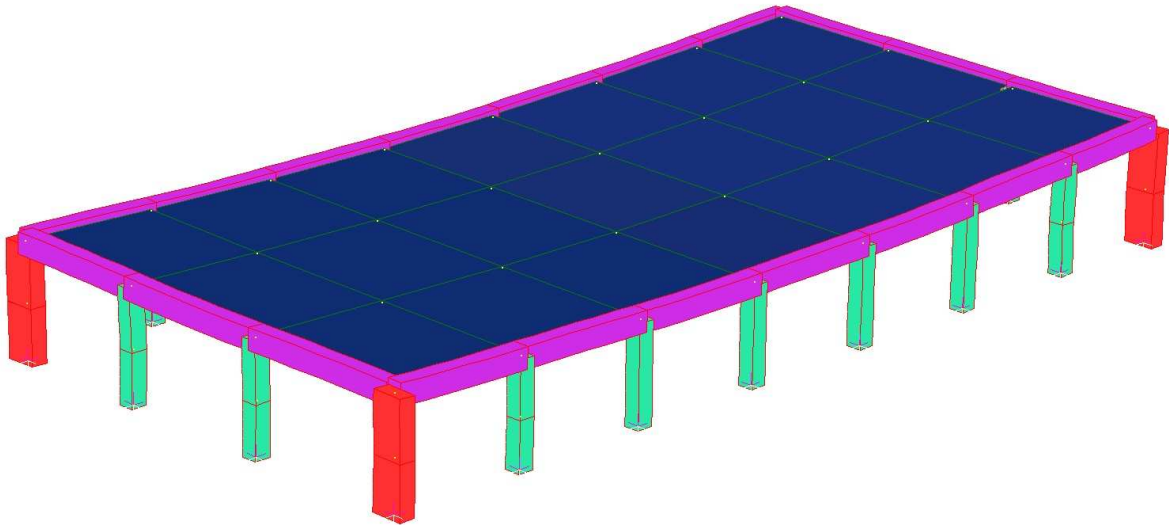
1° MODO



2° MODO



### 33° MODO



### TEATRO

Per quanto riguarda il blocco teatro con i primi 50 modi di vibrare si raggiunge:

- in direzione x il 99,987% della massa partecipante;
- in direzione y il 99,999% della massa partecipante;
- in direzione z il 96,755% della massa partecipante.

Si riportano i seguenti risultati riguardanti i modi propri di vibrare:

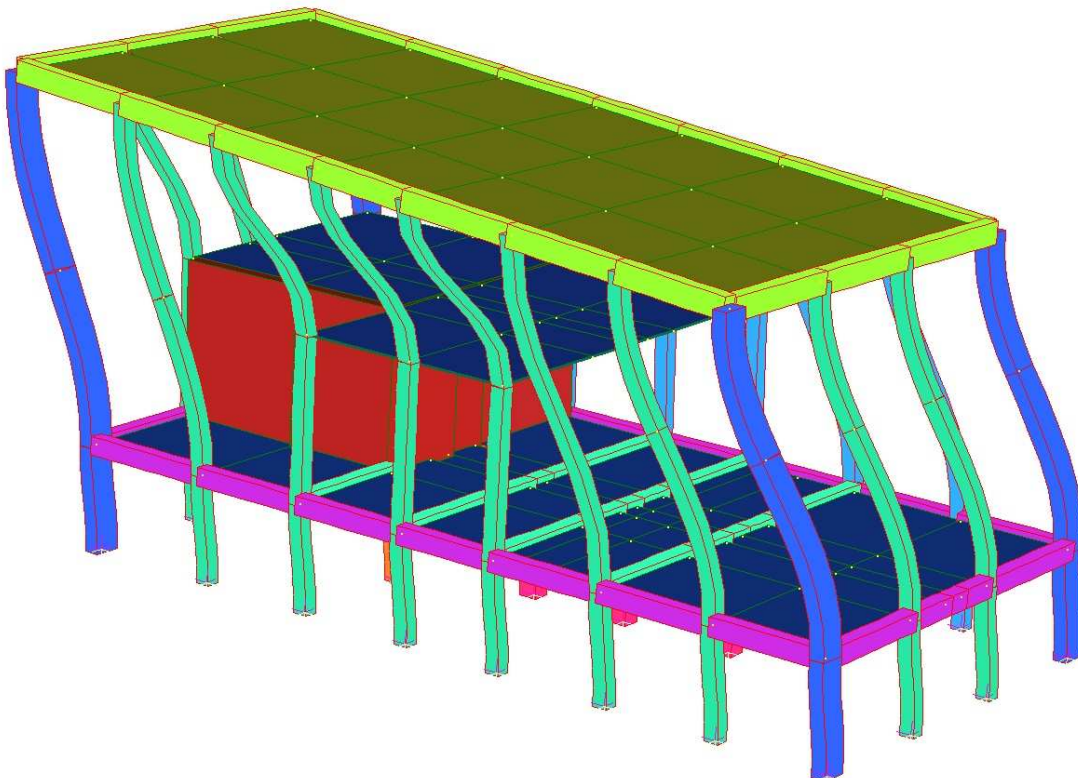
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.178E+00	1.682E+02	0.232	46.360	0.000
2	2.484E+00	7.650E+01	29.706	0.663	0.000
3	3.164E+00	7.156E+01	19.307	0.149	0.000
4	5.333E+00	2.886E+02	0.053	51.652	0.000
5	6.312E+00	2.940E+02	46.729	0.015	0.000
6	7.815E+00	1.254E+02	0.801	0.735	0.000
7	8.865E+00	3.841E+00	0.005	0.078	0.000
8	9.269E+00	2.936E+00	0.044	0.005	0.000
9	9.282E+00	2.983E+00	0.032	0.032	0.000
10	1.031E+01	1.131E+02	2.401	0.143	0.000
11	1.215E+01	4.532E+00	0.001	0.000	0.000
12	1.215E+01	2.789E+00	0.000	0.000	0.000
13	1.220E+01	3.143E+00	0.000	0.001	0.000
14	1.228E+01	4.052E+00	0.040	0.002	0.000
15	1.294E+01	6.252E+00	0.000	0.000	0.000
16	1.297E+01	6.176E+00	0.000	0.000	0.000
17	1.300E+01	3.026E+00	0.000	0.000	0.000
18	1.302E+01	3.155E+00	0.000	0.000	0.000
19	1.308E+01	6.440E+00	0.001	0.001	0.000



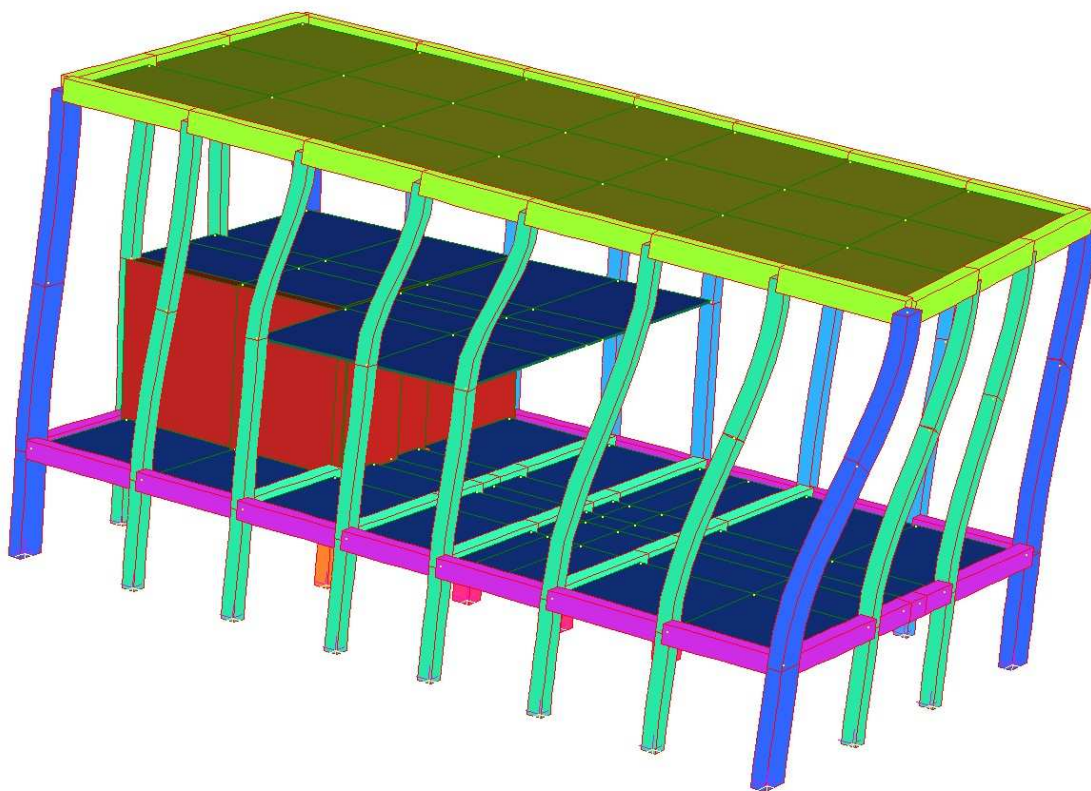
20	1.321E+01	3.710E+00	0.031	0.003	0.000
21	1.697E+01	4.131E+00	0.077	0.004	0.000
22	1.825E+01	4.163E+01	0.182	0.129	0.006
23	2.217E+01	4.548E+01	0.241	0.002	0.002
24	2.315E+01	6.424E+01	0.085	0.016	1.337
25	2.371E+01	2.899E+01	0.007	0.003	3.914
26	2.418E+01	1.742E+02	0.000	0.000	77.761
27	2.437E+01	6.187E+00	0.000	0.000	0.281
28	2.680E+01	1.361E+01	0.008	0.000	0.005
29	2.698E+01	7.004E+01	0.000	0.000	0.711
30	2.755E+01	1.399E+02	0.000	0.003	0.000
31	2.881E+01	1.910E+02	0.000	0.000	0.046
32	3.375E+01	9.044E+01	0.002	0.000	0.022
33	3.620E+01	7.066E+01	0.000	0.000	0.013
34	3.713E+01	8.192E+01	0.000	0.000	0.001
35	3.771E+01	2.716E+01	0.000	0.000	0.002
36	3.957E+01	6.362E+01	0.000	0.000	0.026
37	4.192E+01	3.652E+01	0.000	0.000	0.003
38	4.504E+01	6.822E+01	0.000	0.001	0.026
39	4.544E+01	3.951E+01	0.000	0.000	0.069
40	4.580E+01	5.444E+01	0.000	0.000	1.088
41	4.606E+01	2.269E+02	0.000	0.000	10.532
42	4.680E+01	3.005E+01	0.000	0.000	0.705
43	4.773E+01	4.411E+01	0.000	0.000	0.060
44	4.911E+01	5.565E+01	0.000	0.000	0.132
45	5.059E+01	4.884E+02	0.000	0.000	0.007
46	5.123E+01	5.954E+01	0.000	0.000	0.005
47	5.165E+01	5.409E+01	0.000	0.000	0.000
48	5.272E+01	7.789E+01	0.000	0.000	0.000
49	5.350E+01	3.432E+01	0.000	0.000	0.000
50	5.396E+01	6.812E+01	0.000	0.000	0.001

-----  
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 99.987 99.999 96.755

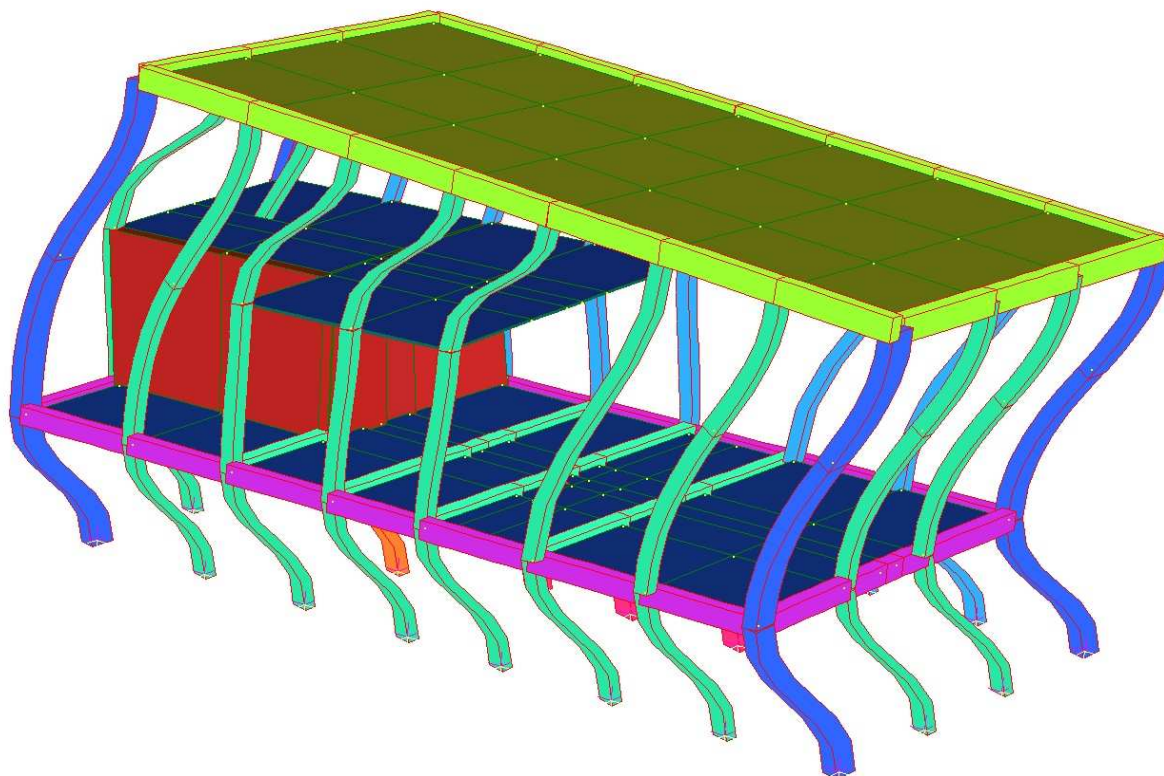
1° MODO



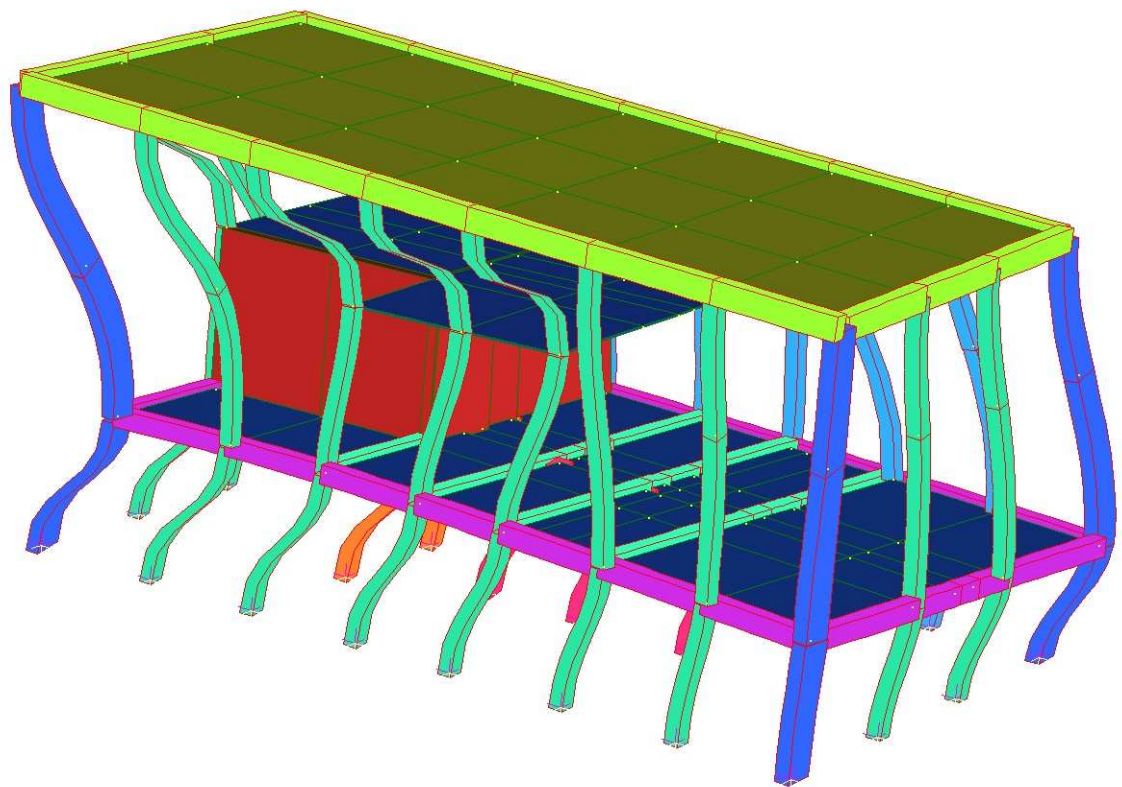
2° MODO



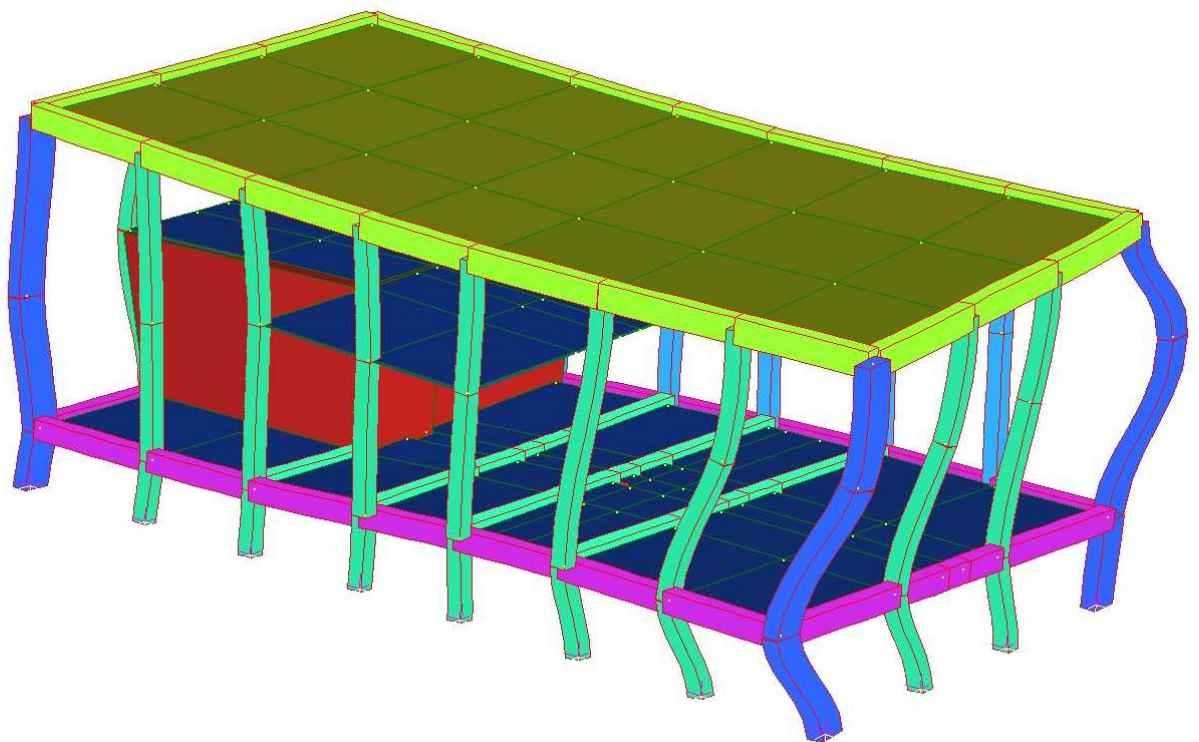
4° MODO



5° MODO



26° MODO



## CORTILE

Per quanto riguarda il blocco cortile con i primi 110 modi di vibrare si raggiunge:

- in direzione x il 99,987% della massa partecipante;
- in direzione y il 99,999% della massa partecipante;
- in direzione z il 96,755% della massa partecipante.

Si riportano i seguenti risultati riguardanti i modi propri di vibrare:

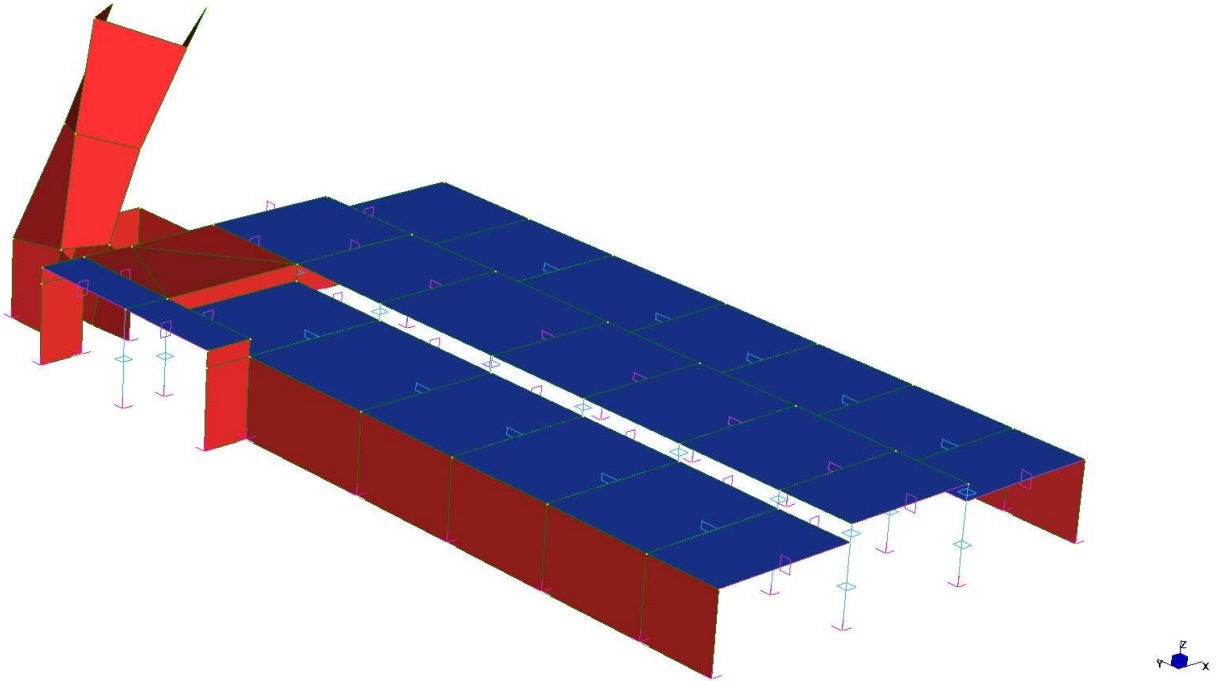
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.061E+01	9.757E+00	8.810	0.000	0.000
2	1.660E+01	1.251E+01	0.020	8.353	0.001
3	1.721E+01	9.346E+01	48.785	0.028	0.000
4	2.170E+01	2.620E+01	4.967	0.200	0.012
5	2.749E+01	6.639E+00	0.001	0.001	0.006
6	2.861E+01	3.529E+01	3.189	9.143	0.003
7	2.893E+01	4.779E+01	4.694	3.103	0.001
8	3.069E+01	6.292E+00	0.481	0.107	0.031
9	3.160E+01	6.139E+01	2.737	3.328	0.008
10	3.755E+01	6.366E+00	0.281	10.658	0.264
11	3.779E+01	5.844E+00	0.213	0.004	0.010
12	3.959E+01	1.706E+01	0.299	0.091	5.230
13	4.035E+01	1.020E+02	7.263	0.573	0.006
14	4.148E+01	1.649E+01	0.556	5.579	0.568
15	4.294E+01	7.933E+00	0.118	0.005	0.003
16	4.538E+01	1.131E+02	0.652	17.681	0.009
17	4.749E+01	2.186E+01	0.015	0.156	11.542
18	4.788E+01	2.282E+01	0.008	0.006	2.726
19	4.804E+01	3.288E+01	0.031	0.312	0.897
20	4.888E+01	3.171E+01	0.002	0.027	1.987
21	4.938E+01	2.609E+01	0.311	0.428	1.645
22	4.976E+01	1.694E+01	0.041	0.016	4.021
23	5.010E+01	1.965E+01	0.308	0.376	0.649
24	5.049E+01	5.221E+01	0.246	1.596	0.000
25	5.117E+01	1.790E+01	1.038	0.000	0.225
26	5.208E+01	4.881E+01	0.035	0.069	0.083
27	5.241E+01	2.836E+01	0.003	0.001	0.465
28	5.274E+01	2.554E+01	0.000	0.000	0.019
29	5.503E+01	1.834E+01	0.430	0.066	0.001
30	5.519E+01	4.016E+01	0.067	0.000	0.001
31	5.535E+01	2.625E+01	0.009	0.002	1.989
32	5.555E+01	6.442E+01	1.021	0.300	0.008
33	5.665E+01	1.522E+01	0.586	1.845	0.364
34	5.679E+01	1.104E+01	0.146	0.625	0.466
35	5.884E+01	8.538E+01	0.249	0.423	0.161
36	6.268E+01	3.046E+01	0.352	0.356	0.428
37	6.349E+01	9.387E+00	0.035	0.083	1.297
38	6.415E+01	1.012E+01	0.029	0.012	0.000
39	6.662E+01	2.667E+01	0.244	0.430	0.006
40	6.857E+01	7.198E+01	0.303	0.909	0.000
41	6.998E+01	6.048E+01	0.508	0.005	0.025
42	7.070E+01	2.968E+00	0.506	0.014	0.003
43	7.140E+01	3.669E+00	0.783	0.276	0.000
44	7.176E+01	3.466E+01	0.035	0.000	0.003
45	7.248E+01	3.441E+01	0.015	0.023	0.010
46	7.315E+01	3.093E+01	0.005	0.722	0.018

47	7.489E+01	2.435E+01	0.211	0.030	0.046
48	7.646E+01	5.221E+01	0.035	0.054	0.027
49	7.759E+01	4.070E+01	0.051	0.002	0.148
50	7.775E+01	3.499E+01	0.000	0.237	0.000
51	7.885E+01	3.553E+00	0.025	0.000	0.145
52	8.202E+01	2.890E+01	0.084	0.025	17.346
53	8.409E+01	4.365E+01	0.039	0.082	0.241
54	8.671E+01	1.953E+01	0.136	0.008	0.034
55	8.751E+01	2.205E+01	0.058	0.390	0.036
56	9.190E+01	2.497E+01	0.003	0.231	0.004
57	9.621E+01	3.471E+01	0.072	0.008	0.004
58	9.891E+01	5.271E+00	0.087	0.006	0.036
59	1.011E+02	3.212E+01	0.029	0.066	0.144
60	1.018E+02	3.963E+01	0.001	0.557	0.196
61	1.021E+02	1.585E+01	0.000	0.437	0.131
62	1.027E+02	3.256E+01	0.000	0.219	0.038
63	1.039E+02	4.505E+01	0.000	0.129	0.003
64	1.047E+02	6.046E+01	0.004	0.102	0.003
65	1.058E+02	8.217E+00	0.118	0.130	0.003
66	1.072E+02	3.849E+01	0.059	0.003	0.000
67	1.079E+02	5.003E+01	0.006	0.027	0.012
68	1.090E+02	3.032E+01	0.218	0.446	0.000
69	1.095E+02	3.171E+01	0.089	0.157	0.044
70	1.115E+02	3.490E+01	0.014	0.000	0.002
71	1.136E+02	2.588E+01	0.196	0.025	0.000
72	1.155E+02	4.215E+01	0.002	0.095	0.013
73	1.159E+02	3.706E+01	0.083	0.269	0.005
74	1.169E+02	3.138E+01	0.120	0.050	0.002
75	1.187E+02	4.539E+01	0.025	0.008	0.001
76	1.201E+02	3.164E+01	0.008	0.026	0.001
77	1.227E+02	4.256E+01	0.106	0.039	0.000
78	1.230E+02	5.633E+01	0.108	0.077	0.002
79	1.233E+02	3.195E+01	0.078	0.006	0.020
80	1.256E+02	4.067E+01	0.432	0.056	0.002
81	1.258E+02	2.621E+01	0.677	0.250	0.006
82	1.275E+02	6.932E+01	0.225	0.029	0.047
83	1.282E+02	4.351E+01	0.048	0.000	0.064
84	1.300E+02	2.969E+01	0.018	0.001	0.043
85	1.307E+02	2.472E+01	0.245	0.000	0.109
86	1.316E+02	1.495E+01	0.021	0.011	0.007
87	1.320E+02	3.953E+01	0.315	0.382	0.354
88	1.338E+02	2.815E+01	0.639	0.419	0.005
89	1.341E+02	1.913E+01	0.299	4.828	0.166
90	1.345E+02	1.917E+01	0.020	0.112	0.002
91	1.351E+02	2.307E+01	1.712	0.000	0.004
92	1.375E+02	2.007E+01	0.022	0.003	0.015
93	1.377E+02	7.731E+01	0.004	0.646	0.003
94	1.406E+02	3.260E+01	0.186	0.653	0.089
95	1.429E+02	2.237E+01	0.000	0.133	0.012
96	1.452E+02	2.484E+01	0.069	0.027	0.023
97	1.454E+02	2.095E+01	0.001	0.074	0.011
98	1.458E+02	1.979E+01	0.127	0.052	0.000
99	1.464E+02	7.894E+00	0.038	1.917	0.391
100	1.482E+02	2.959E+01	0.359	0.361	0.119
101	1.483E+02	2.646E+01	0.101	0.033	0.043
102	1.503E+02	2.688E+01	0.243	0.778	0.006
103	1.523E+02	2.001E+01	0.008	1.376	0.233
104	1.530E+02	1.189E+01	0.000	0.007	0.005
105	1.566E+02	3.173E+01	0.000	0.751	0.284
106	1.603E+02	3.382E+01	0.000	0.163	0.011

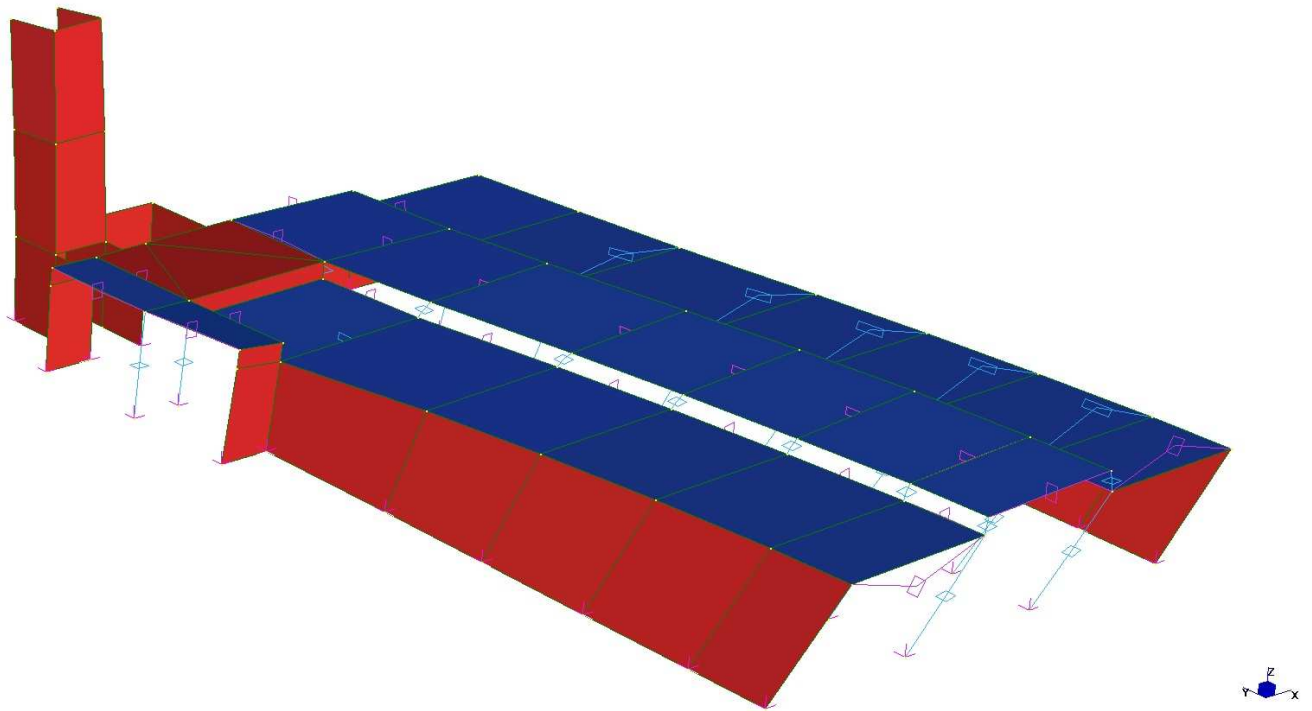
107	1.603E+02	3.181E+01	0.003	10.136	0.000
108	1.630E+02	8.143E+00	0.002	0.003	0.000
109	1.638E+02	1.492E+01	0.105	0.828	0.041
110	1.645E+02	2.238E+01	0.036	0.008	0.054

-----  
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 98.443 95.908 56.033

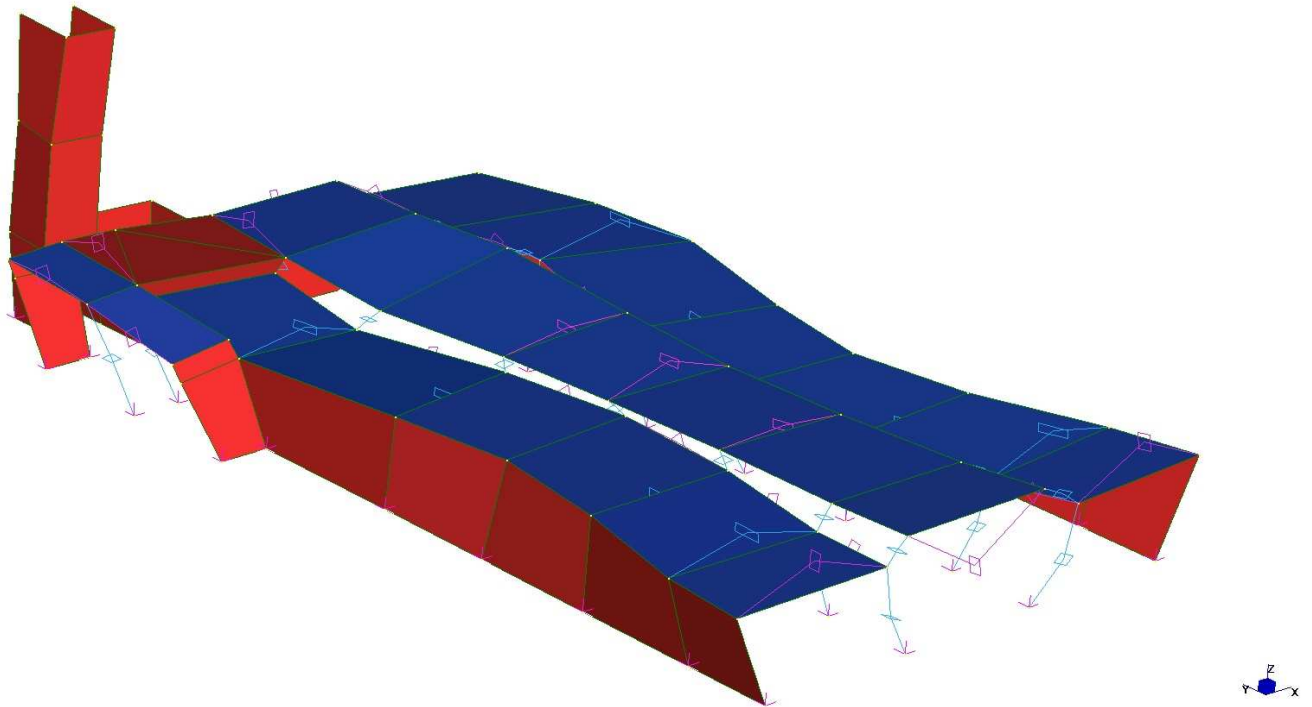
1° MODO



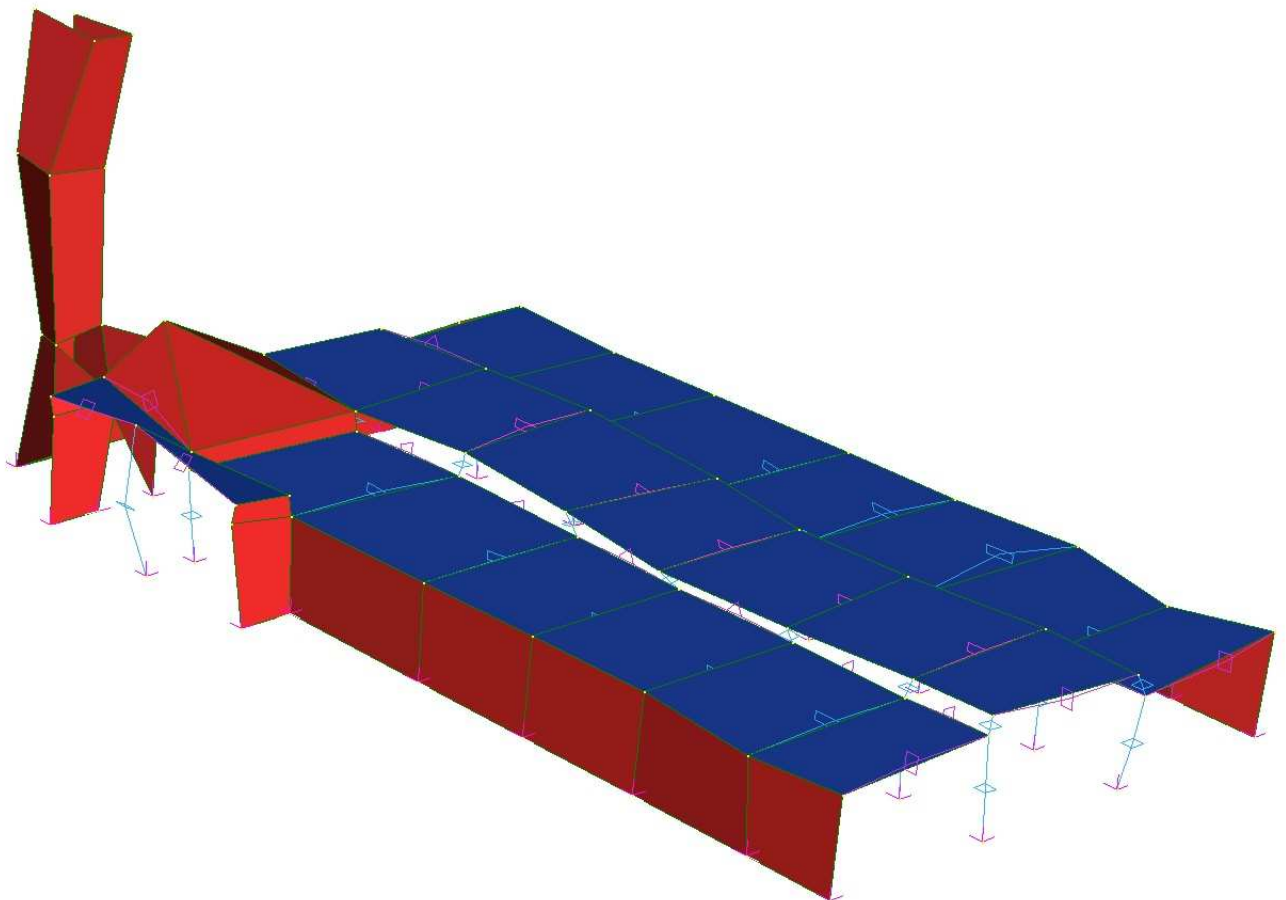
3° MODO



16° MODO



52° MODO



## AULE VECCHIE – AULE NUOVE – LABORATORI

Per quanto riguarda il blocco aule con i primi 160 modi di vibrare si raggiunge:

- in direzione x il 88,593% della massa partecipante;
- in direzione y il 95,376% della massa partecipante;
- in direzione z il 74,263% della massa partecipante.

Si riportano i seguenti risultati riguardanti i modi propri di vibrare:

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.918E+00	7.048E+02	30.411	0.207	0.000
2	3.599E+00	1.004E+03	0.538	60.664	0.000
3	4.259E+00	7.361E+02	2.848	7.275	0.000
4	5.510E+00	8.301E+02	0.279	0.727	0.000
5	6.039E+00	1.022E+03	12.951	0.205	0.000
6	6.548E+00	8.394E+02	2.355	0.071	0.000
7	7.157E+00	2.511E+02	0.269	0.043	0.000
8	7.286E+00	6.244E+02	0.018	2.057	0.000
9	7.629E+00	1.389E+03	0.088	0.943	0.000
10	8.373E+00	8.352E+02	6.954	0.098	0.000
11	8.488E+00	8.249E+02	6.332	0.002	0.000
12	9.683E+00	5.861E+02	3.992	2.034	0.000
13	1.026E+01	4.290E+02	0.194	0.064	0.000
14	1.072E+01	6.477E+02	0.063	0.237	0.000
15	1.097E+01	3.071E+02	0.037	0.069	0.000
16	1.135E+01	1.012E+03	0.016	0.173	0.000
17	1.179E+01	2.587E+02	7.288	0.121	0.000
18	1.201E+01	4.837E+02	0.870	0.451	0.001
19	1.321E+01	4.393E+02	0.744	0.024	0.000
20	1.350E+01	5.305E+02	0.214	0.371	0.000
21	1.377E+01	3.242E+02	0.289	0.548	0.000
22	1.451E+01	4.620E+02	0.011	0.009	0.000
23	1.495E+01	4.775E+02	0.156	0.582	0.000
24	1.516E+01	6.125E+02	0.039	0.000	0.001
25	1.616E+01	2.829E+02	0.102	0.068	0.000
26	1.690E+01	5.155E+02	0.267	0.002	0.000
27	1.726E+01	1.176E+03	0.138	0.308	0.000
28	1.765E+01	2.690E+02	1.368	0.019	0.000
29	1.832E+01	2.260E+02	0.079	0.004	0.001
30	1.863E+01	2.430E+02	0.002	0.524	0.004
31	1.925E+01	5.718E+02	0.133	0.162	0.000
32	2.001E+01	3.804E+02	0.023	0.517	0.001
33	2.028E+01	3.774E+02	0.001	0.007	0.003
34	2.084E+01	1.420E+02	0.006	0.014	0.000
35	2.123E+01	6.613E+02	0.007	0.002	0.002
36	2.222E+01	2.735E+02	0.018	1.016	0.002
37	2.252E+01	4.930E+02	0.003	0.836	0.001
38	2.254E+01	2.386E+02	0.002	4.264	0.003
39	2.321E+01	4.105E+01	0.390	0.051	0.029
40	2.341E+01	1.323E+02	0.091	0.003	0.040
41	2.350E+01	2.432E+02	0.002	0.000	22.587
42	2.395E+01	1.133E+02	0.314	0.175	0.005
43	2.460E+01	3.793E+02	0.004	0.006	0.010
44	2.554E+01	3.461E+02	0.003	0.043	0.125
45	2.573E+01	2.821E+02	0.020	0.055	0.137
46	2.591E+01	4.019E+02	0.015	0.000	3.854

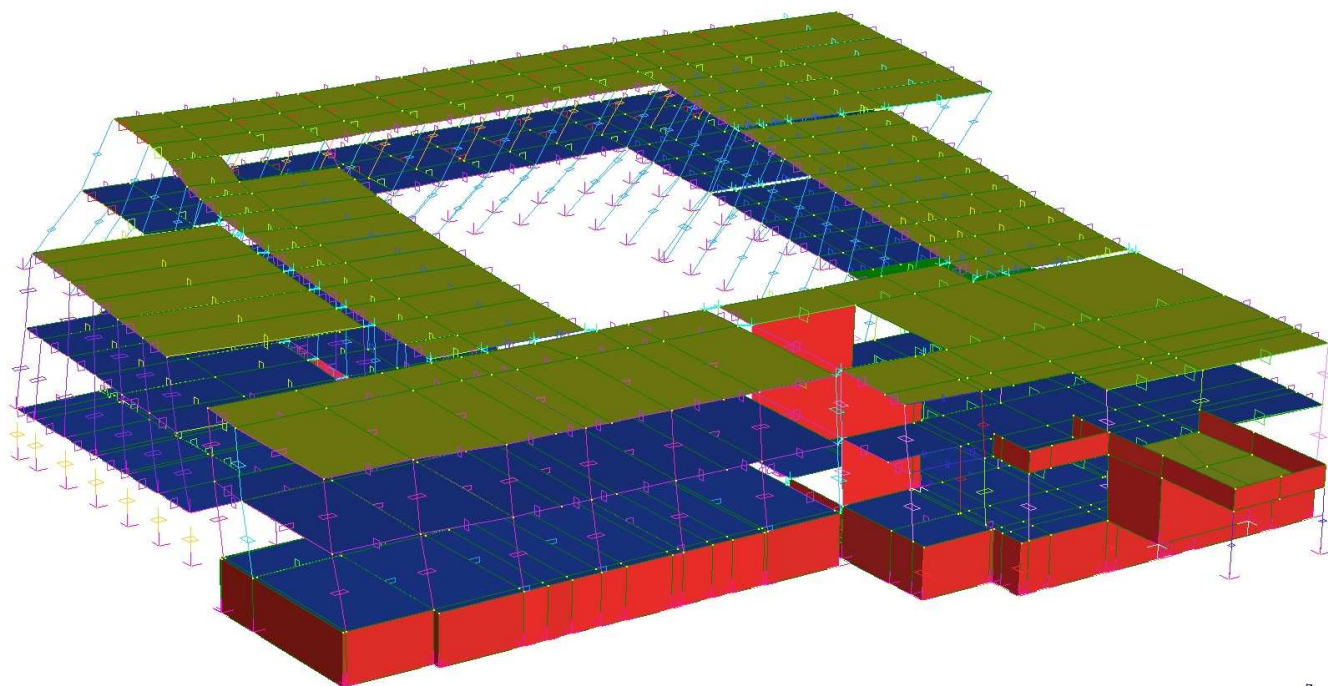


47	2.596E+01	5.861E+02	0.003	0.001	4.758
48	2.603E+01	3.920E+02	0.000	0.004	0.398
49	2.717E+01	6.760E+02	0.131	0.010	0.007
50	2.738E+01	2.363E+02	0.000	0.000	8.302
51	2.751E+01	2.168E+02	0.024	0.017	0.181
52	2.771E+01	5.184E+02	0.013	0.010	22.704
53	2.813E+01	3.465E+02	0.023	0.008	0.213
54	2.874E+01	4.120E+02	0.118	0.002	0.000
55	2.926E+01	6.392E+02	0.113	0.008	0.001
56	2.937E+01	2.790E+02	0.368	2.440	0.001
57	2.979E+01	5.100E+02	0.126	0.543	0.003
58	3.018E+01	5.677E+02	0.248	0.001	0.000
59	3.022E+01	1.463E+02	0.001	0.053	0.001
60	3.051E+01	3.511E+02	0.080	0.538	0.000
61	3.056E+01	3.182E+02	0.010	0.689	0.000
62	3.073E+01	2.591E+02	0.050	0.203	0.004
63	3.101E+01	2.863E+02	0.453	0.086	0.002
64	3.111E+01	2.008E+02	0.760	0.387	0.001
65	3.121E+01	2.412E+02	0.546	0.498	0.001
66	3.165E+01	2.865E+02	0.011	0.027	0.019
67	3.211E+01	1.600E+02	0.002	0.006	0.028
68	3.229E+01	2.398E+02	0.003	0.000	0.018
69	3.259E+01	2.823E+02	0.030	0.010	3.428
70	3.264E+01	8.851E+01	0.003	0.007	0.920
71	3.307E+01	2.581E+02	0.010	0.002	0.026
72	3.360E+01	2.654E+02	0.027	0.015	0.091
73	3.387E+01	1.819E+01	0.000	0.004	0.005
74	3.406E+01	3.263E+02	0.091	0.013	0.064
75	3.418E+01	6.449E+01	0.035	0.022	0.001
76	3.426E+01	5.822E+02	0.012	0.003	0.000
77	3.438E+01	1.905E+02	0.001	0.001	0.004
78	3.461E+01	4.509E+02	0.009	0.031	0.000
79	3.486E+01	5.389E+01	0.033	2.066	0.000
80	3.488E+01	7.730E+01	0.004	0.044	0.000
81	3.520E+01	1.762E+02	0.084	0.006	0.000
82	3.532E+01	6.732E+01	0.055	0.009	0.004
83	3.609E+01	3.459E+02	0.029	0.009	0.001
84	3.622E+01	6.050E+01	0.009	0.008	0.000
85	3.641E+01	3.463E+02	0.042	0.014	0.001
86	3.666E+01	2.500E+02	0.017	0.001	0.010
87	3.692E+01	2.085E+02	0.015	0.000	0.087
88	3.719E+01	4.706E+02	0.034	0.011	0.034
89	3.738E+01	8.117E+01	0.019	0.000	0.004
90	3.758E+01	3.360E+02	0.001	0.002	1.932
91	3.771E+01	1.594E+02	0.067	0.000	0.140
92	3.771E+01	2.870E+01	0.008	0.016	0.088
93	3.826E+01	5.163E+01	0.373	0.075	0.037
94	3.847E+01	1.652E+02	1.371	0.087	0.000
95	3.859E+01	2.588E+02	0.022	0.000	0.054
96	3.889E+01	1.593E+02	0.478	0.011	0.012
97	3.901E+01	2.339E+02	0.549	0.222	0.000
98	3.917E+01	1.242E+02	0.020	0.029	0.008
99	3.931E+01	3.076E+02	0.018	0.154	0.005
100	3.947E+01	4.244E+02	0.076	0.001	0.001
101	4.011E+01	4.380E+02	0.023	0.011	0.016
102	4.028E+01	2.926E+02	0.004	0.001	0.633
103	4.048E+01	4.584E+02	0.043	0.037	0.047
104	4.095E+01	1.854E+02	0.001	0.011	0.001
105	4.095E+01	2.671E+02	0.000	0.002	0.000
106	4.122E+01	1.656E+02	0.027	0.002	0.008

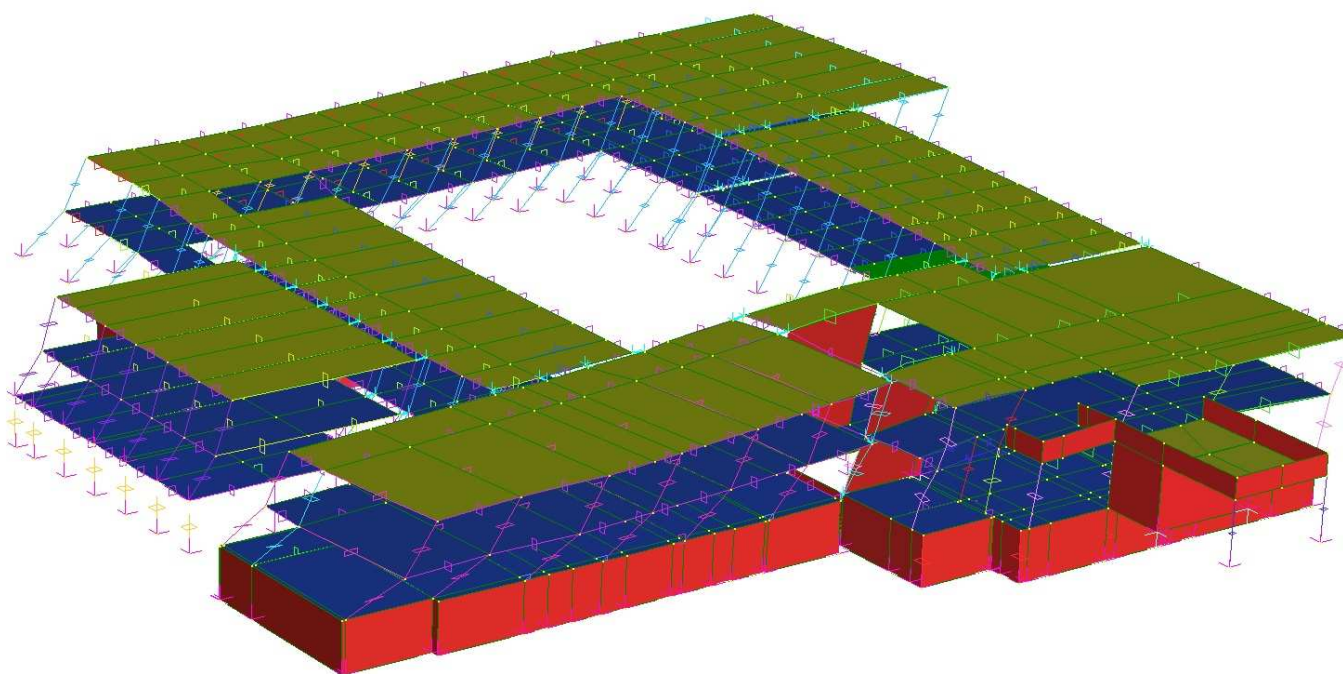
107	4.142E+01	3.158E+02	0.026	0.041	0.005
108	4.169E+01	2.595E+02	0.000	0.020	0.002
109	4.191E+01	3.055E+02	0.044	0.050	0.000
110	4.210E+01	2.614E+02	0.004	0.002	0.004
111	4.238E+01	3.361E+02	0.011	0.015	0.000
112	4.261E+01	4.570E+01	1.341	0.111	0.000
113	4.276E+01	2.645E+02	0.006	0.071	0.009
114	4.312E+01	1.973E+02	0.005	0.036	0.016
115	4.314E+01	3.105E+01	0.000	1.138	0.000
116	4.323E+01	2.555E+02	0.001	0.013	0.000
117	4.334E+01	1.644E+02	0.090	0.004	0.003
118	4.371E+01	1.740E+02	0.013	0.000	0.000
119	4.375E+01	3.053E+02	0.003	0.143	0.010
120	4.393E+01	3.525E+02	0.001	0.001	0.005
121	4.435E+01	2.611E+02	0.022	0.006	0.000
122	4.463E+01	4.368E+02	0.000	0.001	0.002
123	4.476E+01	2.144E+02	0.002	0.003	0.004
124	4.495E+01	1.603E+02	0.004	0.001	0.001
125	4.518E+01	1.101E+02	0.026	0.000	0.000
126	4.532E+01	3.041E+02	0.000	0.004	0.004
127	4.545E+01	1.377E+02	0.000	0.000	0.002
128	4.571E+01	1.521E+02	0.003	0.013	0.001
129	4.587E+01	1.659E+02	0.002	0.010	0.002
130	4.590E+01	6.771E+01	0.003	0.004	0.000
131	4.623E+01	3.149E+02	0.000	0.004	0.010
132	4.629E+01	2.207E+02	0.002	0.001	0.007
133	4.639E+01	3.646E+02	0.001	0.000	0.001
134	4.694E+01	1.200E+02	0.000	0.002	0.002
135	4.715E+01	4.663E+02	0.039	0.022	0.211
136	4.735E+01	1.572E+02	0.001	0.003	0.061
137	4.764E+01	3.171E+02	0.066	0.002	0.943
138	4.794E+01	2.215E+02	0.002	0.001	1.525
139	4.805E+01	3.608E+01	0.001	0.000	0.031
140	4.829E+01	3.388E+02	0.004	0.000	0.117
141	4.832E+01	2.506E+02	0.001	0.002	0.010
142	4.840E+01	1.104E+02	0.002	0.037	0.058
143	4.846E+01	2.238E+02	0.005	0.001	0.044
144	4.879E+01	1.541E+02	0.018	0.004	0.000
145	4.882E+01	1.350E+02	0.025	0.000	0.012
146	4.894E+01	1.484E+02	0.005	0.003	0.007
147	4.901E+01	2.028E+02	0.005	0.006	0.030
148	4.923E+01	3.202E+02	0.031	0.003	0.000
149	4.938E+01	3.428E+02	0.040	0.009	0.002
150	4.960E+01	1.714E+02	0.000	0.000	0.000
151	4.968E+01	2.936E+02	0.001	0.003	0.000
152	4.992E+01	2.088E+02	0.000	0.002	0.000
153	5.010E+01	2.029E+02	0.000	0.010	0.000
154	5.026E+01	1.009E+02	0.012	0.004	0.000
155	5.037E+01	1.394E+02	0.011	0.009	0.001
156	5.043E+01	1.113E+02	0.016	0.012	0.000
157	5.058E+01	1.302E+02	0.024	0.021	0.003
158	5.090E+01	2.928E+02	0.011	0.001	0.001
159	5.121E+01	2.248E+02	0.000	0.001	0.003
160	5.139E+01	3.446E+02	0.002	0.003	0.004

-----  
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 88.593 95.376 74.263

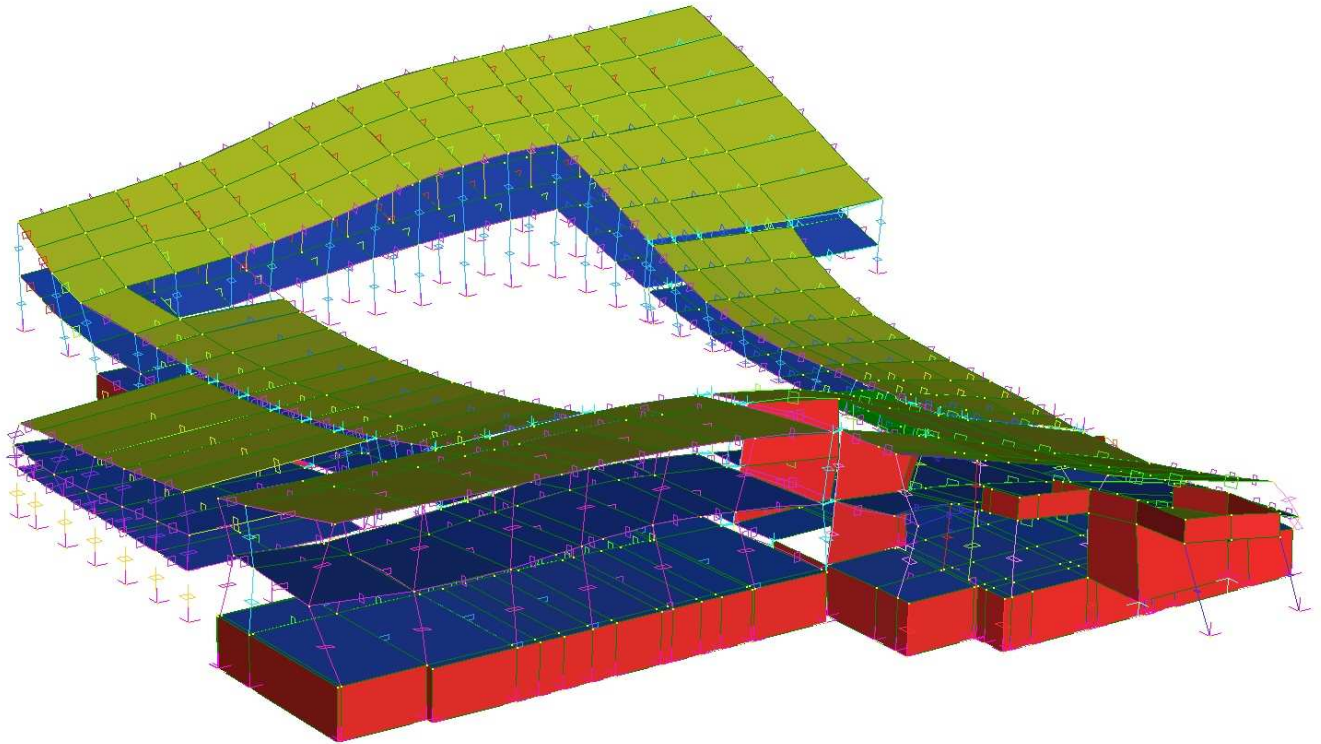
1° MODO



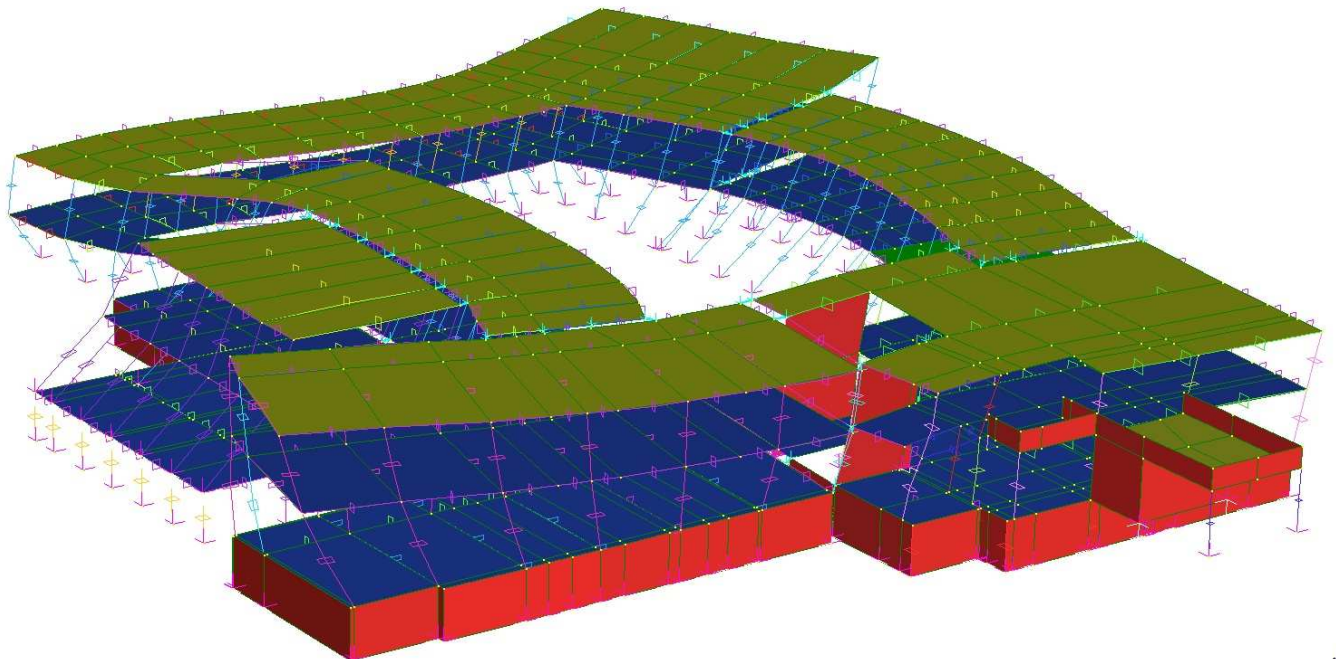
2° MODO



52° MODO



5° MODO



### 5.3. Verifica elementi strutturali (pilastrri)

Il software Straus7 come output fornisce diagrammi, sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc. di tutti gli elementi strutturali e i nodi presenti nel modello.

Non esegue le verifiche sugli stessi.

Quindi è stato necessario costruire programmi sul software Matlab per elaborare gli output dati da Straus7 ed eseguire le verifiche.

#### 5.3.1 METODOLOGIE E PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il programma principale che si è costruito è il seguente:

```
% -----
% ----- DATI DI INPUT -----
% -----

% file con le sollecitazioni
nomefile='prova_pilastrri_palestra_controventi.txt';
% file con la geometria
nomefile2='input_palestra_controventi.txt';

DateString = datestr(date, 'dd-mmm-yyyy');
file_out=strcat('Risultati_palestra_centrale_pilastrri_controventi', DateString, '.xls');

% n° di combinazioni di carico presenti nel file "nomefile"
n_comb=5;

% n° di spazi da saltare nel file "nomefile" (dal primo carattere della riga alla
parentesi quadra)
n_salti=67;

c1=30; % copriferro in mm
c2=30; % copriferro in mm
fcm=13.88; % MPa RESISTENZA DEL CLS
fym=322.10; % MPa - RESISTENZA DEL ACCIAIO

%      1      2      3      4      5      6      7      8      9      10     11     12     13     14     15
16     17     18     19     20     21     22     23     24     25     26     27     28
As_x=      [1206 1005 1000 1570  462 1000 1000 1000 1000 1000 1005 1000 1000 1000 1000
1000 1000 1000 1000 2010 1000 1000 2814 1000 1000  402 1000  402 402]';
% in mm^2
%      1      2      3      4      5      6      7      8      9      10     11     12     13     14     15
16     17     18     19     20     21     22     23     24     25     26     27     28
As1_x =      [1206 1005 1000 1570  462 1000 1000 1000 1000 1000 1005 1000 1000 1000 1000
1000 1000 1000 1000 1005 1000 1000 1206 1000 1000  402 1000  402 402 ]';
% in mm^2

%      1      2      3      4      5      6      7      8      9      10     11     12     13     14     15
16     17     18     19     20     21     22     23     24     25     26     27     28
As_y=      [603 603 1000 1256  308 1000 1000 1000 1000 1000 1005 1000 1000 1000 1000
1000 1000 1000 1000  402 1000 1000  402 1000 1000  402 1000  603 402]';
% in mm^2
%      1      2      3      4      5      6      7      8      9      10     11     12     13     14     15
16     17     18     19     20     21     22     23     24     25     26     27     28
As1_y =      [603 603 1000 1256  308 1000 1000 1000 1000 1000 1005 1000 1000 1000 1000
1000 1000 1000 1000  402 1000 1000  402 1000 1000  402 1000  603 402]';
% in mm^2
```

```

Passo_staf=[300 150 300 300 300 300 300 300 300 300 150 300 300 300 300 300
300 300 300 300 300 300 300 300 300 300 300 300 300]; % in
mm

c11=ones(size(As_x,1),1)*c1;
c22=ones(size(As_x,1),1)*c2;

% -----
% ----- FINE DATI DI INPUT -----
% -----

% coefficienti del dominio di pressoflessione deviata - Vedi Cosenza-Manfredi
%
%
%
%
% alpha=1.3;

% mette le sollecitazioni nella matrice "Sollec"
% beam_numb estremo, V1, M1, V2, M2, N, T,
Sollec=leggi_soll_2(nomefile, n_comb, n_salti);
% Sollec=leggi_soll(nomefile);
% mette la geometria nella matrice "sezioni"
[Elementi, Sezioni, Mat_sezioni]=leggi_geom(nomefile2);
%
fcd=0.85*fcm/(1.5*1.2);
fcd_vet=ones(size(As_x,1),1)*fcd;
%
fyd=fym/(1.15*1.2); % MPa NTC2008
fyd_vet=ones(size(As_x,1),1)*fyd;
sezioni_x=[Mat_sezioni, As_x, As1_x, c11, c22, Astaf, Passo_staf, fcd_vet, fyd_vet];
%
Mat_sezioniy=Mat_sezioni;
tmp = Mat_sezioniy(:,2);
Mat_sezioniy(:,2)= Mat_sezioniy(:,3);
Mat_sezioniy(:,3) = tmp;
clear tmp
%
sezioni_y=[Mat_sezioniy, As_y, As1_y, c11, c22, Astaf, Passo_staf, fcd_vet, fyd_vet];

fid4=fopen(file_out, 'w');
fprintf(fid4, 'n°elemento \t n° proprietà \t comb \t B \t H \t As [mm^2]\t As1 [mm^2]
\t Msdx [kNm] \t Mrdx [kNm] \t As [mm^2]\t As1 [mm^2] \t Msdy [kNm]\t Mrdy [kNm] \t
Nsd [kN]\t 1/coef-sic \t \t ');
fprintf(fid4, 'Vadx [kN] \t Vrcdx [kN] \t Vrsdx [kN] \t Vady [kN] \t Vrcdy [kN] \t
Vrsdy [kN]');
fprintf(fid4,'\n');
fclose(fid4);

fid5=fopen(file_out, 'a');

% foglio che effettua la verifica
for i=1:size(Sollec,1)
    n_beam=Sollec(i,1);
    comb=Sollec(i,2);

    if rem(i,1)==0
        clc
        fprintf(1, '\n \n \n
\n-----\n' );
        fprintf(1, '----- Sto eseguendo la verifica dell elemento n° %d -----\n', n_beam
);
        fprintf(1, '-----\n' );
    end
end

```

```

prop_beam=Elementi(n_beam,3);
sezione_x=sezioni_x(prop_beam,:);
sezione_y=sezioni_y(prop_beam,:);

M_x=abs( Sollec(i,4));
N=Sollec(i,7);
[Mu_x, Nrd_max]=verifica_MN(M_x,N,sezione_x);
% [coef_sic_M, coef_sic_N, Mu_x]=verifica_MN(M_x,N,sezione_x);
M_y=abs( Sollec(i,6));
N=Sollec(i,7);
[Mu_y, Nrd_max]=verifica_MN(M_y,N,sezione_y);
% [coef_sic_M, coef_sic_N, Mu_y]=verifica_MN(M_x,N,sezione_y);
% verifica a pressoflessione deviata (PFD)

if abs(N/Nrd_max) <= 0.7
    alpha = ((abs(N/Nrd_max) - 0.1) * (1.5 - 1) / (0.7 - 0.1)) + 1;
else
    alpha = ((abs(N/Nrd_max) - 0.7) * (2 - 1.5) / (1 - 0.7)) + 1;
end
% -----
% alpha=1.3;
sic_PFD=(M_x/Mu_x)^alpha+(M_y/Mu_y)^alpha;

Vsd_x=abs( Sollec(i,3));
[Vrcd_x, Vrsd_x]=verifiche_a_taglio(Vsd_x, N, sezione_x);
Vsd_y=abs( Sollec(i,5));
[Vrcd_y, Vrsd_y]=verifiche_a_taglio(Vsd_y, N, sezione_y);

fprintf(fid5,'%g\t', n_beam, prop_beam, comb, sezione_x(2), sezione_x(3), sezione_x(
(4), sezione_x(5), M_x/1000000, Mu_x/1000000, sezione_y(4), sezione_y(5), M_y/1000000,
Mu_y/1000000, N/1000, sic_PFD );
% fprintf(fid5,'%g\t', n_beam, prop_beam, comb, sezione_x(2), sezione_x(3),
sezione_x(4), sezione_x(5), M_x/1000000, Mu_x/1000000, sezione_y(4), sezione_y(5),
M_y/1000000, Mu_y/1000000, N/1000, sic_PFD );
if sic_PFD<1
    fprintf(fid5,'Verificato \t' );
else
    fprintf(fid5,'NON Verificato \t' );
end
fprintf(fid5,'%g\t', Vsd_x/1000, Vrcd_x/1000, Vrsd_x/1000, Vsd_y/1000, Vrcd_y/1000,
Vrsd_y/1000 );
if abs(Vsd_x/Vrcd_x<1) && abs(Vsd_x/Vrsd_x<1);
    fprintf(fid5,'Verificato \t' );
else
    fprintf(fid5,'NON Verificato \t' );
end
if abs(Vsd_y/Vrcd_y<1) && abs(Vsd_y/Vrsd_y<1);
    fprintf(fid5,'Verificato \t' );
else
    fprintf(fid5,'NON Verificato \t' );
end
fprintf(fid5,'\n' );

end
fclose(fid5);

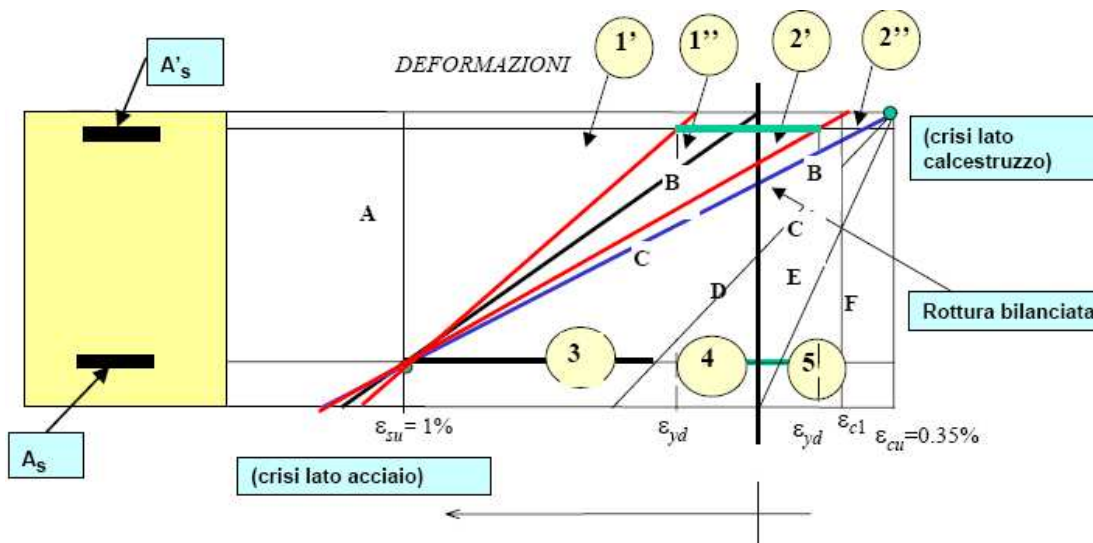
```

In questo programma si inseriscono:

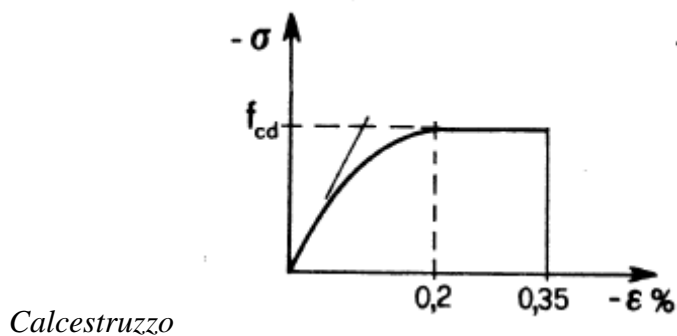
- le armature;
- i copriferro;

- le resistenze medie dei vari materiali;
- le staffe;
- il passo delle staffe;
- si richiamano i files (in formato blocco note) di output di Straus7;
- si richiamano i programmi che leggono la geometria e le sollecitazioni del modello;
- esegue le verifiche;
- scrive i risultati in un file excel.

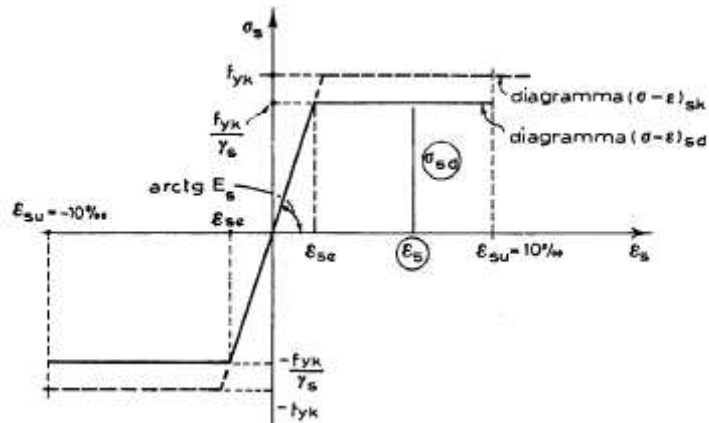
Le verifiche a pressoflessione sono state condotte secondo il criterio dei campi di rottura della sezione.



I materiali utilizzati per le verifiche sono caratterizzati dai seguenti legami costitutivi (resistenze in base a quanto detto in 5.1.2):







*Acciaio*

Traducendo questi grafici (e le relative leggi) in un file matlab è stato costruito il seguente:

```
function [Mrd, Nu_max]=verifica_MN(M,N,sezioni)

% parametri geometrici
H=sezioni(:,3);
b=sezioni(:,2);
c=sezioni(:,7);

% N positivo se di compressione:
N=-N; % *1.5*b;
M=abs(M); % *1.5*b;

As=sezioni(:,4);
As1=sezioni(:,5);

% parametri meccanici
fcd=sezioni(1,10); % 0.83*.85*25/1.5; % MPa
fyd=sezioni(1,11); % 450/1.15; % MPa

Es=206000;
d1=c;
d=H-c; % mm

eps_y=fyd/Es;
eps_cu=0.0035;
eps_c0=0.002;

%-----
%----- INIZIO VERIFICA -----
%-----
Nsd=N;
x=abs(Nsd-As1*fyd+As*fyd)/(0.8*b*fcd);
Nu_max=H*b*fcd+As*fyd+As1*fyd;
%
if Nsd>0.8*Nu_max
    Mrd=0;
    Nrd=Nu_max;
    %disp(['SFORZO NORMALE NON AMMISSIBILE'])
else
```

```

if ((0.167*d)<=x)&((0.66*d)>=x)
    Mrd=((0.8*b*x*fcd)*(H/2-0.4*x)+As1*fyd*(H/2-c)+As*fyd*(H/2-c));
    %disp(['SEZIONE IN CAMPO 3'])
elseif (0.167*d)>x
    % disp(['SEZIONE IN CAMPO 2'])
    eps1=0.01*(x-c)/(d-x);
    epsc=x/(0.35*(d-x));
    psi=epsc*(1.6-0.8*epsc);
    psi_cal=(Nsd-As1*Es*eps1+As*fyd)/(b*x*fcd);
    while abs(psi_cal-psi) > 0.0001
        if psi_cal>psi
            x=x+0.0001;
            eps1=0.01*(x-c)/(d-x);
            epsc=x/(0.35*(d-x));
            psi=epsc*(1.6-0.8*epsc);
            psi_cal=(Nsd-As1*Es*eps1+As*fyd)/(b*x*fcd);
        else
            x=x-0.0001;
            eps1=0.01*(x-c)/(d-x);
            epsc=x/(0.35*(d-x));
            psi=epsc*(1.6-0.8*epsc);
            psi_cal=(Nsd-As1*Es*eps1+As*fyd)/(b*x*fcd);
        end
        psi_cal=(Nsd-As1*Es*eps1+As*fyd)/(b*x*fcd);
    end
    chi=0.33+0.07*epsc;
    Mrd=((psi_cal*b*x*fcd)*(H/2-chi*x)+As1*Es*((0.01*(x-c))/(d-x))*(H/2-c)+As*fyd*(H/2-c));
elseif (0.66*d)<x
    %disp(['SEZIONE IN CAMPO 4'])
    eps4=eps_cu*(d-x)/x;
    eps4_cal=(-Nsd+0.8*b*x*fcd+As1*fyd)/(Es*As);
    while abs(eps4_cal-eps4) > 0.00001
        if eps4_cal>eps4
            x=x-0.0001;
            eps4=eps_cu*(d-x)/x;
            eps4_cal=(-Nsd+0.8*b*x*fcd+As1*fyd)/(Es*As);
        else
            x=x+0.0001;
            eps4=eps_cu*(d-x)/x;
            eps4_cal=(-Nsd+0.8*b*x*fcd+As1*fyd)/(Es*As);
        end
        eps4_cal=(-Nsd+0.8*b*x*fcd+As1*fyd)/(Es*As);
    end
    Mrd=(0.8*b*x*fcd)*(H/2-0.4*x)+As1*fyd*(H/2-c)+As*Es*eps4_cal*(H/2-c);
end
end
end

```

Le verifiche a taglio sono state eseguite con il seguente programma:

```
function [Vrcd, Vrsd]=verifiche_a_taglio(Vsd, N, sezione)
% verifiche a taglio
N=-N;
h=sezione(:,3);
c=sezione(:,6);
d =h-c;
bw=sezione(:,2);
Asw=sezione(:,8);
s=sezione(:,9);
fcd=sezione(1,10); % 0.83*.85*25/1.5; % MPa
fyd=sezione(1,11); % 450/1.15; % MPa

alpha=0;
sigmacp=N/(bw*h);
if sigmacp<=0
    alpha=1;
elseif (sigmacp>0)&(sigmacp<0.25*fcd)
    alpha=1+sigmacp/fcd;
elseif (sigmacp>0.25*fcd)&(sigmacp<0.5*fcd)
    alpha=1.25;
elseif (sigmacp>0.5*fcd)&(sigmacp<fcd)
    alpha=2.5*(1-sigmacp/fcd);
end

Vrcd=(0.9*d*bw*alpha*(0.5*fcd)*(0+2.5))/(1+2.5^2);
if Vrcd >= Vsd
    % disp(['Verifica soddisfatta',Vrcd,' > ',Vsd])
    Vrsd=0.9*d*(Asw/s)*fyd*(0+2.5);
else
    % disp(['Verifica non soddisfatta',Vrcd,' < ',Vsd])
    cot_teta=2.5;
    while (Vrcd<=Vsd) & (cot_teta>1)
        cot_teta=cot_teta-0.1;
        Vrcd=(0.9*d*bw*alpha*(0.5*fcd)*(0+cot_teta)/(1+(cot_teta^2)));
    end
    Vrsd=0.9*d*(Asw/s)*fyd*(0+cot_teta);
end
```

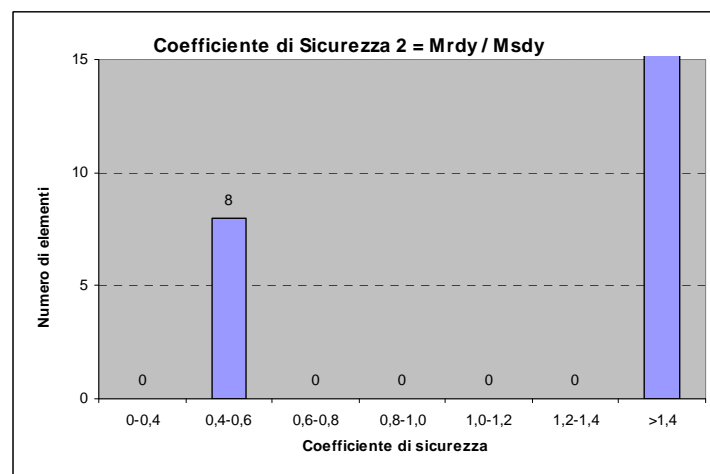
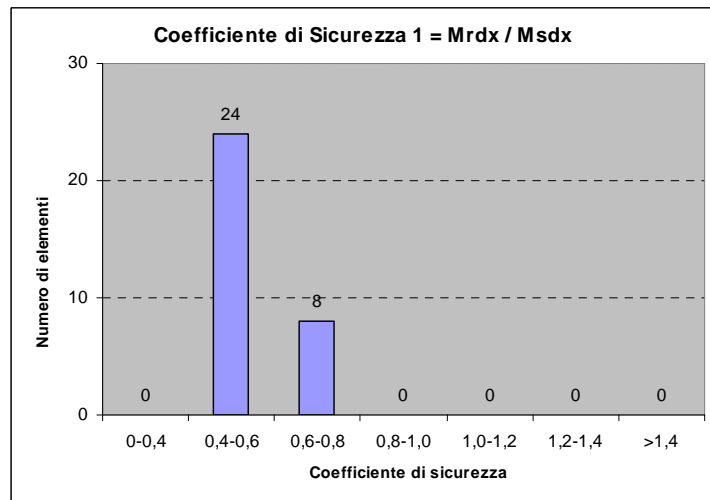
### 5.3.2 RISULTATI ALLE VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA E A TAGLIO SU PILASTRI

Ora si esporranno i risultati delle verifiche effettuate. Non si esporranno i risultati numerici dei momenti e dei tagli, ma il numero di elementi verificati e non verificati con i relativi coefficienti di sicurezza.

I coefficienti di sicurezza sono calcolati come il rapporto tra momenti resistenti e quelli sollecitanti. Per essere verificata la sezione deve avere coefficienti maggiori di 1.

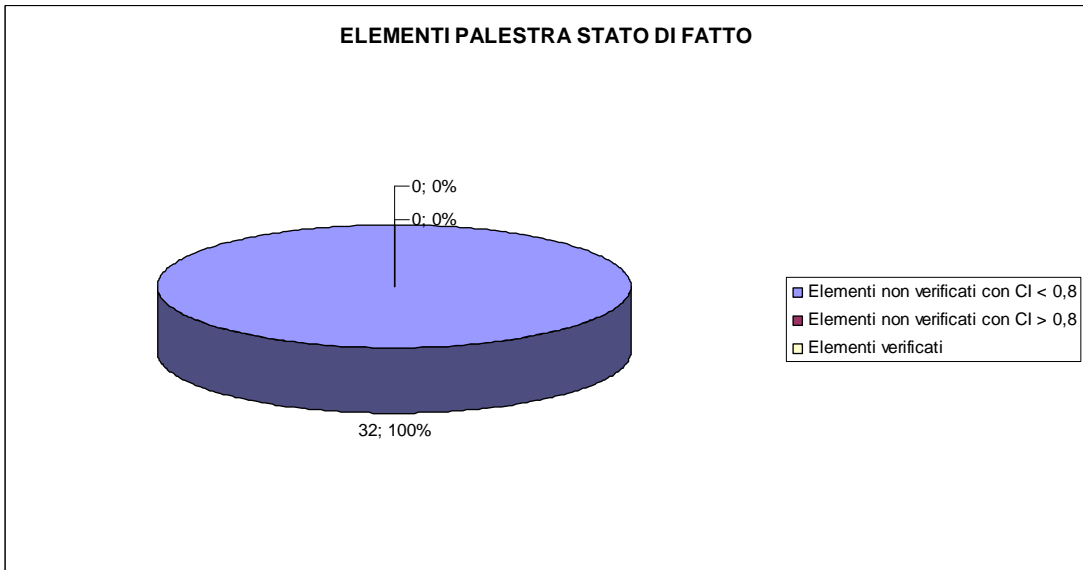
#### 5.3.2.1 PALESTRA

Considerando nelle sezioni dei pilastri del blocco palestra agenti due pressoflessioni rette si hanno i seguenti risultati graficati:



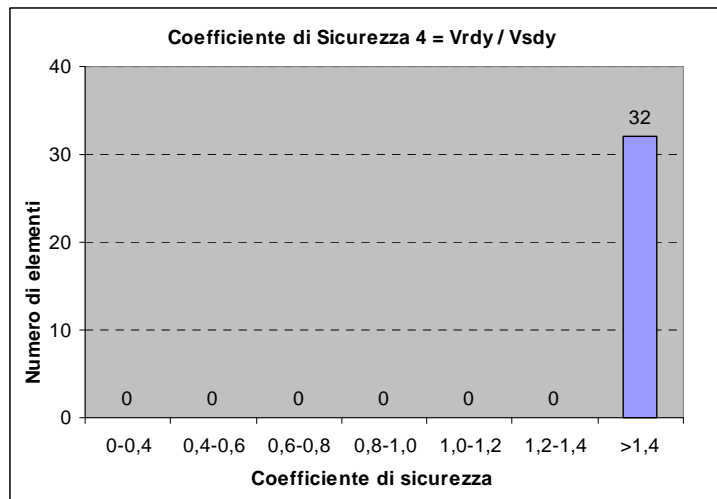
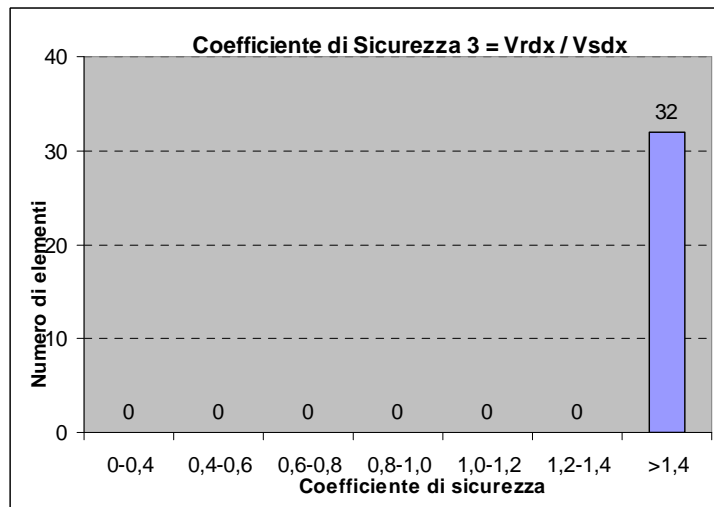
La normativa in caso di pressoflessione deviata impone la combinazione dei momenti lungo la direzione x e y;

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



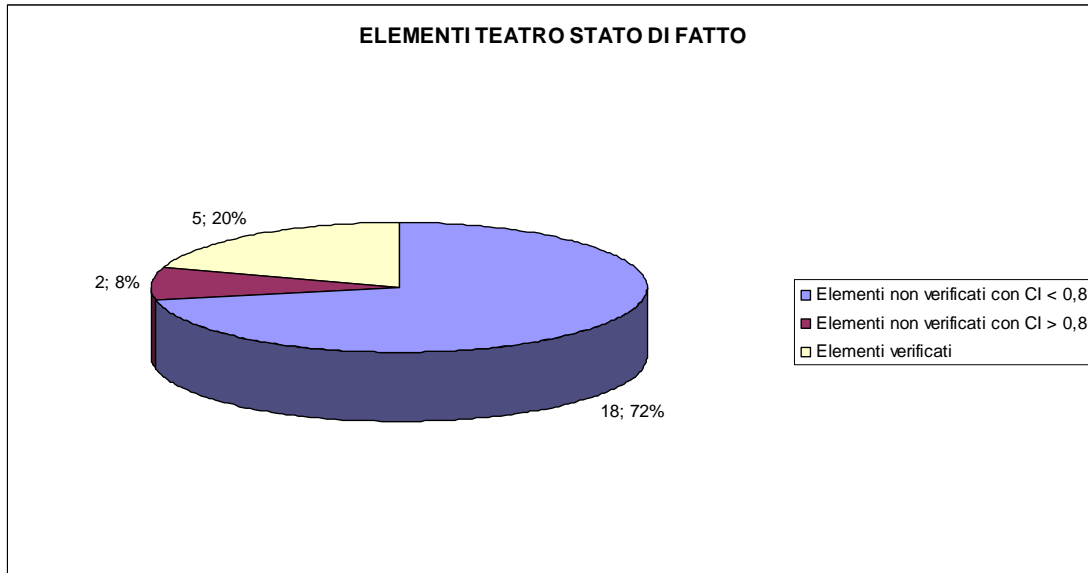
Come si può notare tutti i pilastri del blocco palestra non sono verificati.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio si ottengono i seguenti risultati:

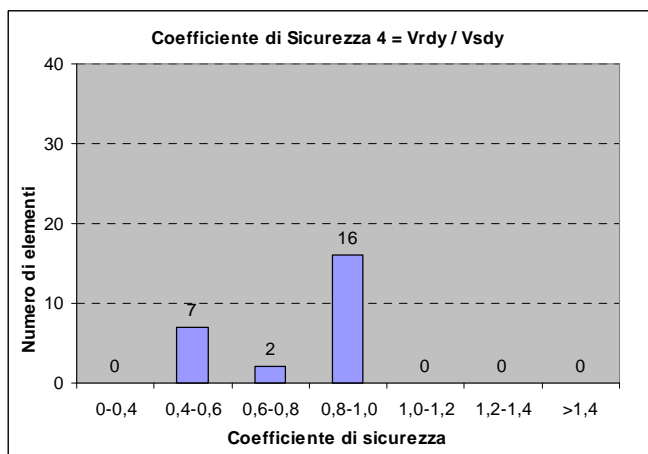
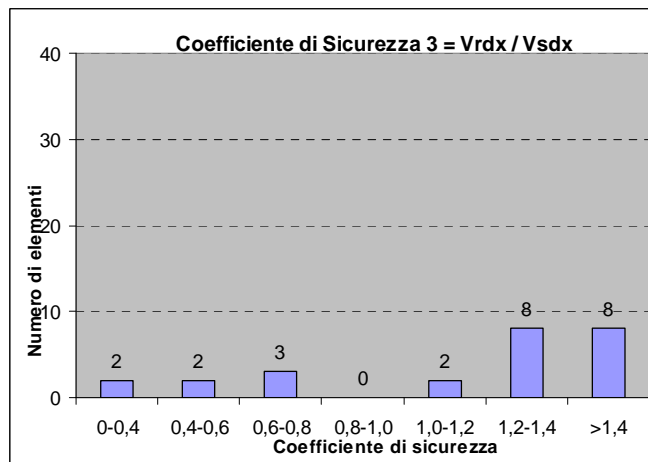


### 5.3.2.2 TEATRO

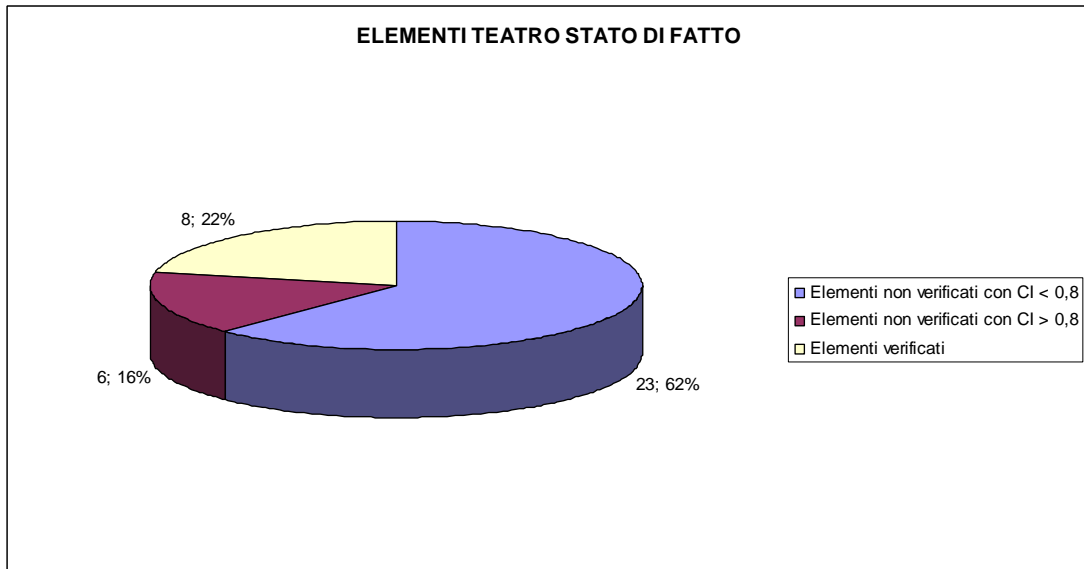
I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri del *piano interrato* del blocco teatro sono i seguenti:



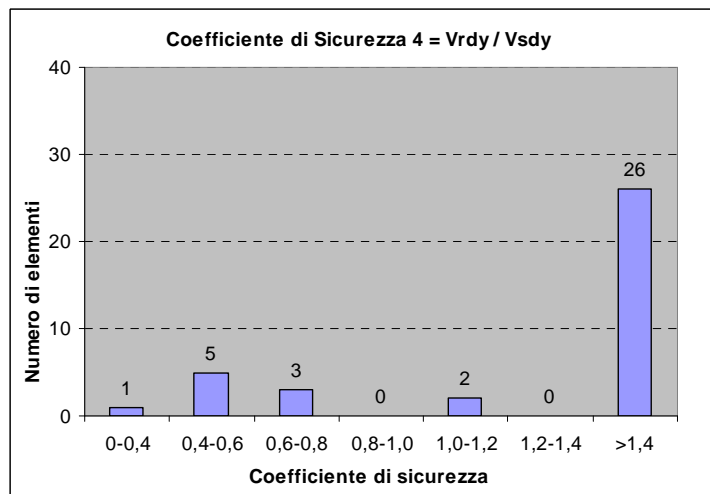
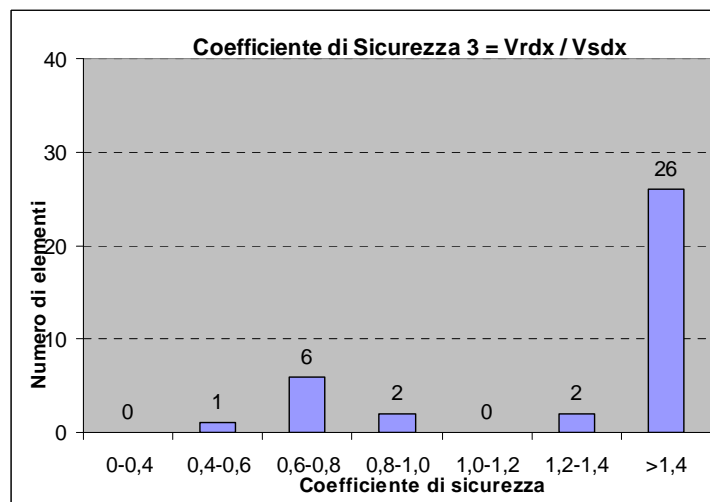
Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri del *piano interrato* del blocco teatro si ottengono i seguenti risultati:



I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei *piani rialzati* del blocco teatro sono i seguenti:



Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri dei *piani rialzati* del blocco teatro si ottengono i seguenti risultati:



### 5.3.2.3 CORTILE

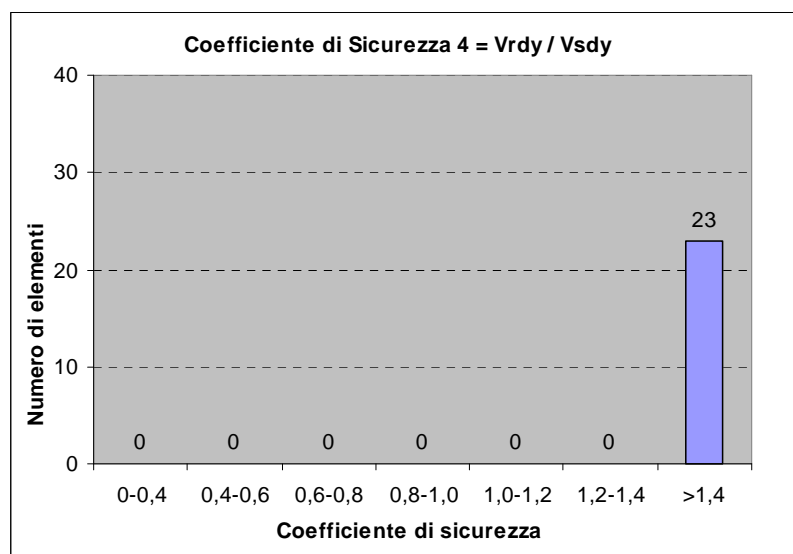
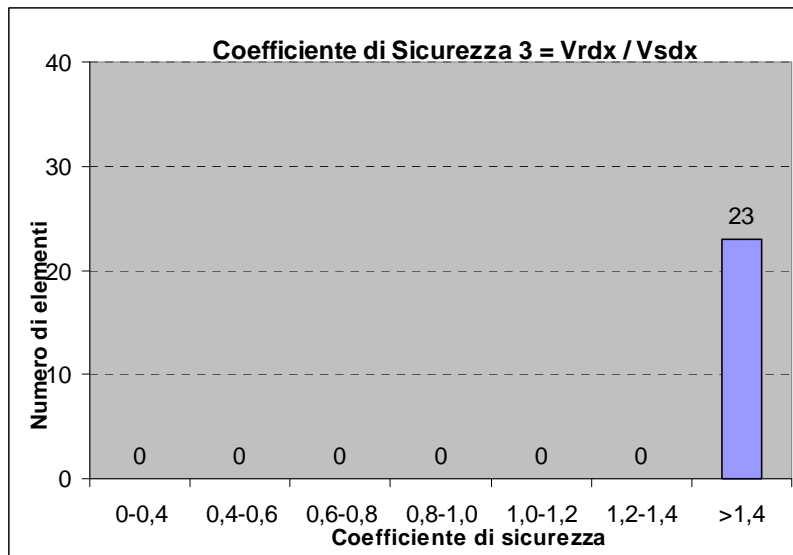
Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri del blocco cortile si è trovato che sono tutti verificati.

### 5.3.2.4 AULE

Il blocco aule si è suddiviso in 3 parti per eseguire le verifiche su elementi di materiali omogenei.

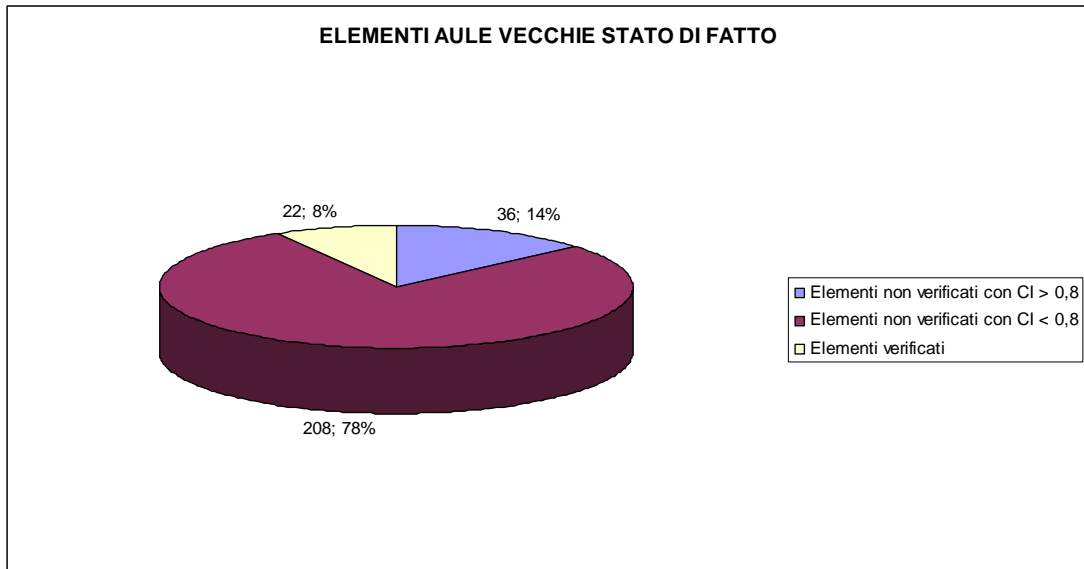
#### 5.3.2.4.1 Aule vecchie

Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri delle aule vecchie sul *piano interrato* si è trovato che sono tutti verificati.

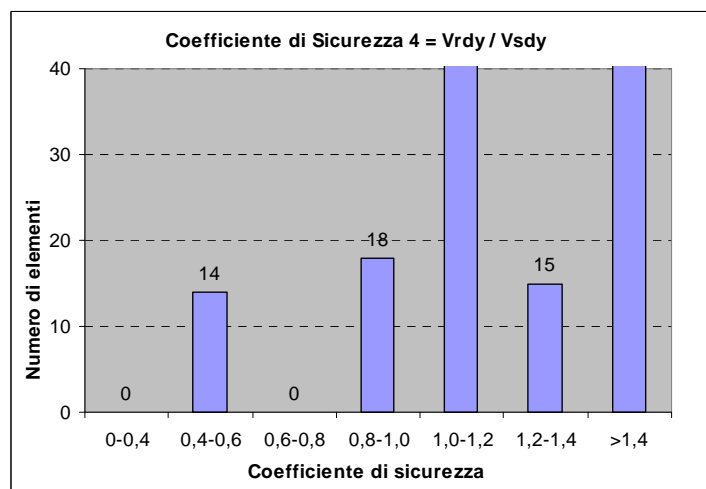
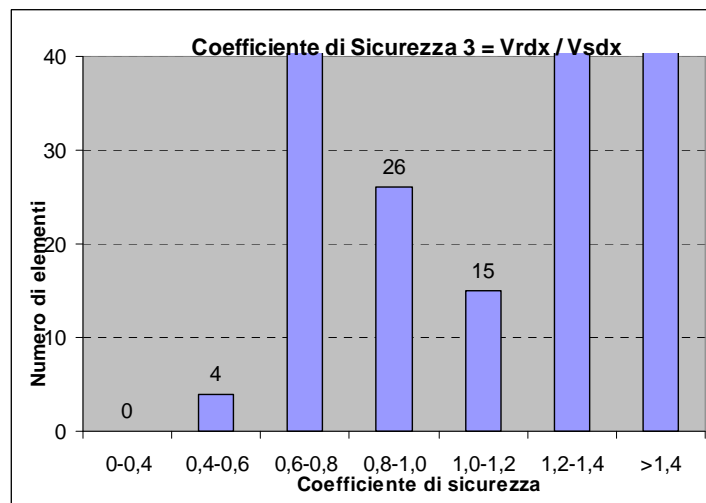




I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei *piani rialzati* delle aule vecchie sono i seguenti:



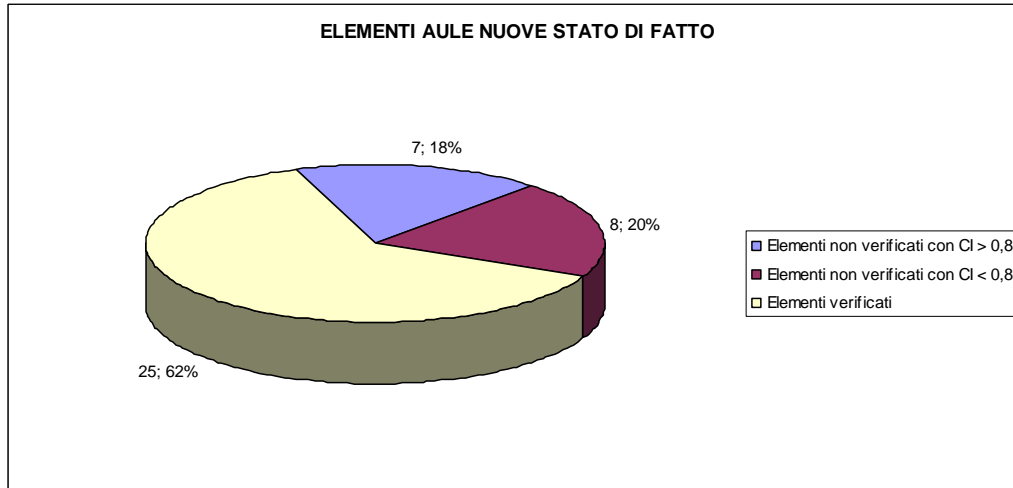
Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri dei *piani rialzati* delle aule vecchie si ottengono i seguenti risultati:



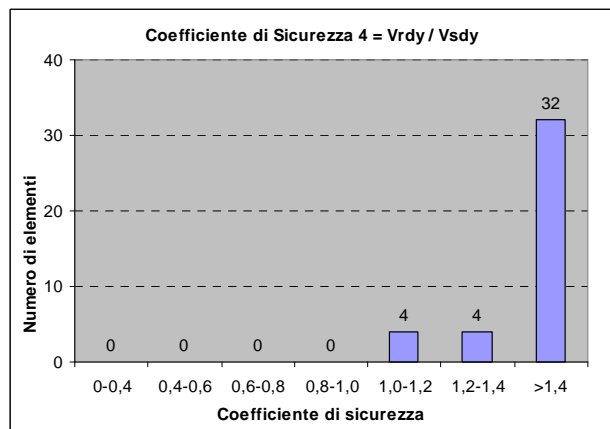
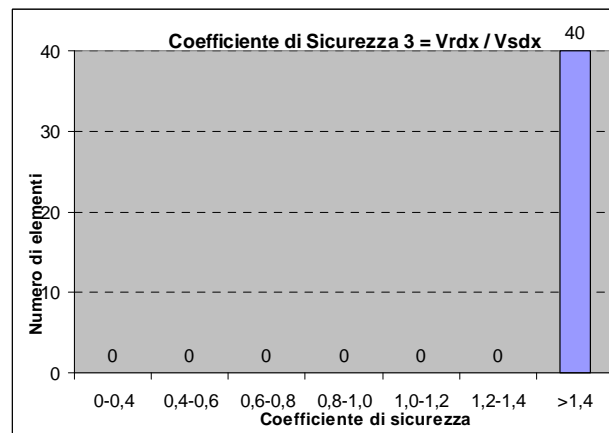
### 5.3.2.4.2 Aule nuove

Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri delle aule nuove sul **piano interrato** si è trovato che sono tutti verificati.

I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei **piani rialzati** delle aule nuove sono i seguenti:



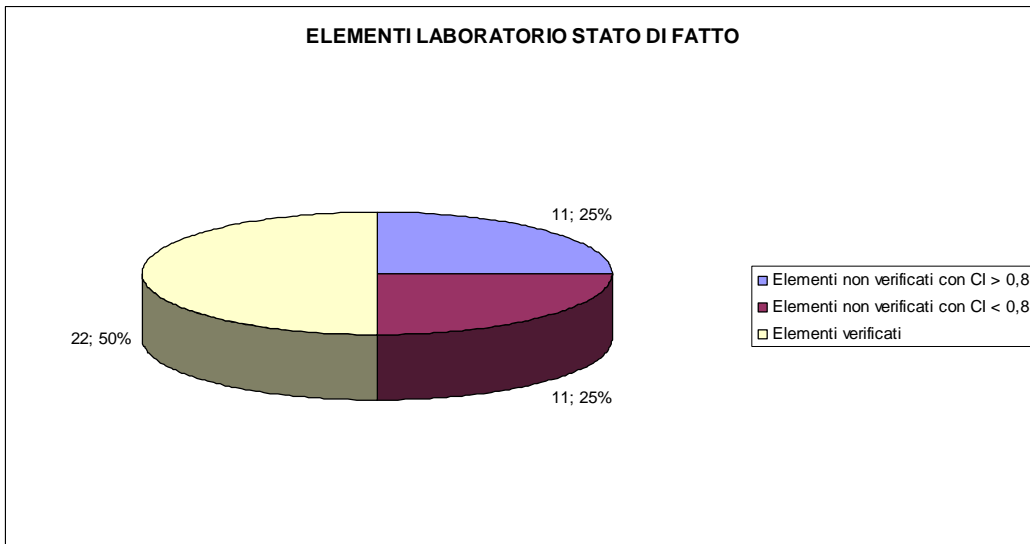
Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri dei **piani rialzati** delle aule nuove si ottengono i seguenti risultati:



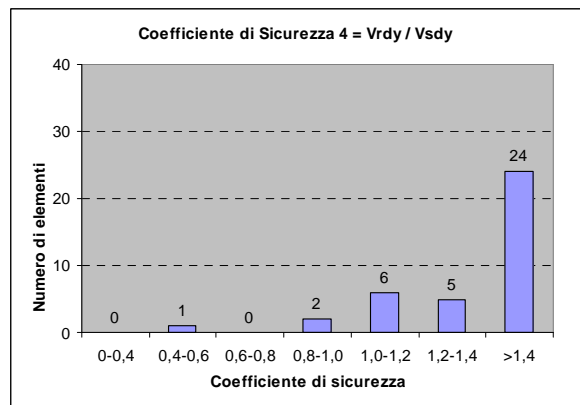
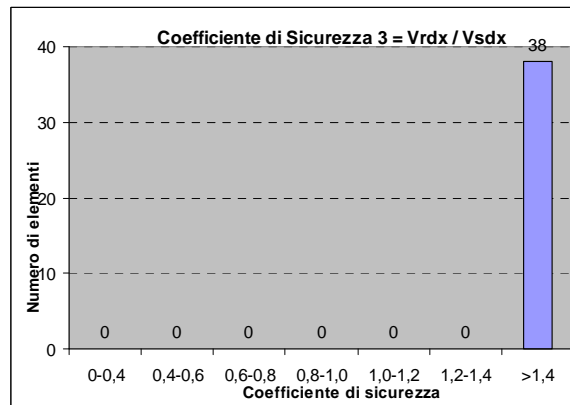
### 5.3.2.4.3 Laboratori

Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri dei laboratori sul **piano interrato** si è trovato che sono tutti verificati.

I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei **piani rialzati** dei laboratori sono i seguenti:



Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri dei **piani rialzati** dei laboratori si ottengono i seguenti risultati:





## 6. ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO STATALE D'ARTE, "G. MAZARA" DI SULMONA (AQ)

Dal capitolo precedente si nota che la struttura era stata progettata per i soli carichi verticali. Per questo si pensano a vari sistemi di rinforzo strutturale, che nei prossimi paragrafi verranno descritti.

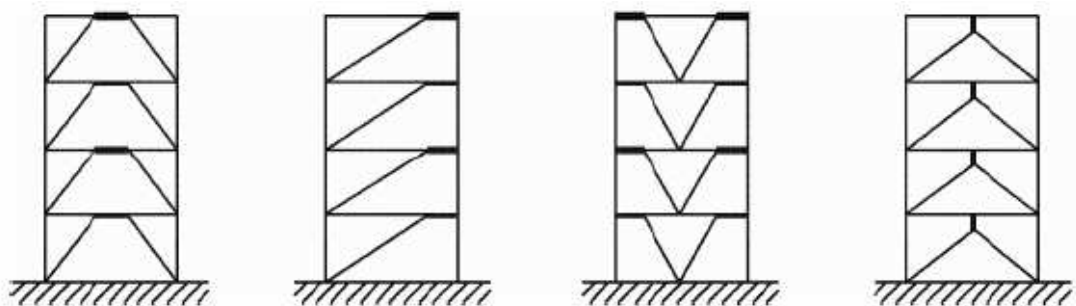
Si pensa di rinforzare la struttura in modo da essere verificata sotto le azioni prescritte dalla vigente normativa.

In questa fase si è deciso che non sarà necessario che tutti i coefficienti di sicurezza (il rapporto tra i momenti resistenti e i momenti sollecitanti) dei pilastri siano maggiori di 1, ma dovranno essere di 0,8. Questo in vista di una successiva analisi non lineare dove si "spera" che tutti gli elementi siano verificati per le sollecitazioni considerate.

### 6.1. Tipologie di rinforzi sismici utilizzati

#### 6.1.1 CONTROVENTI

Per migliorare le condizioni dell'edificio, sono stati inseriti nella struttura esistente dei controventi eccentrici in acciaio, con lo scopo di assorbire le consistenti forze orizzontali di natura sismica. In tali strutture di rinforzo le azioni orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, progettate con la presenza di eccentricità di schema, che permettono la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico in fase plastica con un meccanismo dissipativo a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici sono fermamente dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.



I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste

parti, chiamata “elemento di connessione” o “link”, è affidato il compito di dissipare l’energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche e/o flessionali.

Gli elementi di connessione vengono denominati “corti” quando la plasticizzazione avviene per taglio, “lunghi” quando la plasticizzazione avviene per flessione e “intermedi” quando è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza “e” dell’elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$	Link corti	Plasticizzazione per taglio
$1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$	Link intermedi	Plasticizzazione per effetto combinato di flessione e taglio
$e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$	Link lunghi	Plasticizzazione per flessione

Dove  $M_{l,Rd}$  e  $V_{l,Rd}$  sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell’elemento di connessione.

Per le sezioni ad I il momento resistente ed il taglio resistente dell’elemento di connessione sono definiti, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{l,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f)$$

$$V_{l,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f)$$

La resistenza ultima degli elementi di connessione ( $M_u$ ,  $V_u$ ), a causa di diversi effetti, quali l’incrudimenti, la partecipazione della soletta dell’impalcato e l’aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di  $M$  e  $V$ . sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

$$\text{“corti”} \quad M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \quad V_u = 1,5 \cdot V_{l,Rd}$$

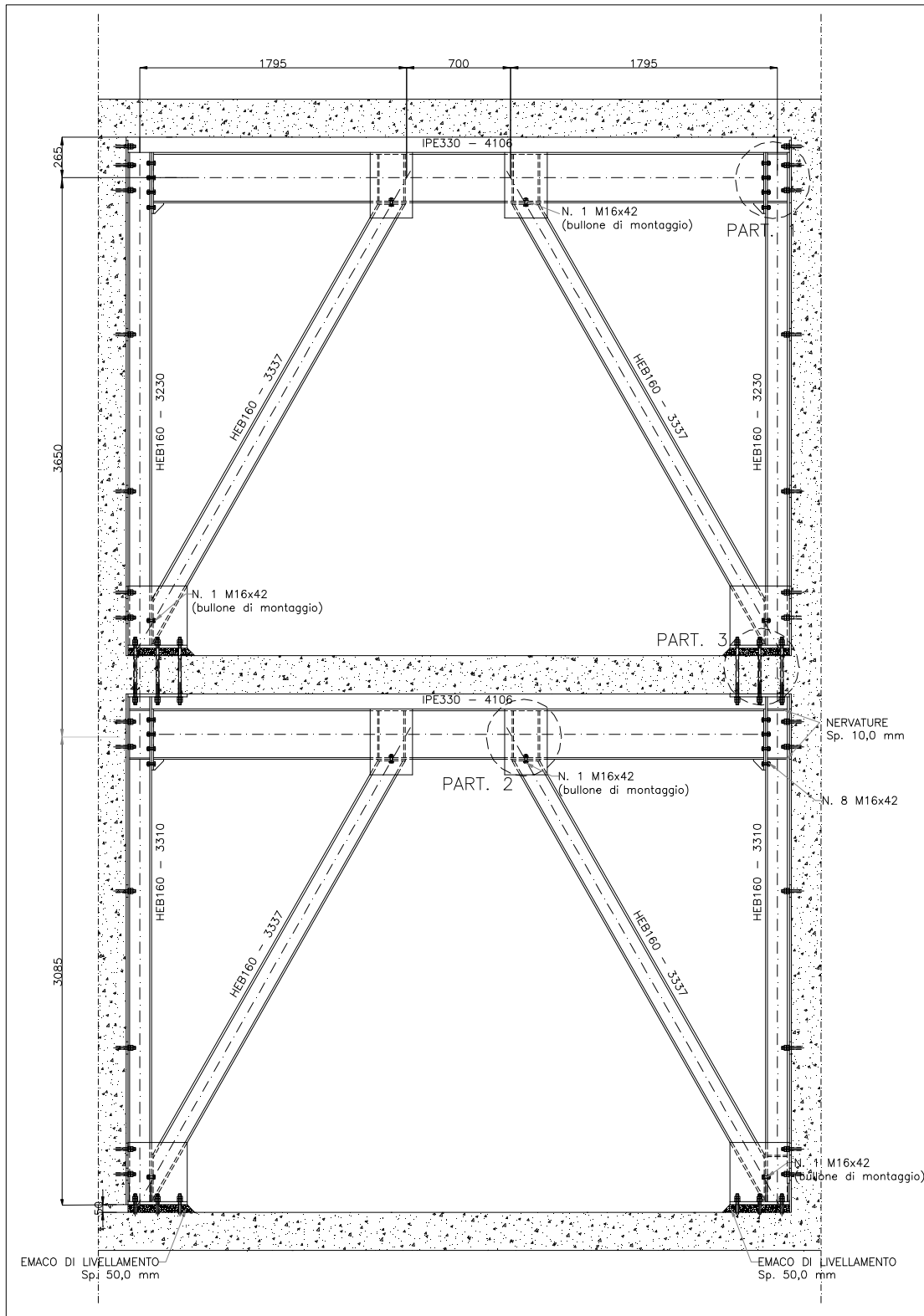
$$\text{“lunghi”} \quad M_u = 1,5 \cdot M_{l,Rd} \quad V_u = 2 \cdot \frac{M_{l,Rd}}{e}$$

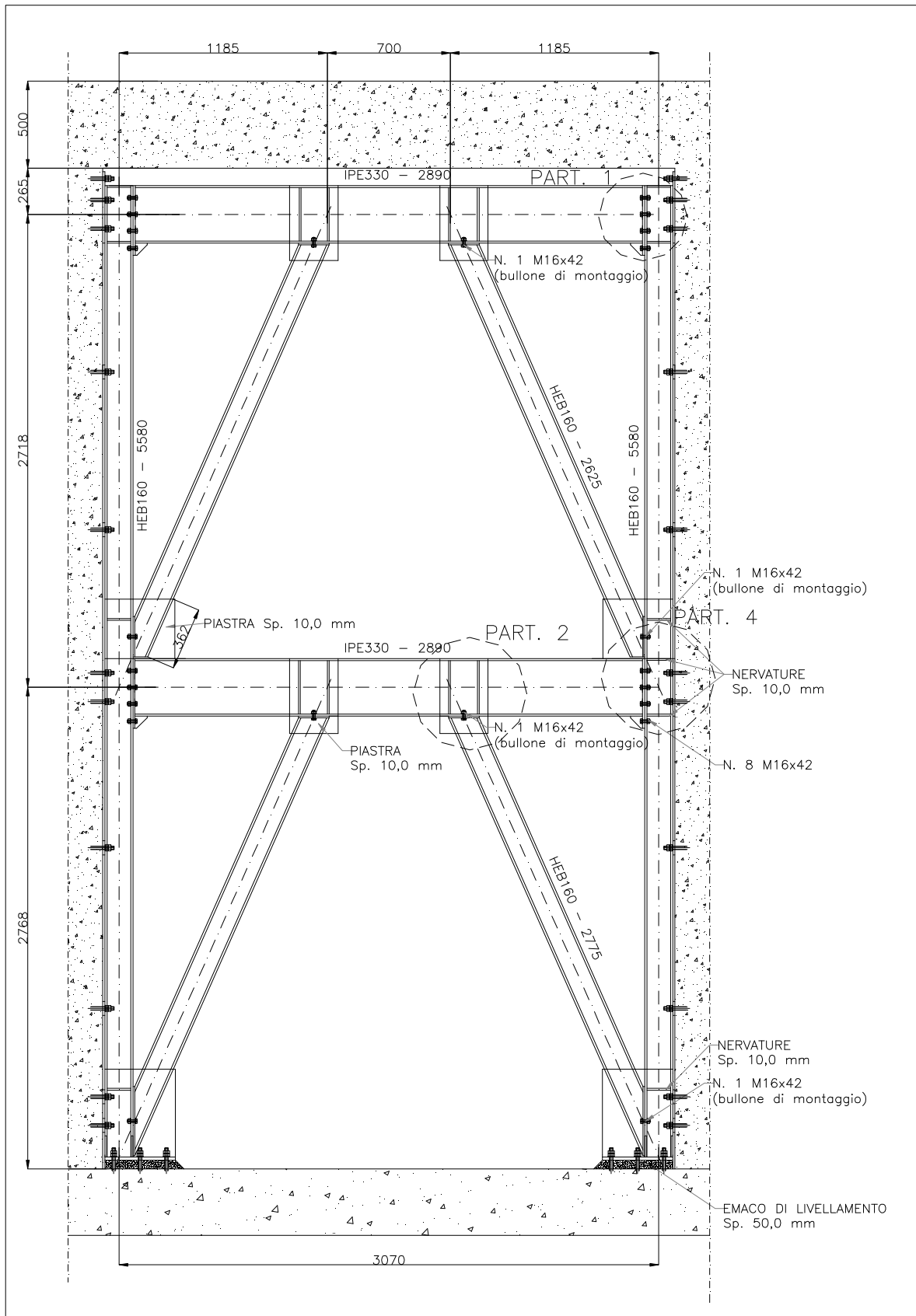
Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione “corti” e “lunghi”, rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione “intermedi” la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

In questo progetto di sono ipotizzati “link lunghi” utilizzando un profilo IPE330 per

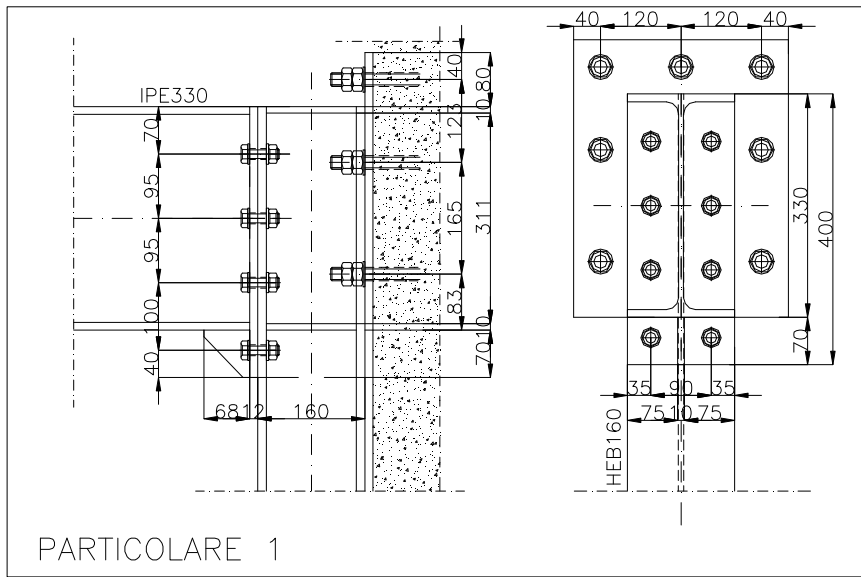
realizzare la trave orizzontale e profili del tipo HEB160 per gli altri elementi. I telai di rinforzo così dimensionati sono stati inseriti nel modello.

I telai avranno il seguente aspetto, con nodi presumibilmente realizzati con in figura.

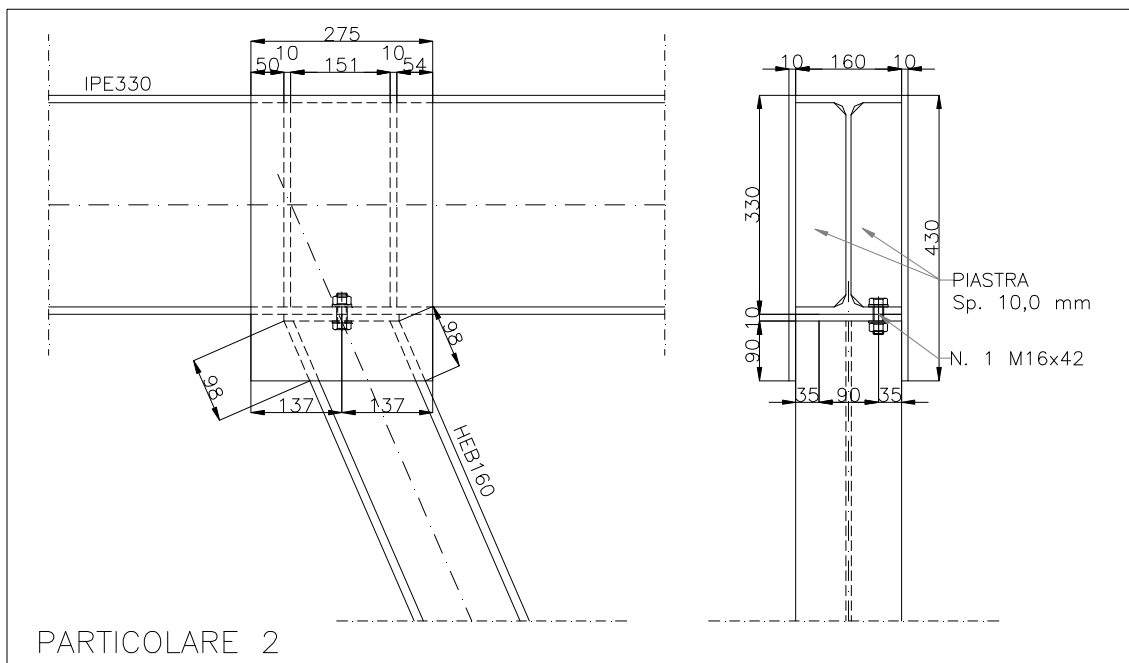




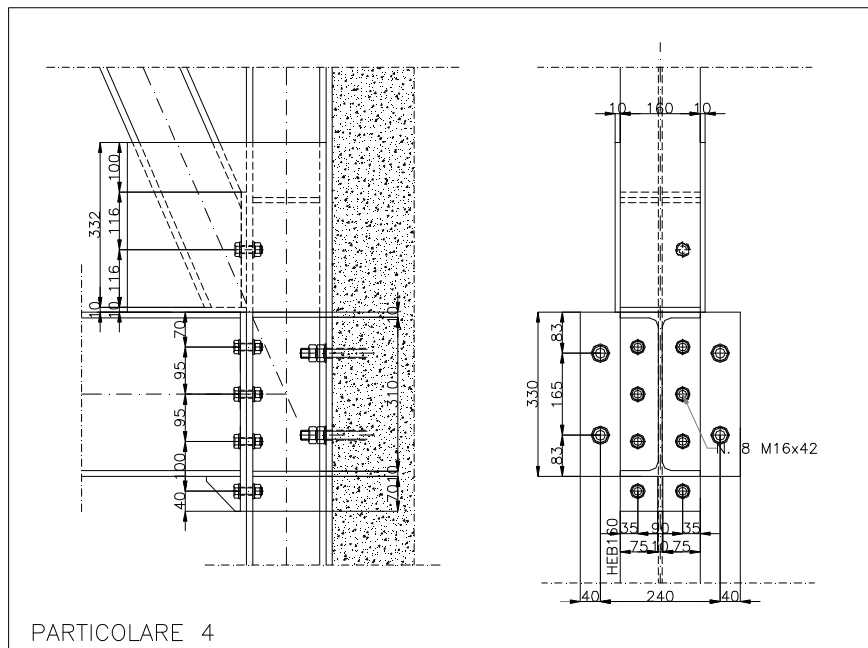
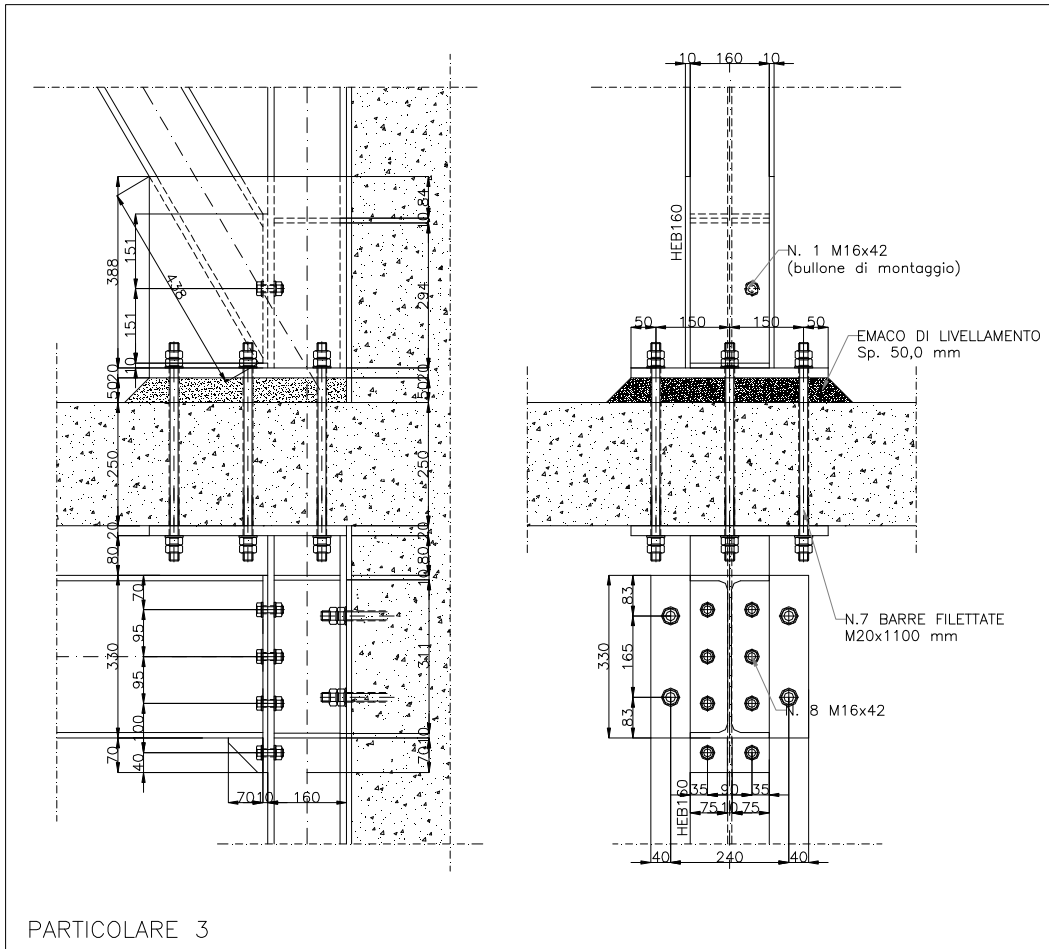




PARTICOLARE 1



PARTICOLARE 2

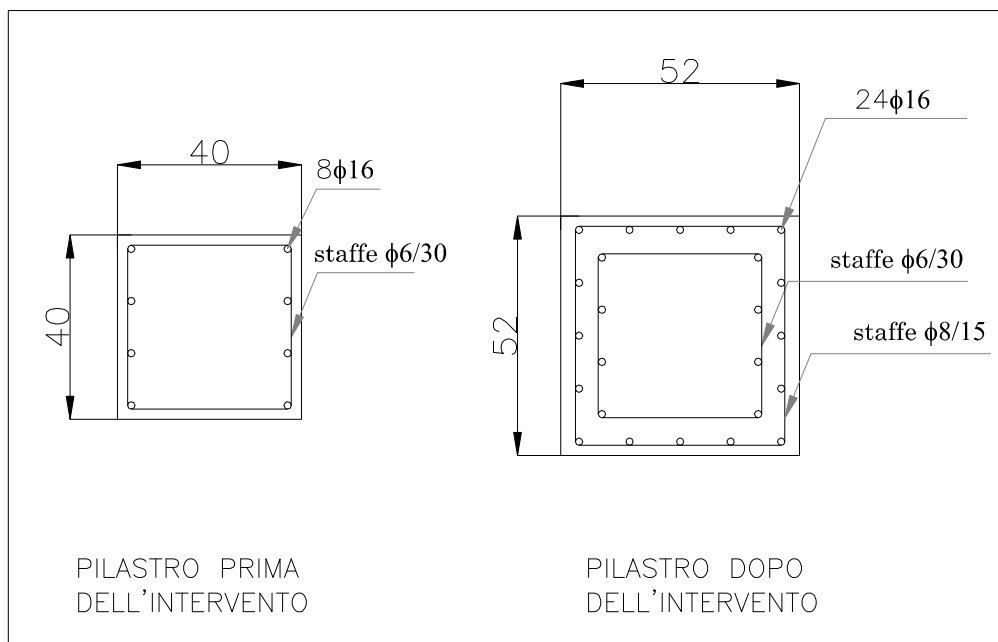


### 6.1.2 AUMENTO DI SEZIONE DEI PILASTRI E SETTI IN CEMENTO ARMATO

Nel piano interrato dell'edificio si effettuerà la rimozione delle pareti di tamponamento attualmente esistenti, realizzate con materiale di varia natura e di scarsa qualità e si procederà a realizzare un getto di calcestruzzo lungo tutto il perimetro esterno. Tale getto sarà solidarizzato e collegato alla struttura portante esistente, costituita da pilastri in calcestruzzo armato, mediante barre ad aderenza migliorata inghisate mediante resine epossidiche alle opere esistenti.

Nei blocchi palestra e teatro si sono realizzati aumenti di sezione di alcuni pilastri con inserimento di nuove armature e raffittimento di staffe.

Si riporta il seguente esempio.



Nel blocco aule si è reso necessario (come si vedrà nel seguito) inserire 4 setti in calcestruzzo armato, 2 con inerzia maggiore lungo l'asse orizzontale e 2 con inerzia maggiore lungo l'asse verticale.

### 6.1.3 RINFORZI CON FRP

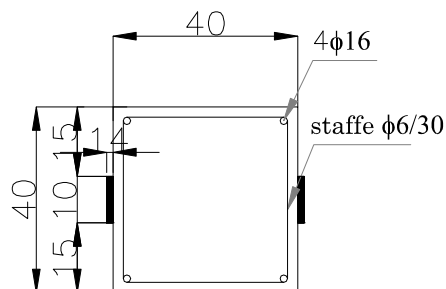
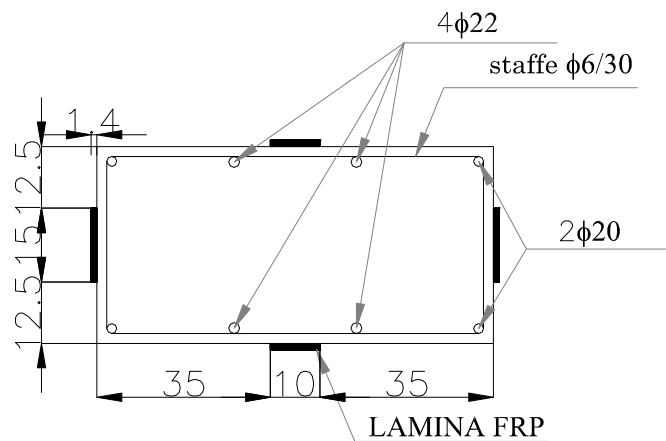
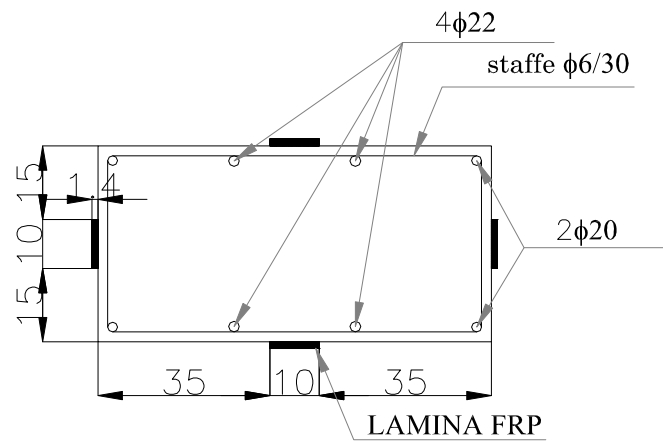
Dopo aver verificato la struttura rinforzata con controventi eccentrici in acciaio e setti in calcestruzzo armato, alcuni pilastri risultano ancora non verificati con un coefficiente di sicurezza a pressoflessione minore di 0,8.

Per questi elementi si è deciso di rinforzarli con lamine di CFRP.

Si è deciso di utilizzare lamine con modulo elastico pari a 170000 MPa e deformazione ultima maggiore di 1,9% e comportamento elastico lineare.

Come prescrive la normativa per rinforzi a pressoflessione i pilastri dovranno essere adeguatamente fasciati per evitare la delaminazione delle lamine poltruse.

La fasciatura sarà realizzata con tessuti di adeguate caratteristiche meccaniche e geometriche.

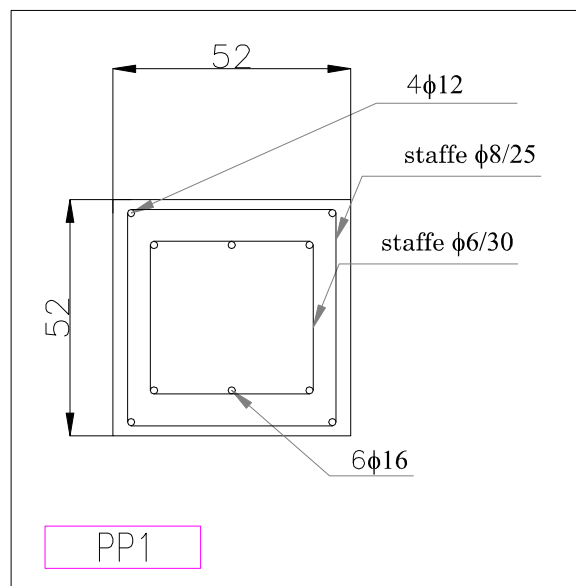
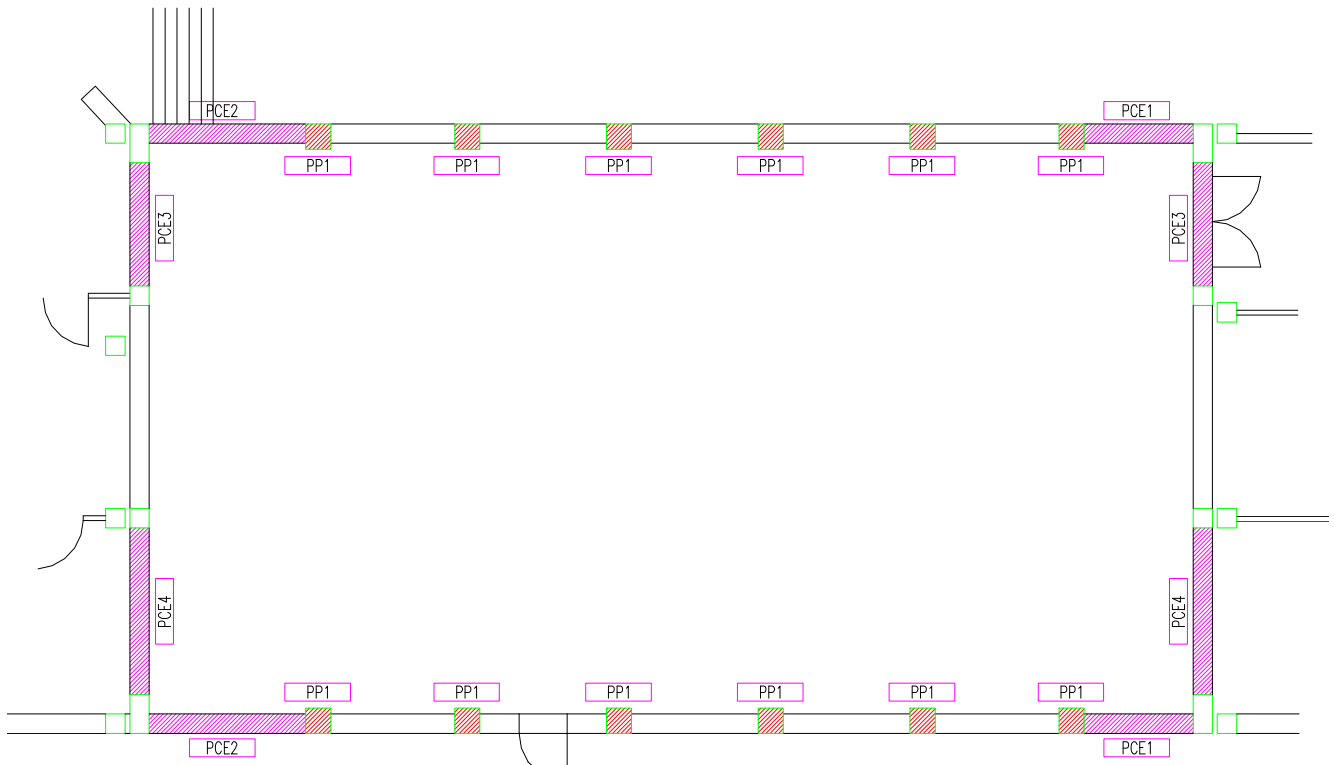


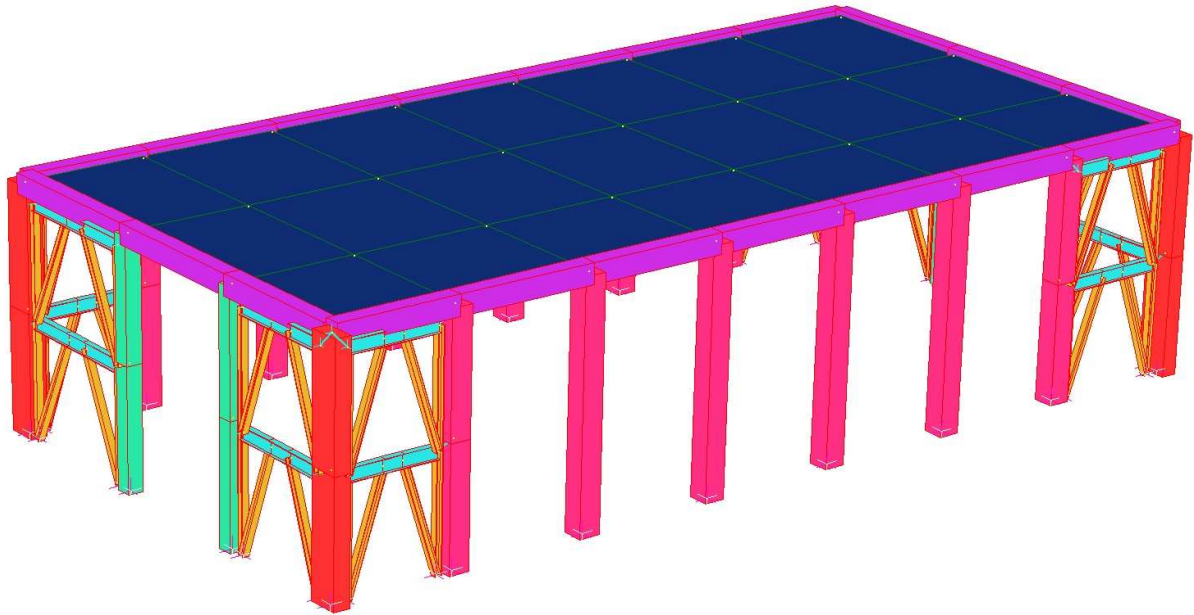
## 6.2. Progetto rinforzi

Ora vediamo dove sono stati posizionati i rinforzi e le varie tipologie.

Con il tratteggio magenta sono stati indicati i controventi eccentrici, con il rosso i pilastri rinforzati con aumento di sezione e i setti in c.a., con il blu gli elementi rinforzati con FRP.

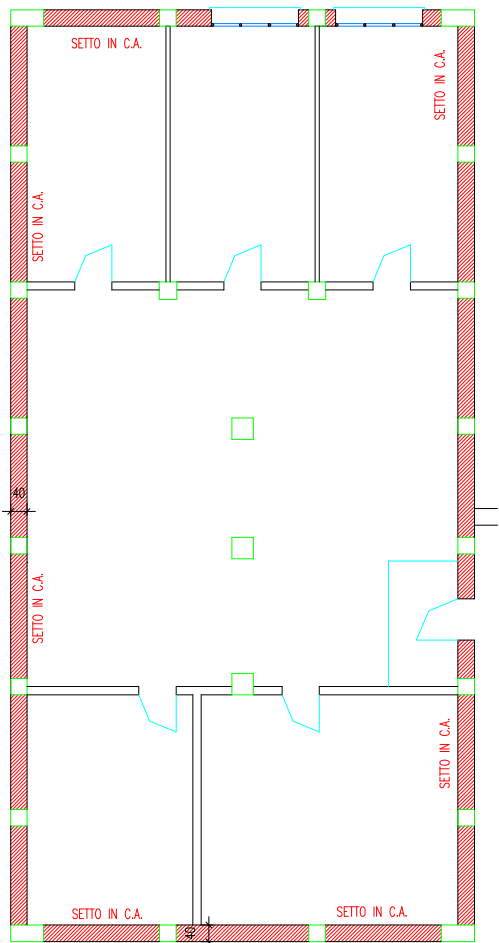
### PALESTRA



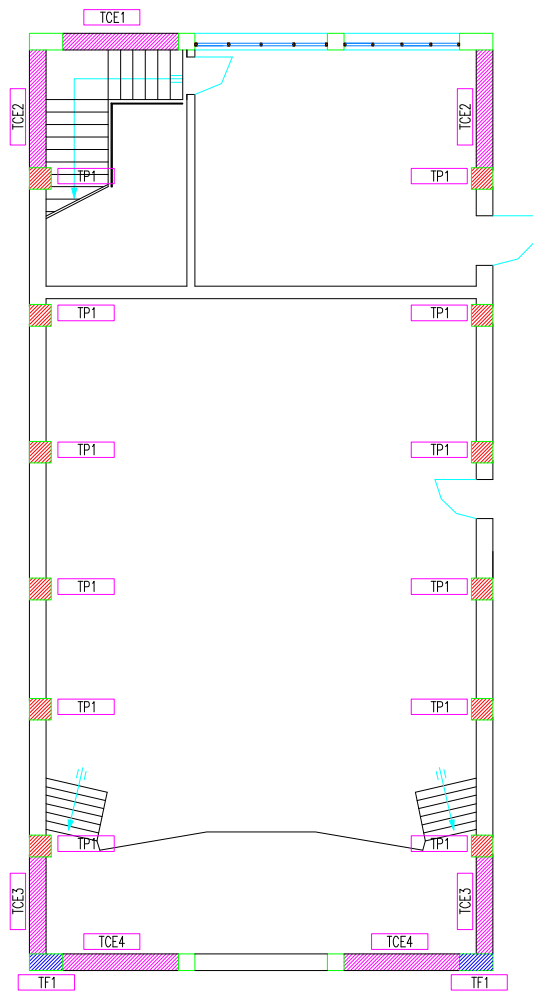


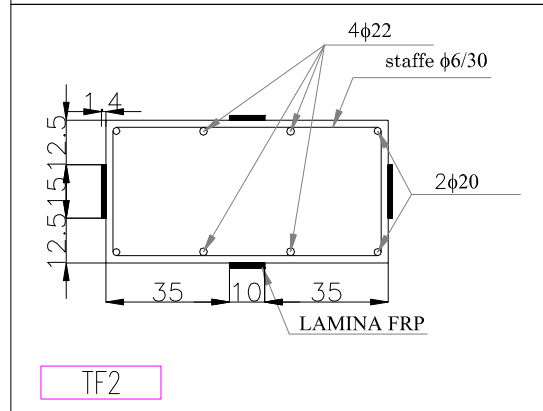
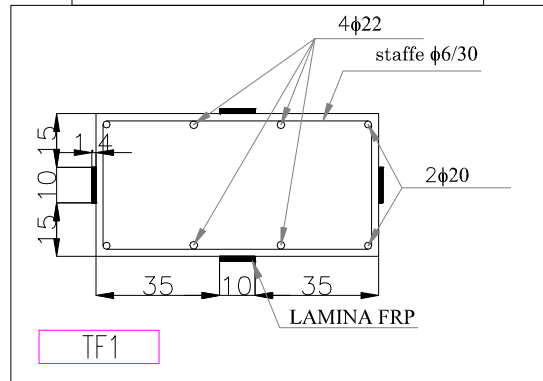
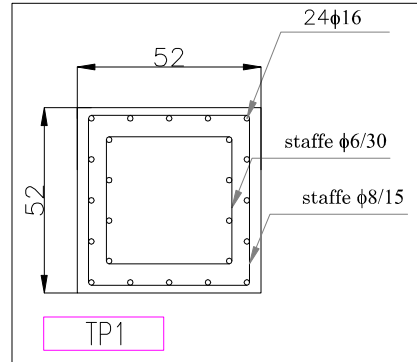
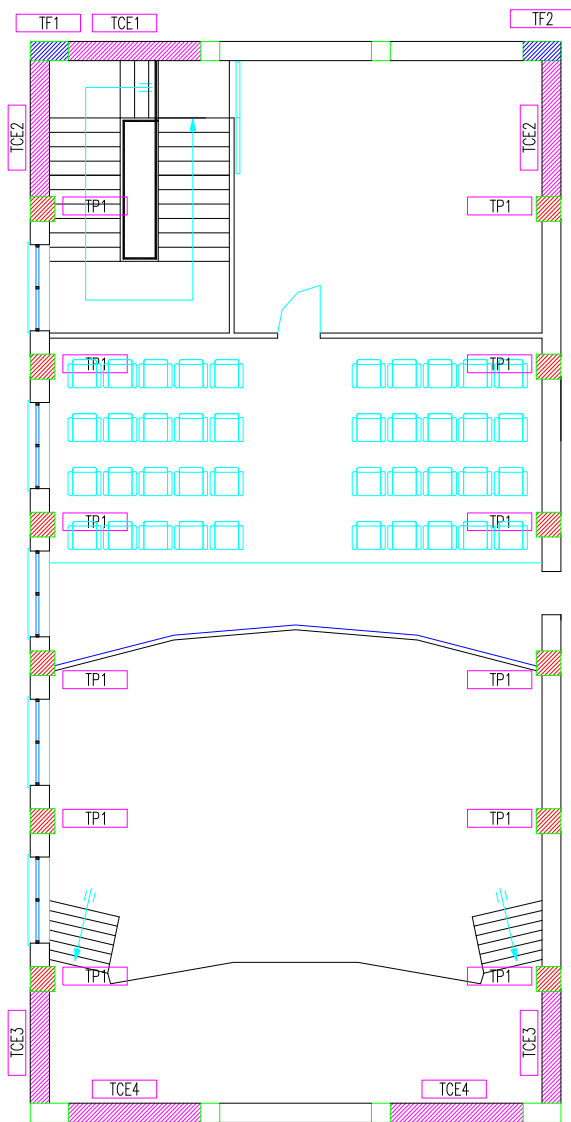
TEATRO

PIANO INTERRATO



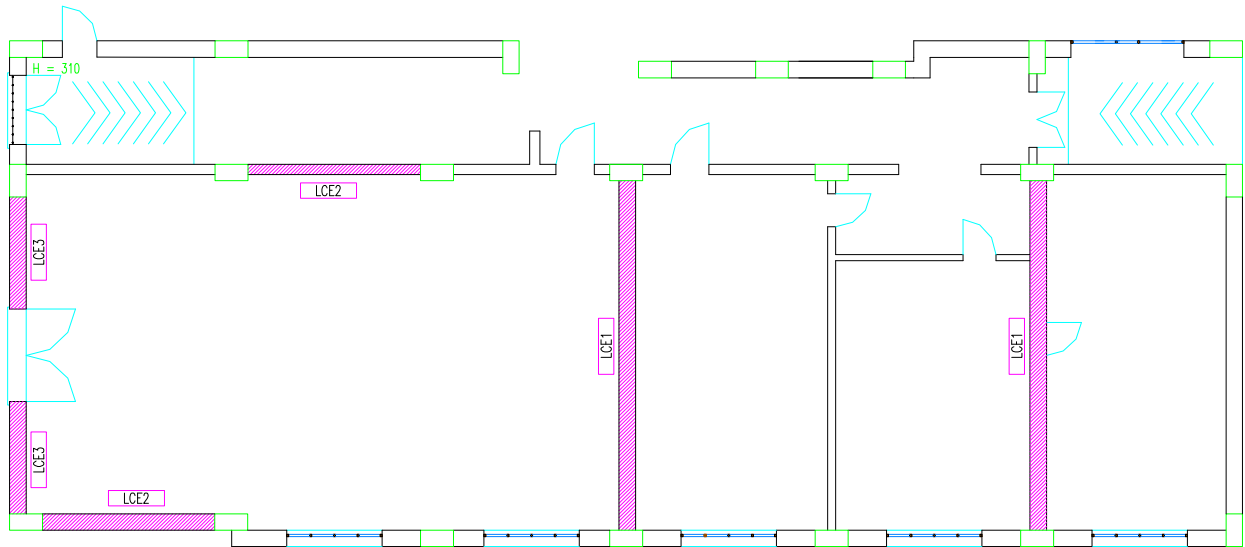
PIANO TERRA





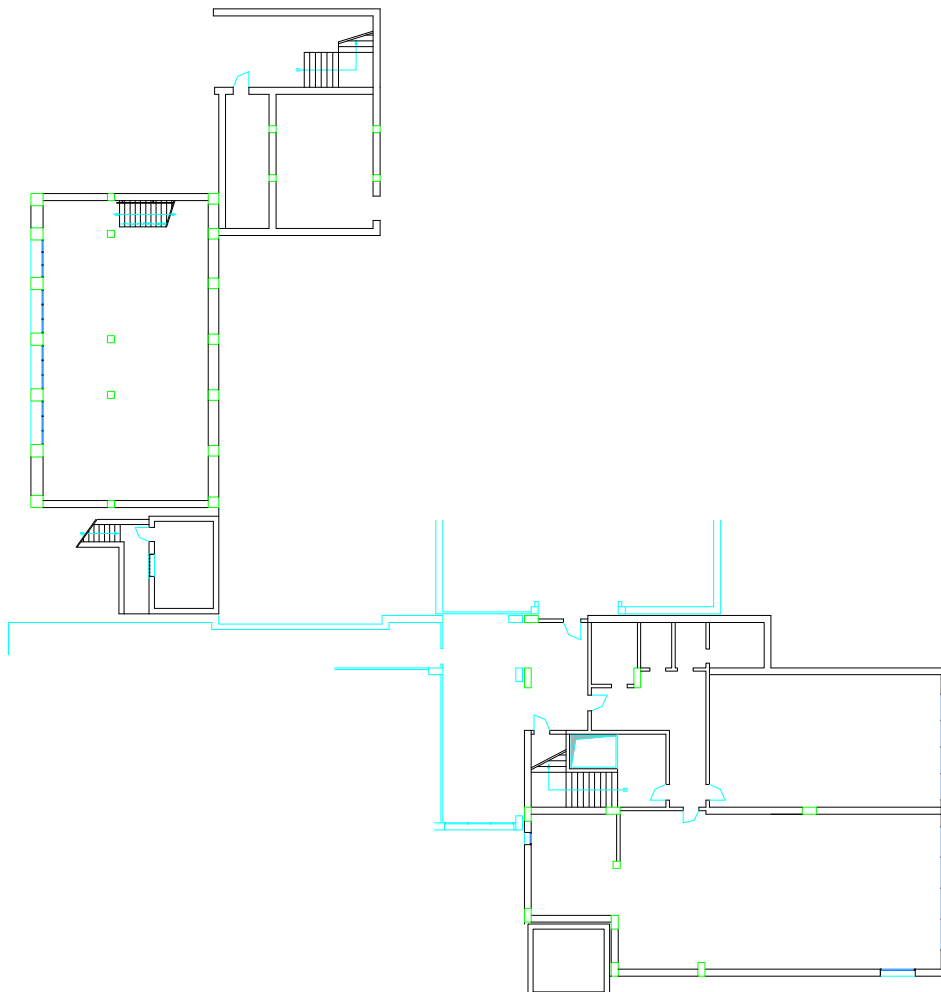
## AULE

### LABORATORI



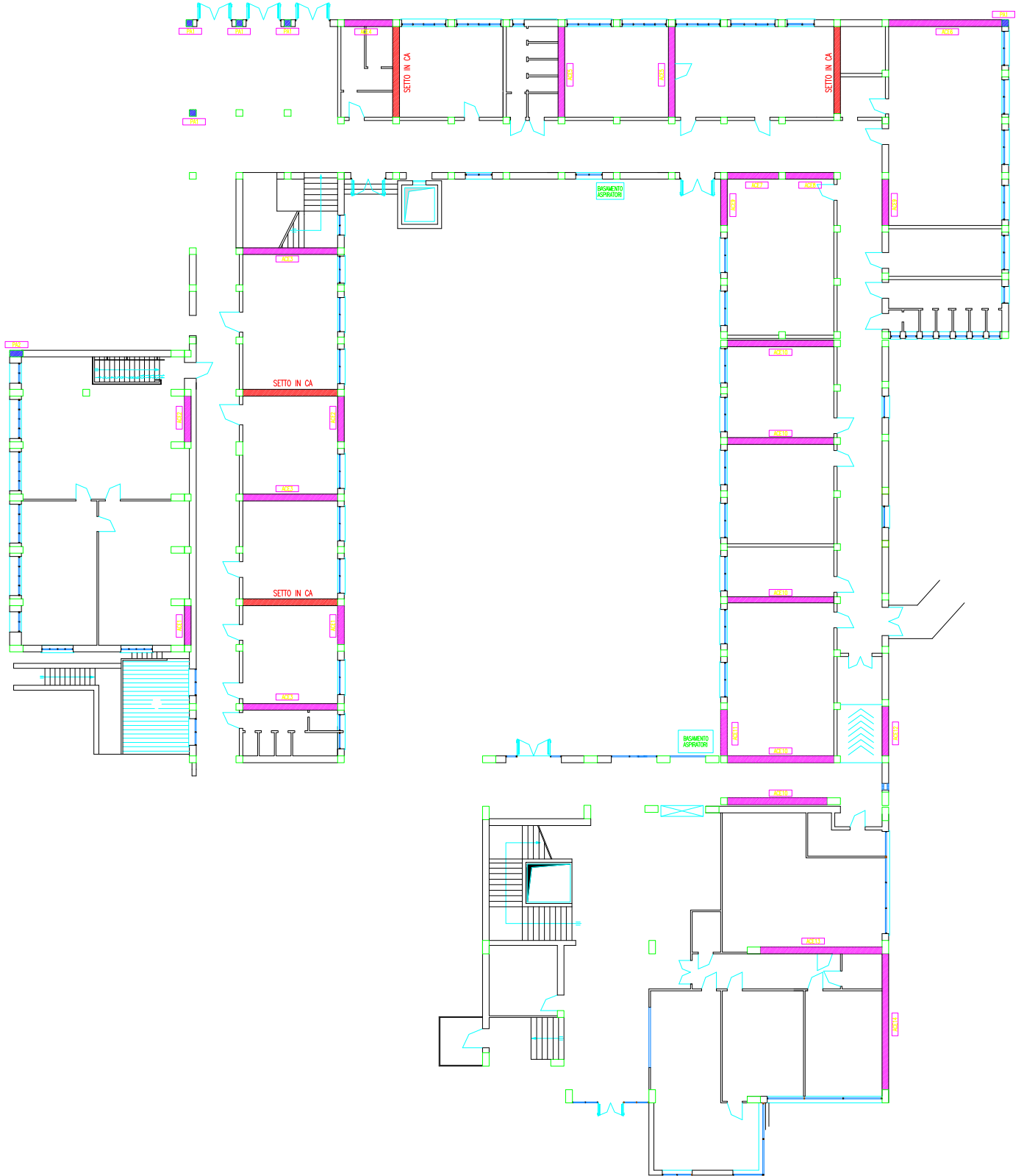
## AULE VECCHIE – NUOVE

### Piano interrato

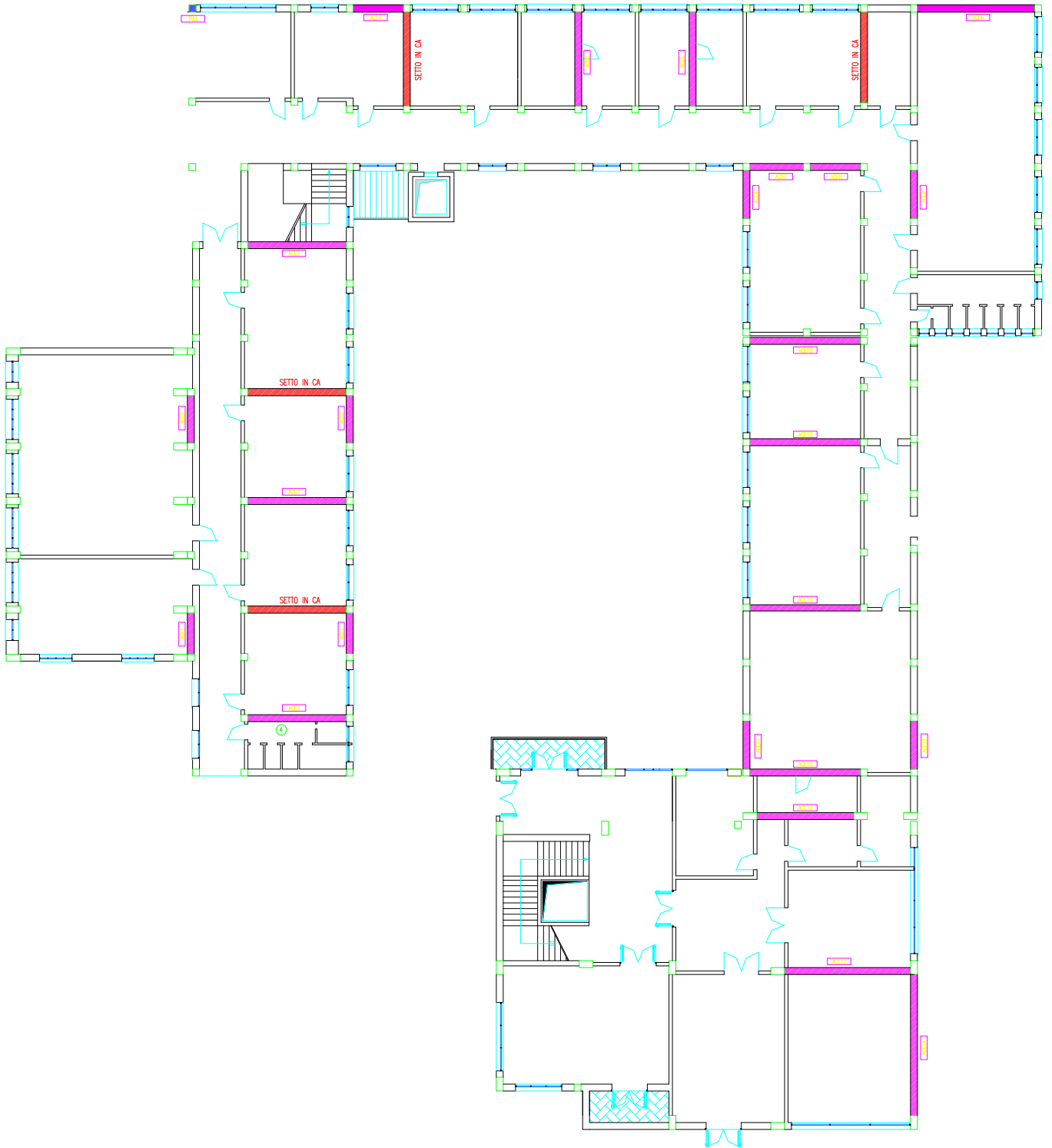


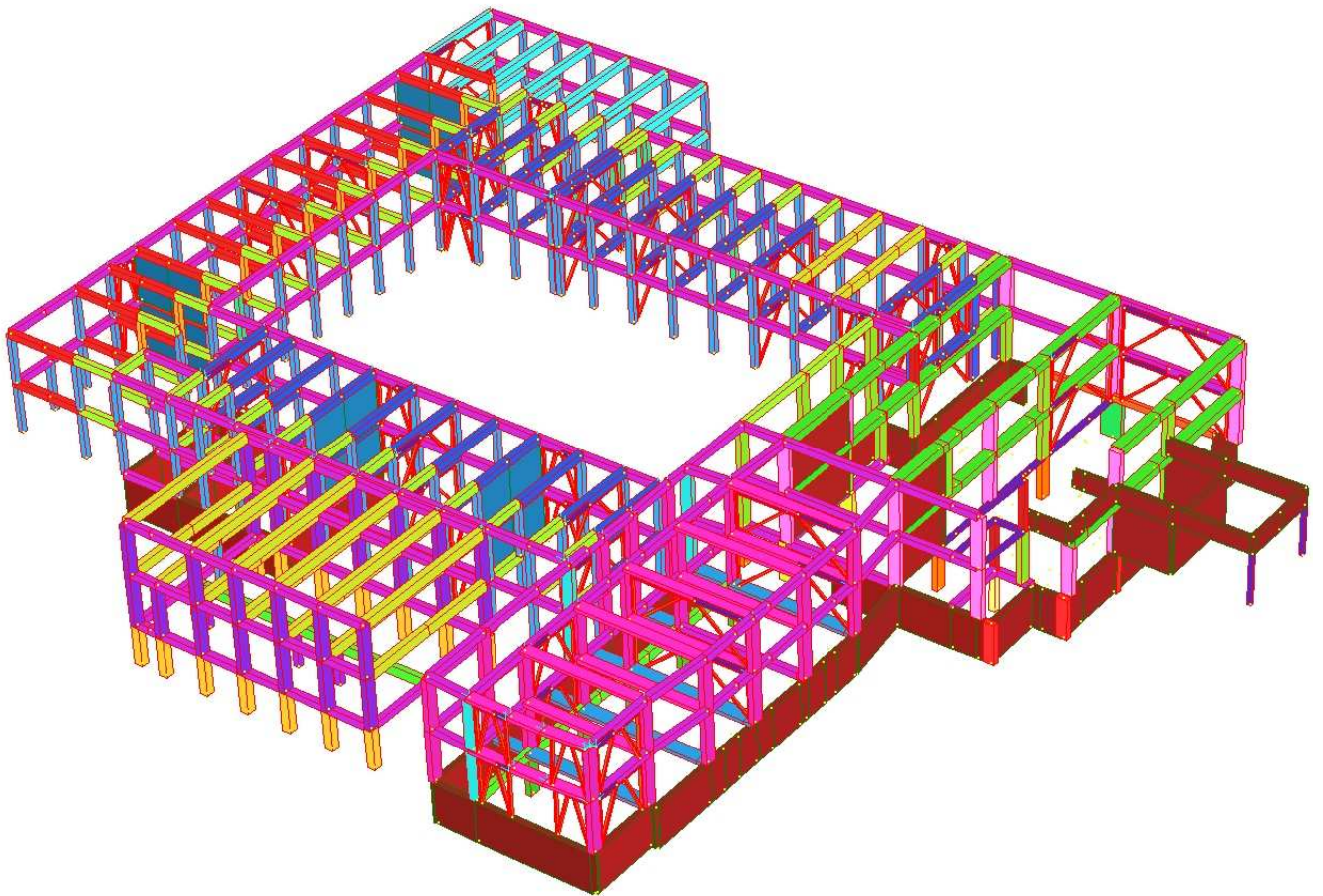
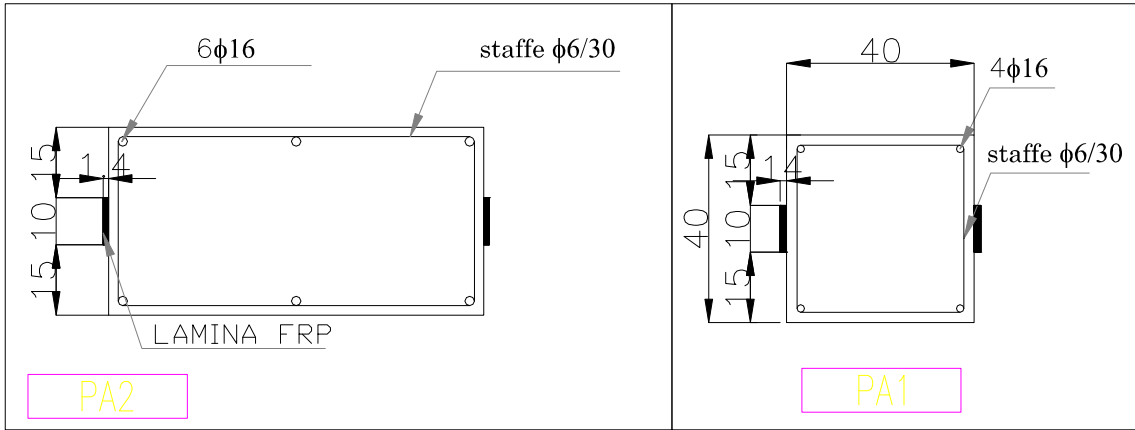


Piano terra



# Piano primo





### 6.3. Analisi dinamica lineare

Si ripetono le operazioni fatte per i modelli dello stato di fatto.

Tutte le considerazioni fatte precedentemente rimangono valide.

#### PALESTRA

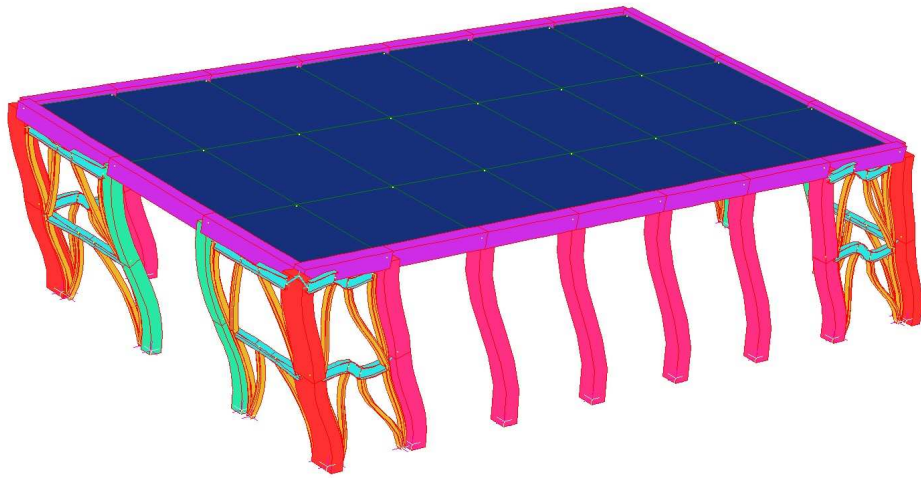
Si sono presi in considerazione i primi 50 modi di vibrare.

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.549E+00	1.710E+02	97.809	0.000	0.000
2	6.078E+00	1.589E+02	0.000	96.929	0.000
3	8.798E+00	1.015E+02	0.000	0.000	0.000
4	2.301E+01	2.233E+00	0.000	0.169	0.000
5	2.338E+01	2.032E+00	0.183	0.000	0.000
6	2.351E+01	3.156E+00	0.000	0.246	0.000
7	2.403E+01	2.222E+00	0.313	0.000	0.000
8	2.459E+01	7.526E+00	0.000	0.677	0.000
9	2.998E+01	4.354E+00	0.000	0.001	0.000
10	3.048E+01	4.220E+00	0.000	0.001	0.000
11	3.055E+01	4.004E+00	0.000	0.058	0.000
12	3.111E+01	4.316E+00	0.000	0.500	0.000
13	3.129E+01	6.181E+00	0.000	0.007	0.002
14	3.279E+01	1.722E+00	0.046	0.000	0.000
15	3.375E+01	2.126E+00	0.003	0.007	0.002
16	3.462E+01	9.270E-01	0.482	0.000	0.000
17	3.538E+01	7.719E-01	0.002	0.020	0.001
18	3.746E+01	9.944E-01	0.115	0.063	0.001
19	3.752E+01	8.295E-01	0.794	0.008	0.000
20	3.853E+01	4.002E-01	0.088	0.000	0.000
21	4.021E+01	7.325E-01	0.000	0.009	0.009
22	4.146E+01	1.471E+00	0.000	0.004	0.116
23	4.290E+01	1.517E+00	0.056	0.001	0.000
24	4.386E+01	4.750E+00	0.000	0.001	0.003
25	4.422E+01	1.463E+02	0.000	0.000	96.261
26	4.493E+01	1.910E+00	0.000	0.011	0.020
27	4.519E+01	1.041E+00	0.000	0.066	0.051
28	4.549E+01	5.146E-01	0.003	0.045	0.047
29	4.611E+01	2.226E+00	0.003	0.000	0.003
30	4.876E+01	1.204E+00	0.000	0.606	0.001
31	5.032E+01	8.986E-01	0.002	0.000	0.000
32	5.154E+01	6.989E-01	0.001	0.135	0.002
33	5.196E+01	4.598E-01	0.000	0.091	0.001
34	5.284E+01	7.372E-01	0.000	0.084	0.000
35	5.405E+01	9.518E-01	0.001	0.003	0.000
36	5.467E+01	5.516E-01	0.000	0.008	0.000
37	5.486E+01	7.255E+01	0.000	0.000	0.058
38	5.636E+01	7.840E-01	0.000	0.041	0.001
39	5.722E+01	5.848E-01	0.000	0.002	0.000
40	5.869E+01	5.422E+01	0.000	0.012	0.021
41	5.908E+01	7.072E+00	0.000	0.001	0.000
42	6.003E+01	2.536E+00	0.000	0.029	0.001
43	6.041E+01	2.214E+00	0.000	0.006	0.000
44	6.062E+01	7.633E+00	0.000	0.000	0.000
45	6.070E+01	6.746E+00	0.000	0.011	0.000
46	6.137E+01	3.086E+01	0.000	0.000	0.001
47	6.174E+01	1.877E+00	0.000	0.004	0.000
48	6.320E+01	1.609E+00	0.000	0.001	0.000
49	6.540E+01	2.378E+00	0.000	0.000	0.000
50	6.547E+01	6.625E+00	0.000	0.000	0.000

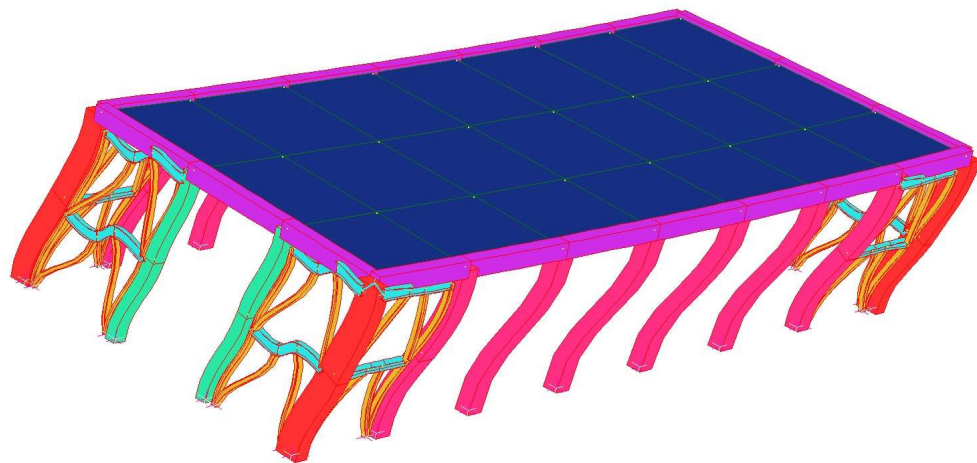
-----

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS	99.902	99.861	96.603
----------------------------------	--------	--------	--------

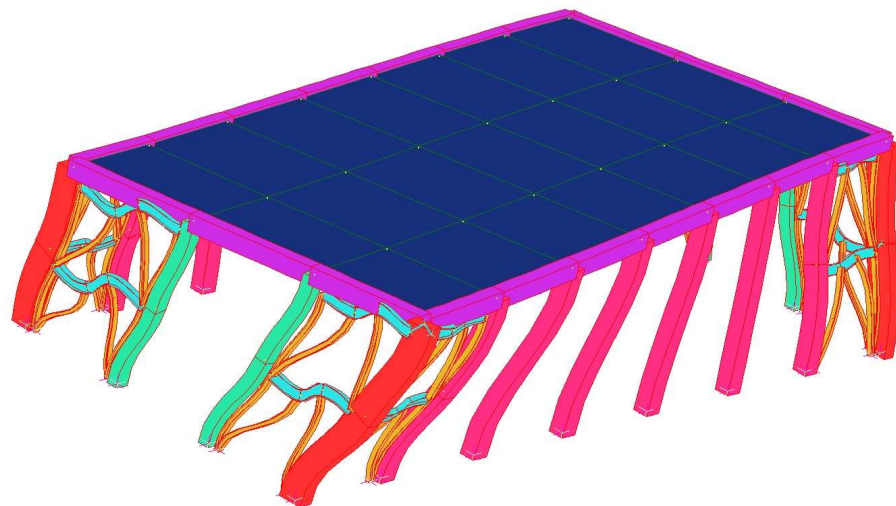
1° MODO



2° MODO

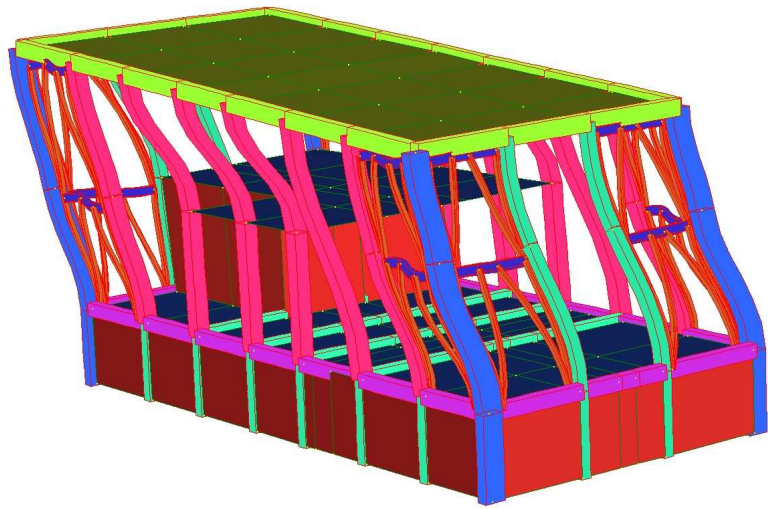


3° MODO

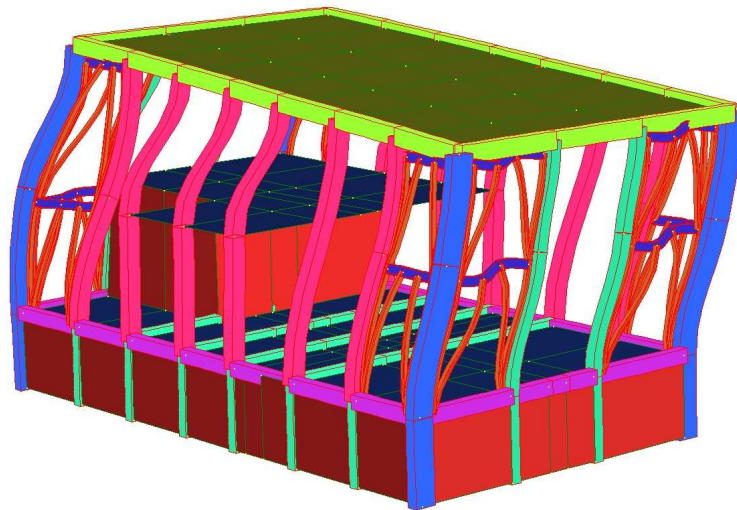




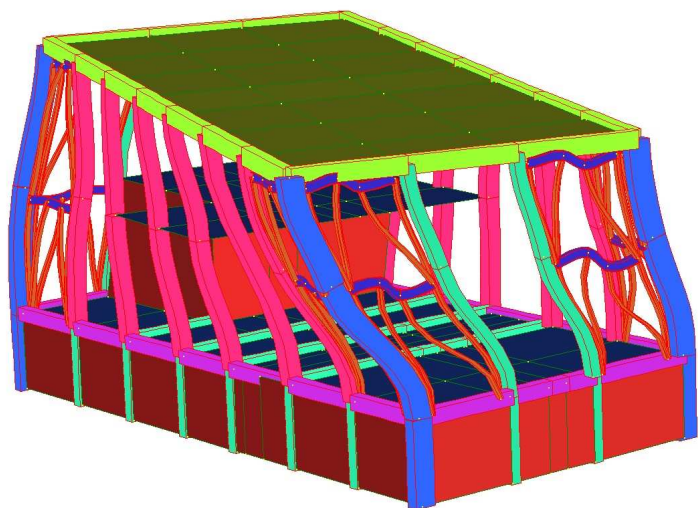
1° MODO



2° MODO



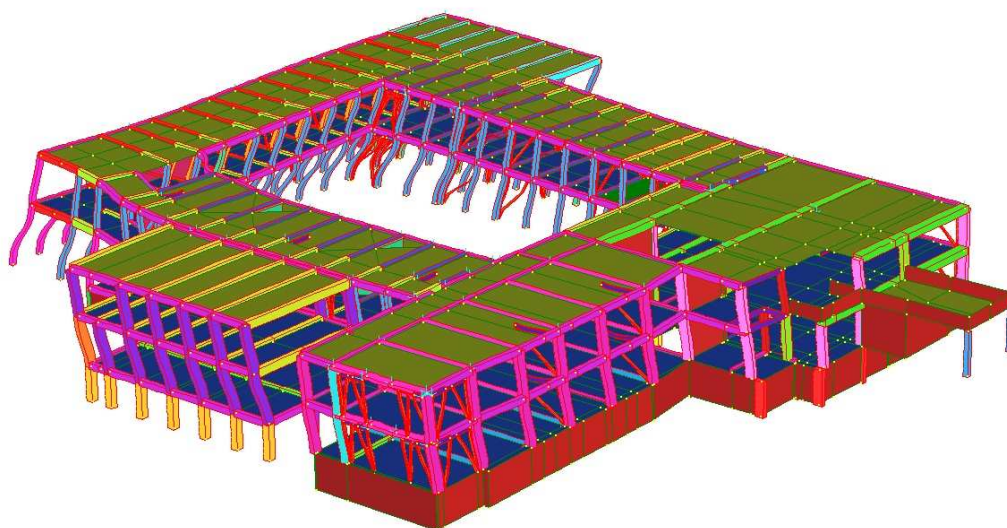
3° MODO



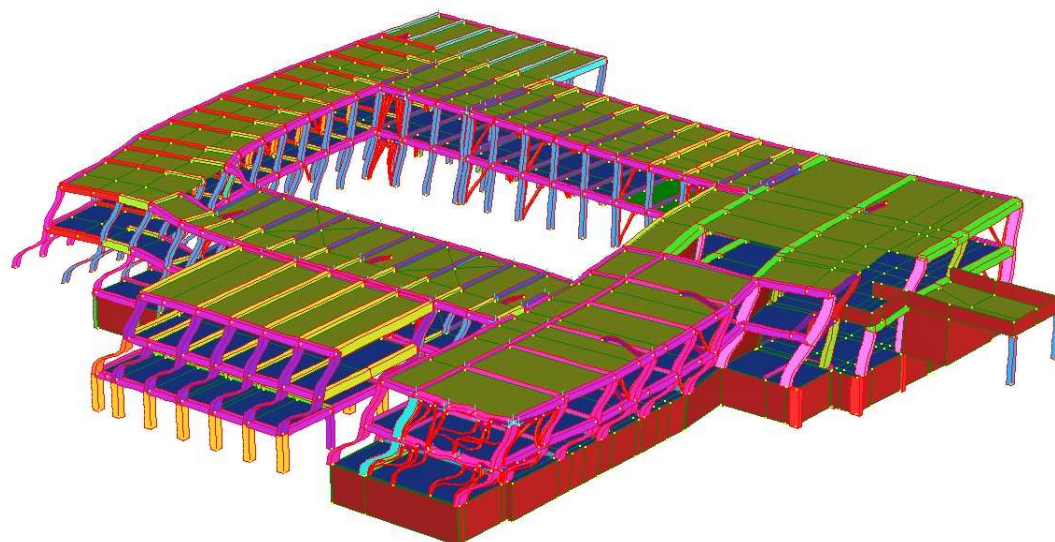




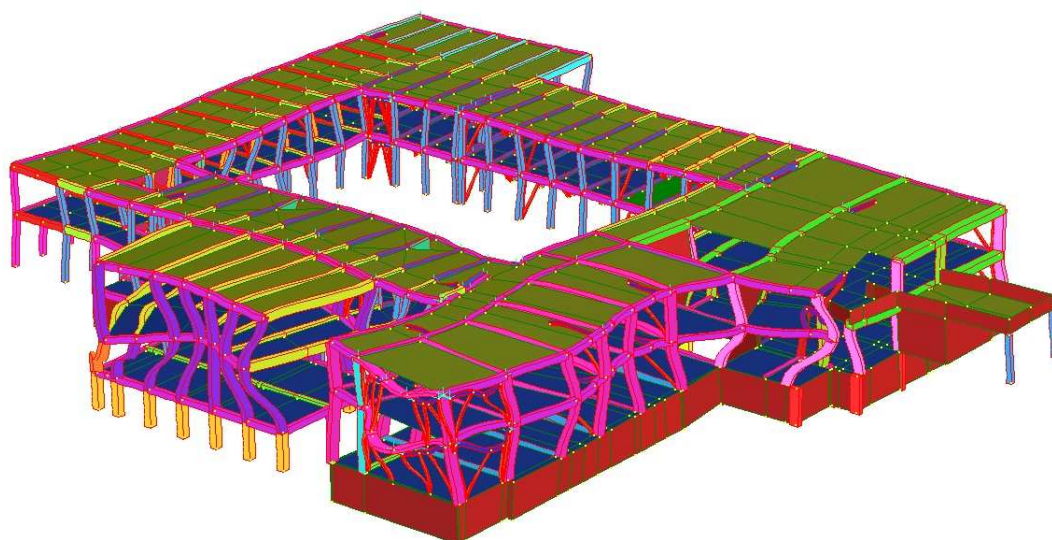
1° MODO



2° MODO



94° MODO



## **6.4. Verifiche pilastri**

### **6.4.1 RESISTENZE MATERIALI**

Una nota merita la definizione della resistenza media a snervamento dell'acciaio dei pilastri dove si è aumentata la sezione e si sono inserite nuove barre.

Le nuove barre saranno in B450C, che hanno resistenza a snervamento di 450 MPa.

Per il blocco *palestra* (considerato la resistenza delle armature presenti, l'inserimento delle nuove) proporzionalmente alle aree si è trovato che lungo l'asse x si adotterà un valore di 400,5 MPa, mentre lungo l'asse y 381,5 MPa.

Per il blocco *teatro* (considerato la resistenza delle armature presenti, l'inserimento delle nuove) proporzionalmente alle aree si è trovato che lungo l'asse x si adotterà un valore di 443,2 MPa, mentre lungo l'asse y 477,7 MPa.

Per tutti gli altri elementi si considerano le resistenze descritte nel capitolo dello stato di fatto.

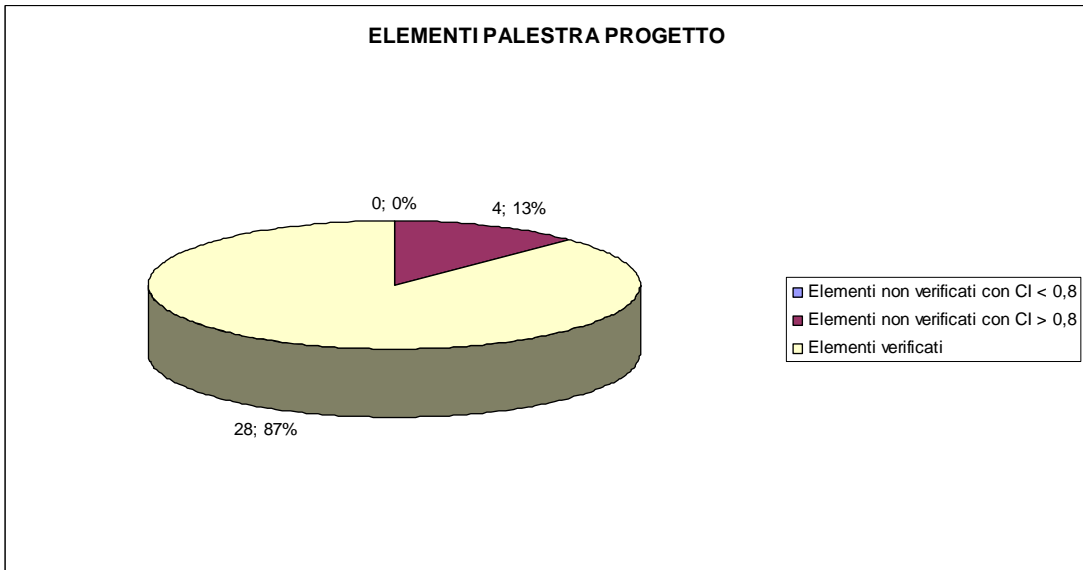
### **6.4.2 RISULTATI ALLE VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA E A TAGLIO SU PILASTRI**

Ora si esporranno i risultati delle verifiche effettuate. Non si esporranno i risultati numerici dei momenti e dei tagli, ma il numero di elementi verificati e non verificati con i relativi coefficienti di sicurezza.

I coefficienti di sicurezza sono calcolati come il rapporto tra momenti resistenti e quelli sollecitanti. Per essere verificata la sezione deve avere coefficienti maggiori di 1.

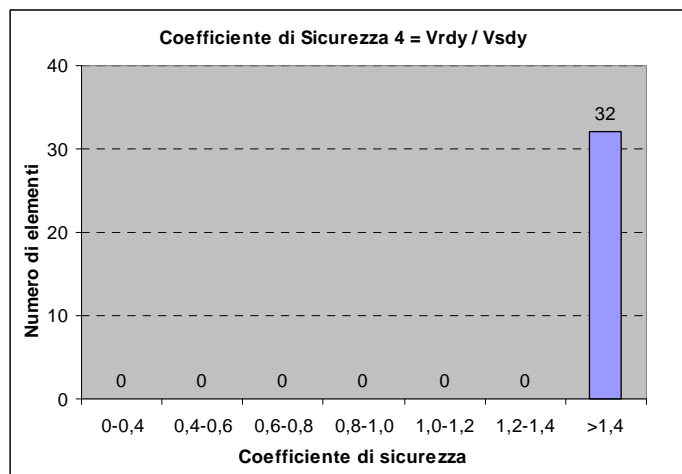
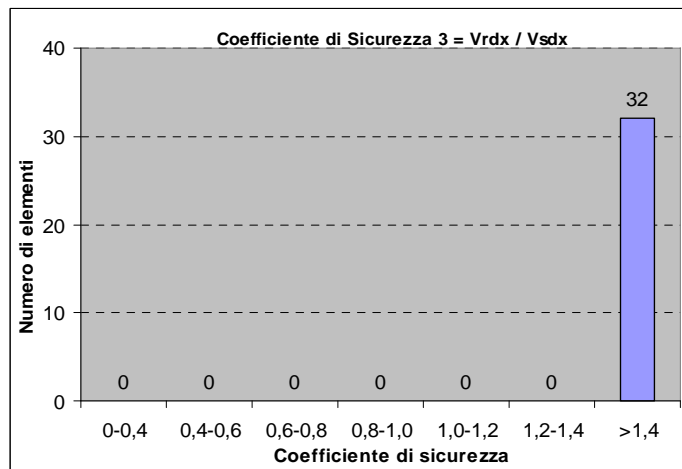
#### **6.4.2.1 PALESTRA**

Per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri del blocco palestra si ottengono i seguenti risultati:



Accettando elementi con un coefficiente di sicurezza maggiore di 0,8, tutti i pilastri risultano verificati.

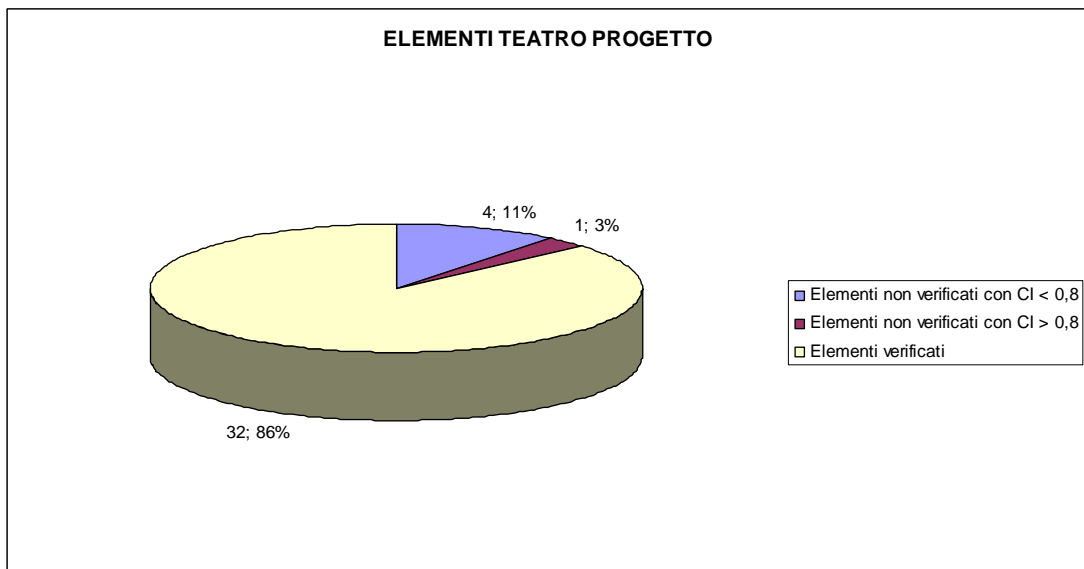
Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri del blocco palestra si ottengono i seguenti risultati:



#### 6.4.2.2 TEATRO

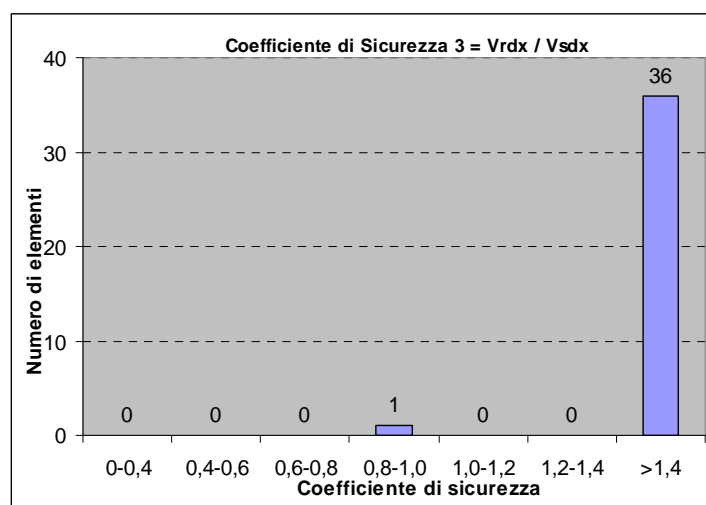
Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri del blocco teatro sul *piano interrato* si è trovato che sono tutti verificati.

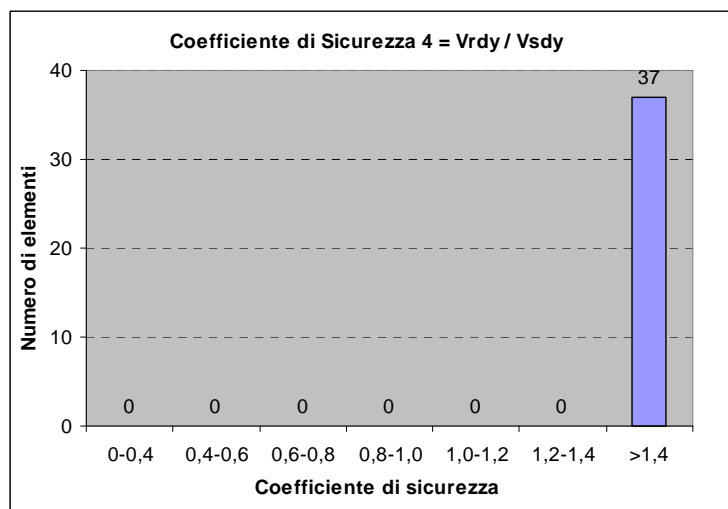
I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei *piani rialzati* del blocco teatro sono i seguenti:



I 4 elementi con CI minore di 0,8 saranno rinforzati con FRP (come già esposto nel paragrafo precedente).

Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri del blocco teatro dei piani rialzati si ottengono i seguenti risultati:





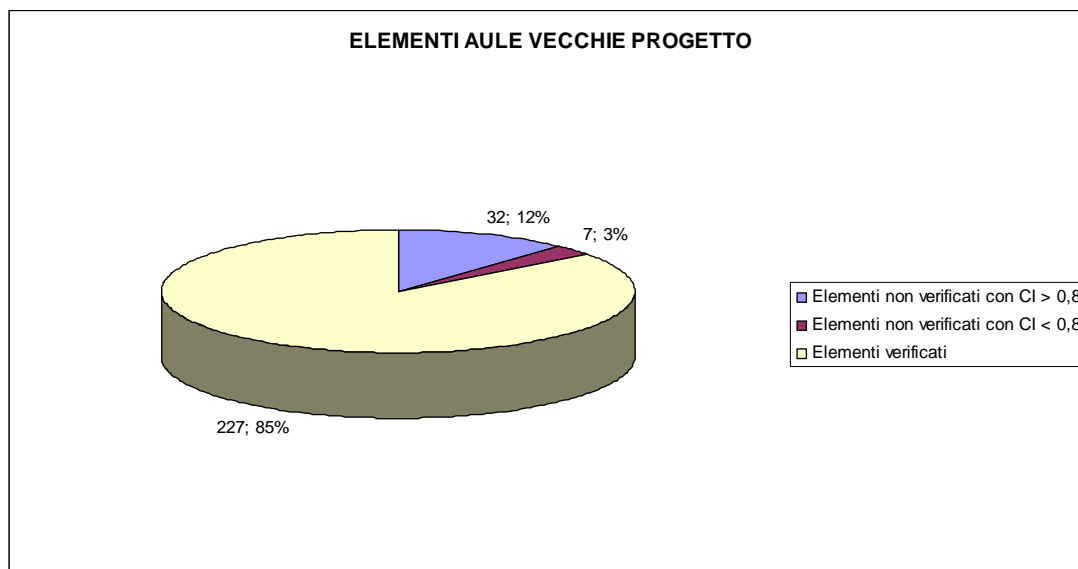
### 6.4.2.3 AULE

Il blocco aule si è suddiviso in 3 parti per eseguire le verifiche su elementi di materiali omogenei.

#### 6.4.2.3.1 Aule vecchie

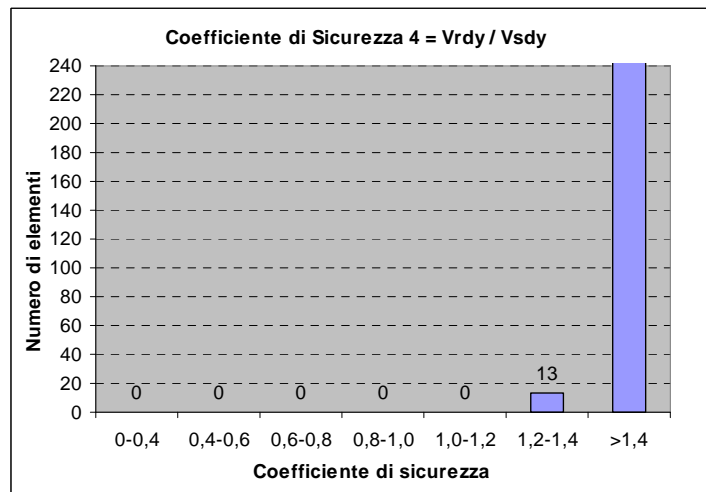
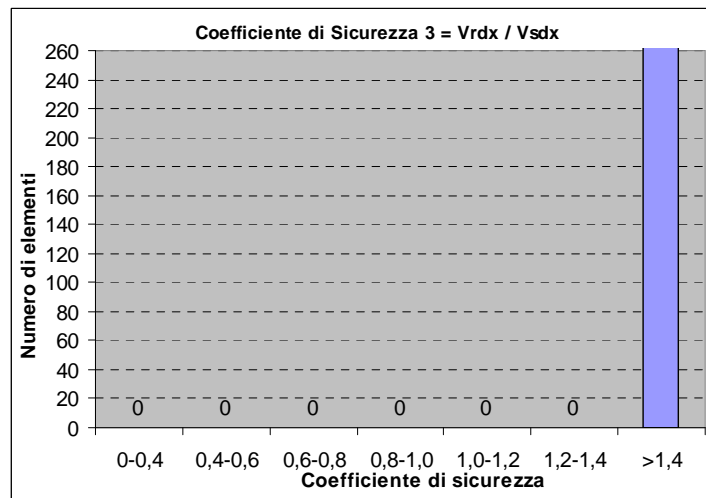
Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri delle aule vecchie sul *piano interrato* si è trovato che sono tutti verificati.

I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei *piani rialzati* delle aule vecchie sono i seguenti:



I 7 elementi con CI minore di 0,8 saranno rinforzati con FRP (come già esposto nel paragrafo precedente).

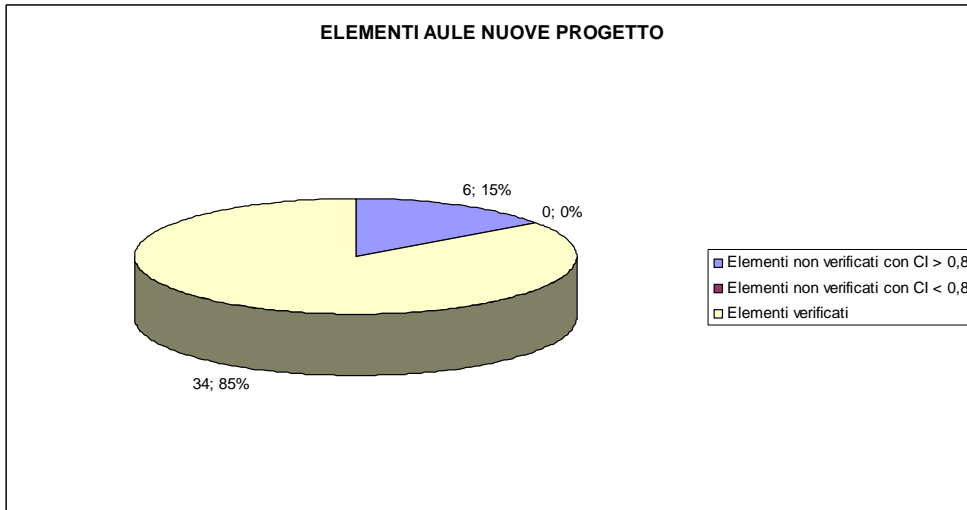
Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri delle aule vecchie dei piani rialzati si ottengono i seguenti risultati:



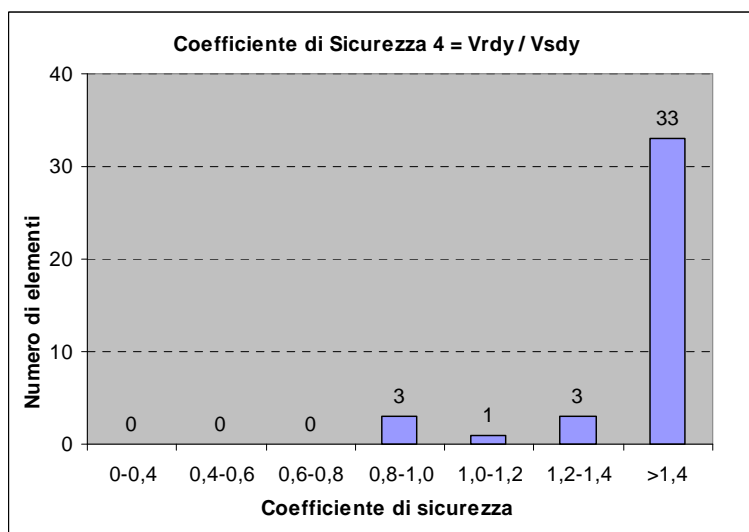
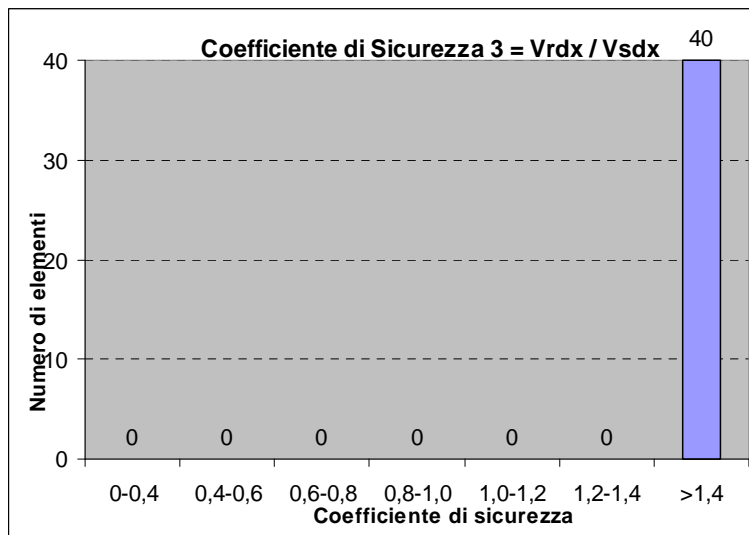
#### 6.4.2.3.2 Aule nuove

Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri delle aule nuove sul **piano interrato** si è trovato che sono tutti verificati.

I risultati ottenuti svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata sui pilastri dei **piani rialzati** delle aule nuove sono i seguenti:



Per quanto riguarda le verifiche a taglio sui pilastri delle aule vecchie dei piani rialzati si ottengono i seguenti risultati:



### 6.4.2.3.3 Laboratori

Svolgendo le verifiche a pressoflessione deviata e a taglio sui pilastri dei laboratori sul *piano interrato* e sui *piani rialzati* si è trovato che sono tutti verificati (con  $CI > 1$ ).

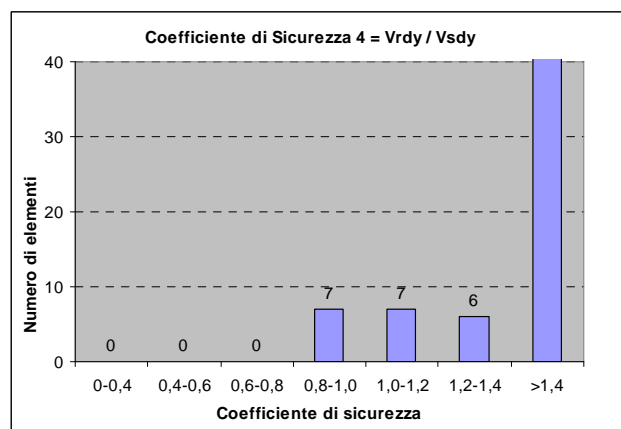
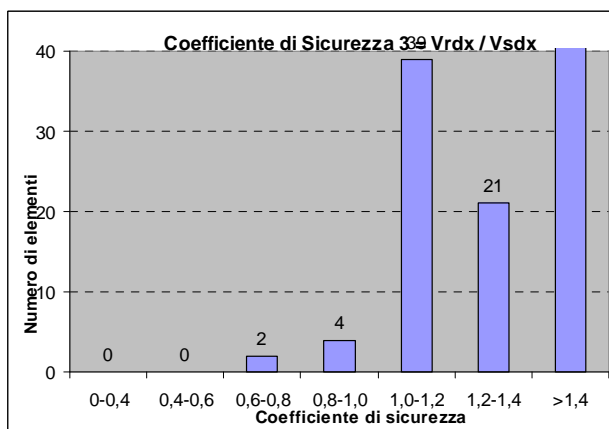
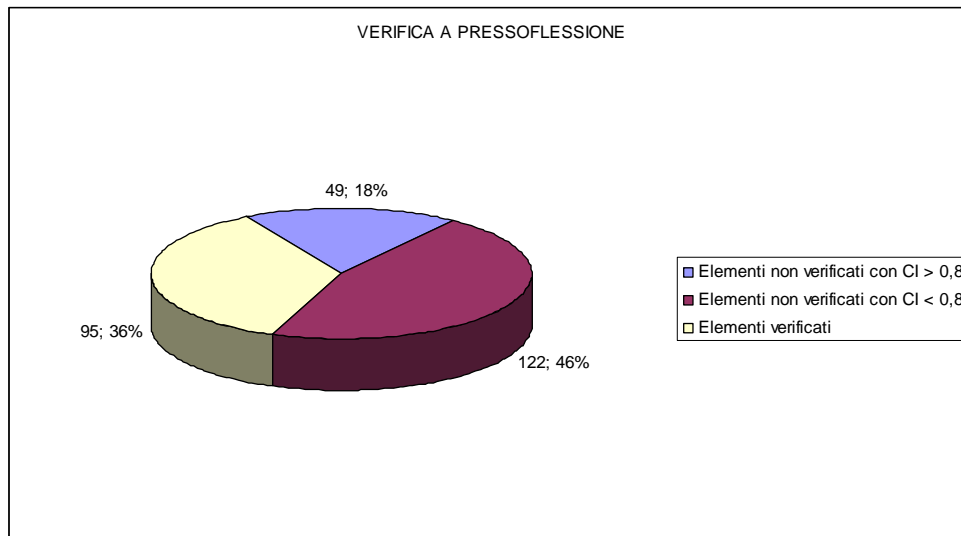
## 6.5. Altri progetti di adeguamento sismico

In questo paragrafo si confronteranno i risultati (dati dalle verifiche dei pilastri) variando i profili in acciaio corrispondenti ai controventi eccentrici e variando le dimensioni dei setti in calcestruzzo armato.

Si riportano i risultati riferiti al blocco aule vecchie.

### Telai con HEB120 e IPE240, assenza di setti nei piani rialzati

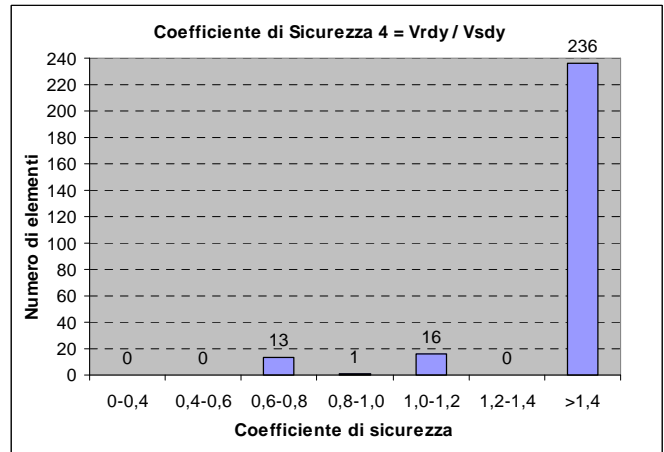
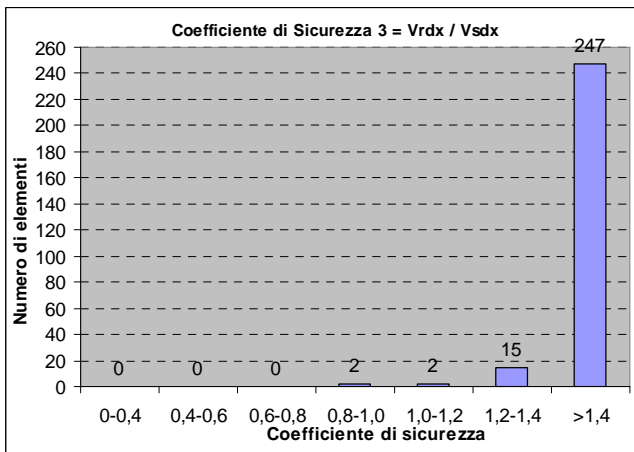
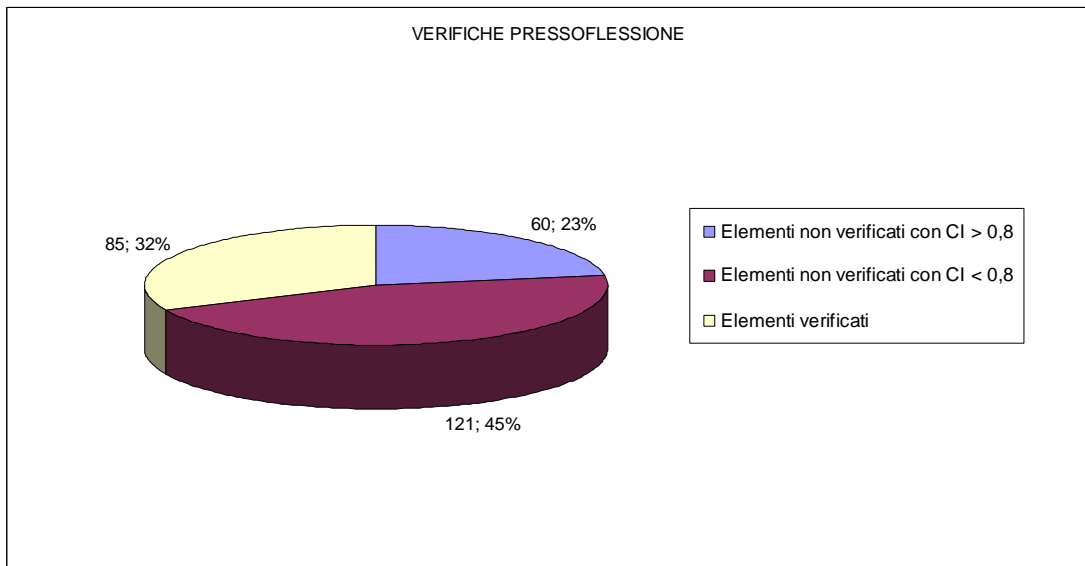
Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.





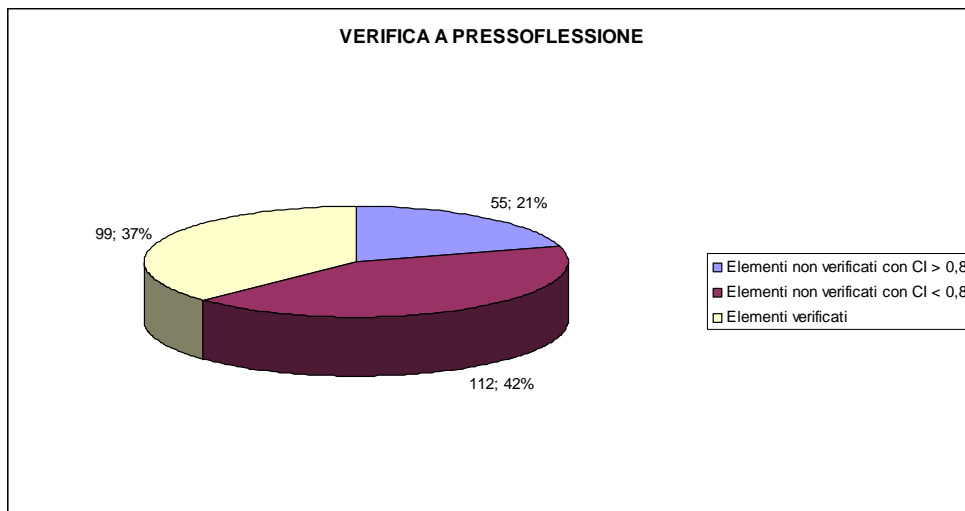
**Telai con HEB160 e IPE300, assenza di setti nei piani rialzati**

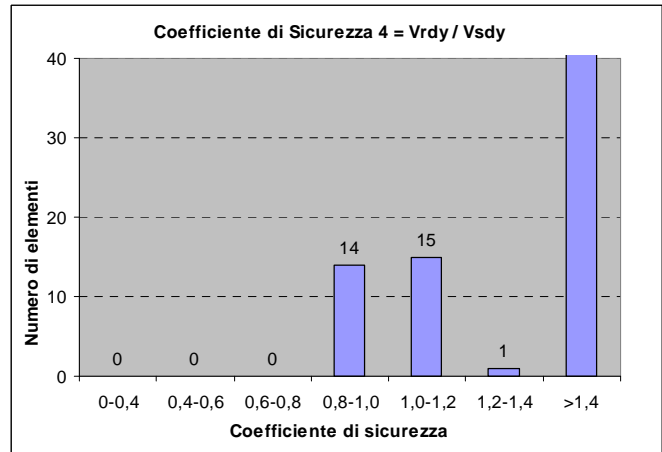
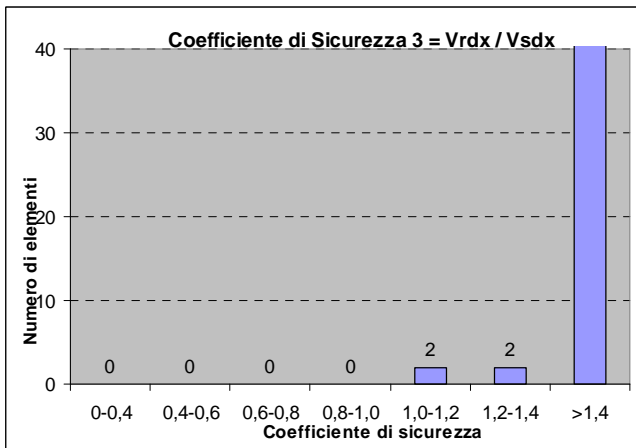
Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.



**Telai con HEB200 e IPE360, assenza di setti nei piani rialzati**

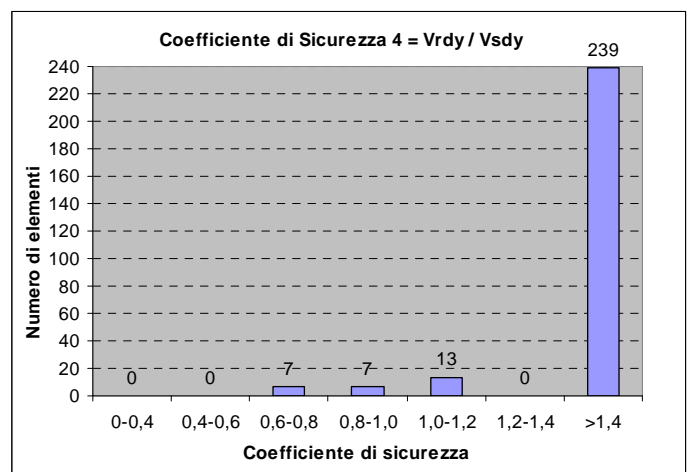
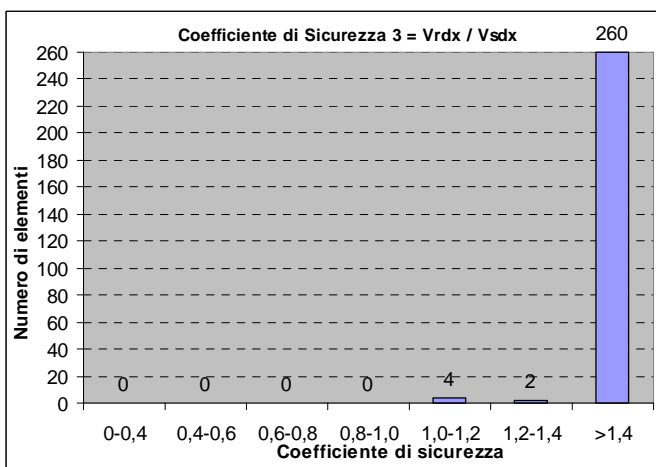
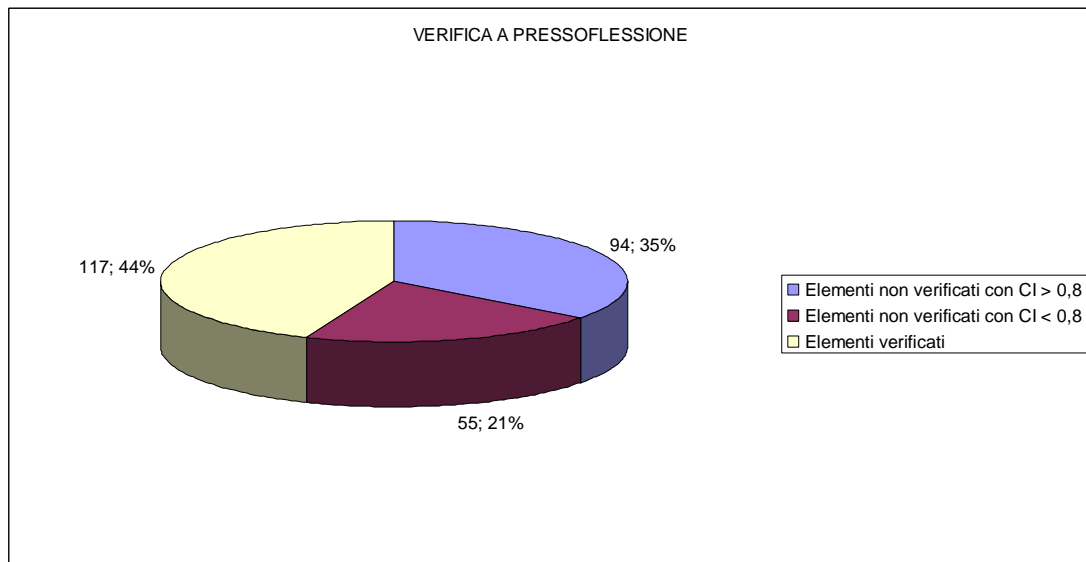
Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.





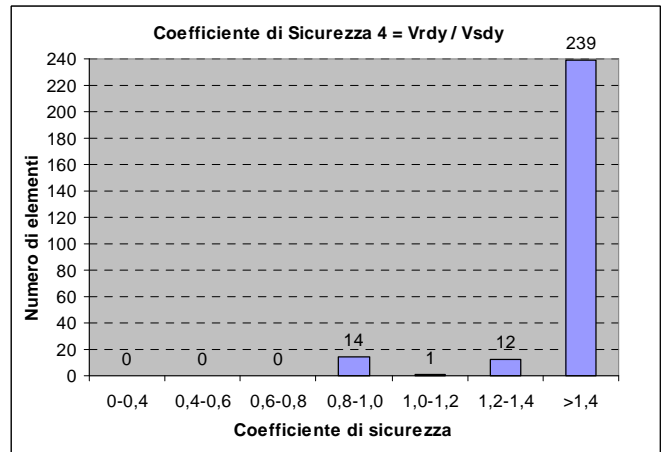
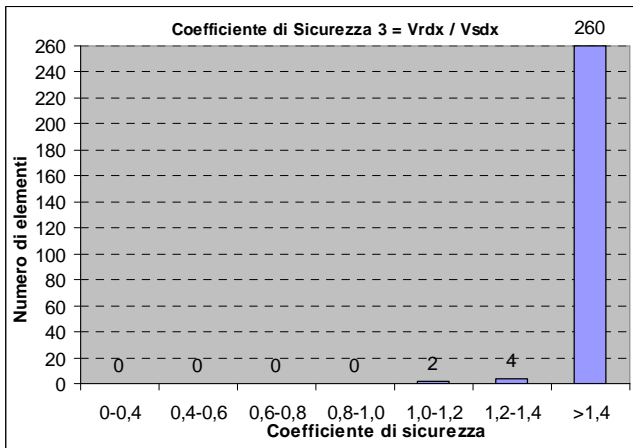
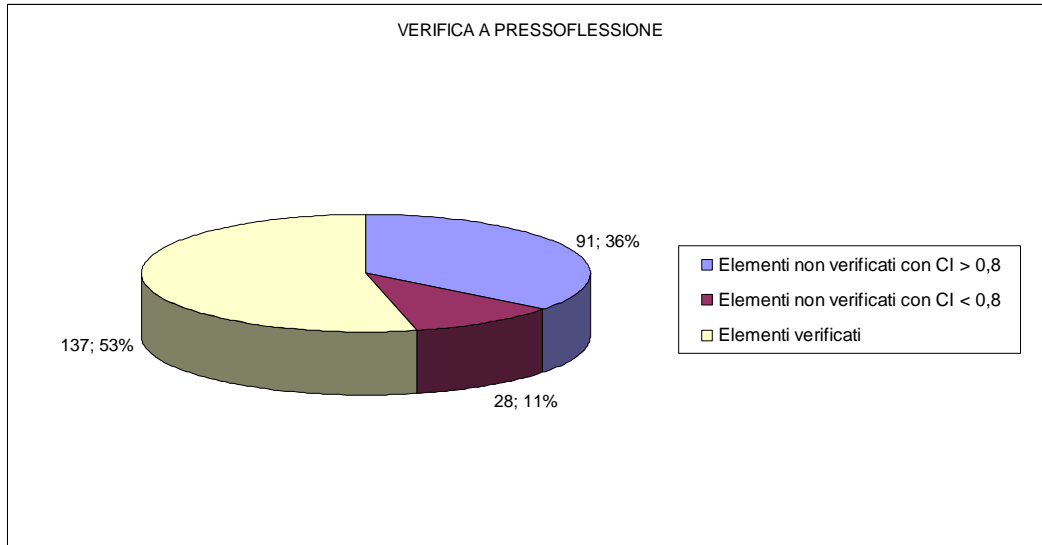
**Telai con HEB160 e IPE330, setti di lunghezza 2 m nei piani rialzati**

Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.



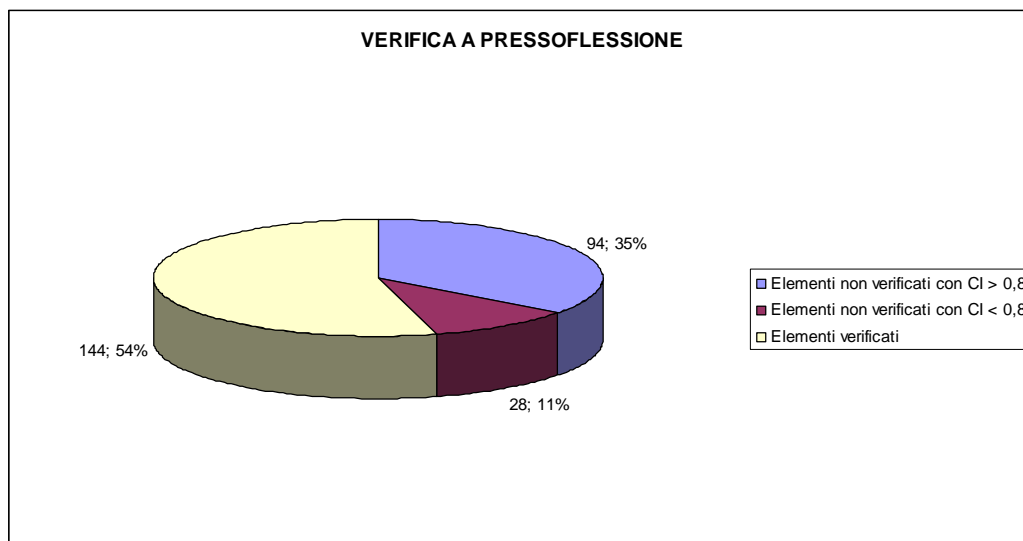
**Telai con HEB160 e IPE330, setti di lunghezza 2,5 m nei piani rialzati**

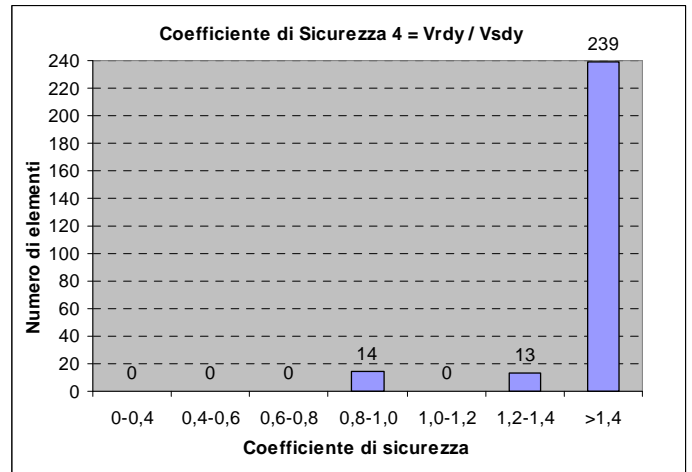
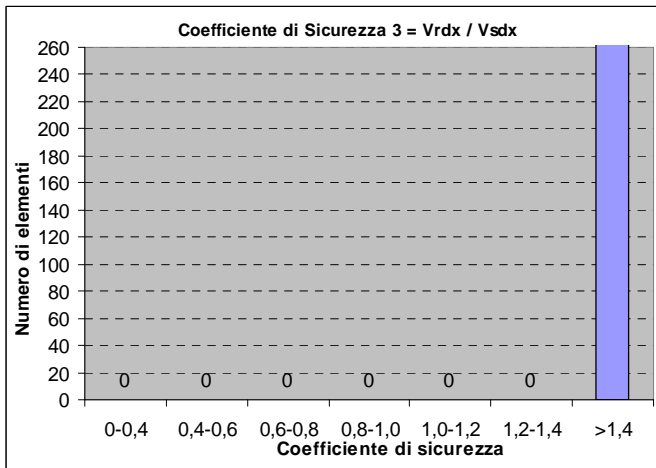
Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.



**Telai con HEB160 e IPE330, setti di lunghezza 3 m nei piani rialzati**

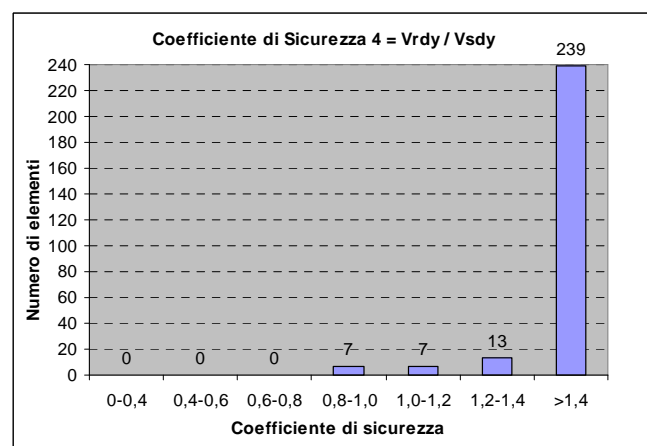
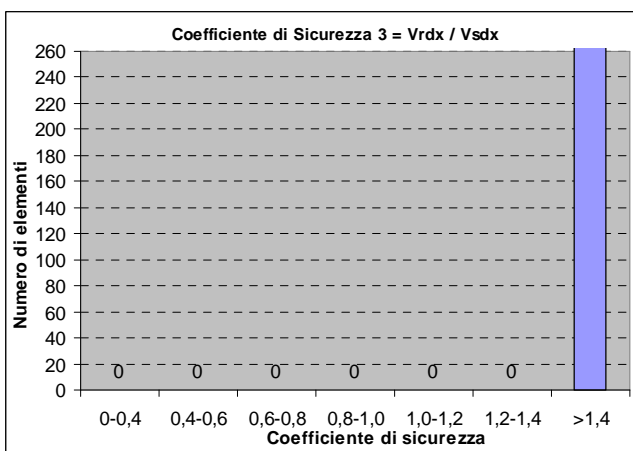
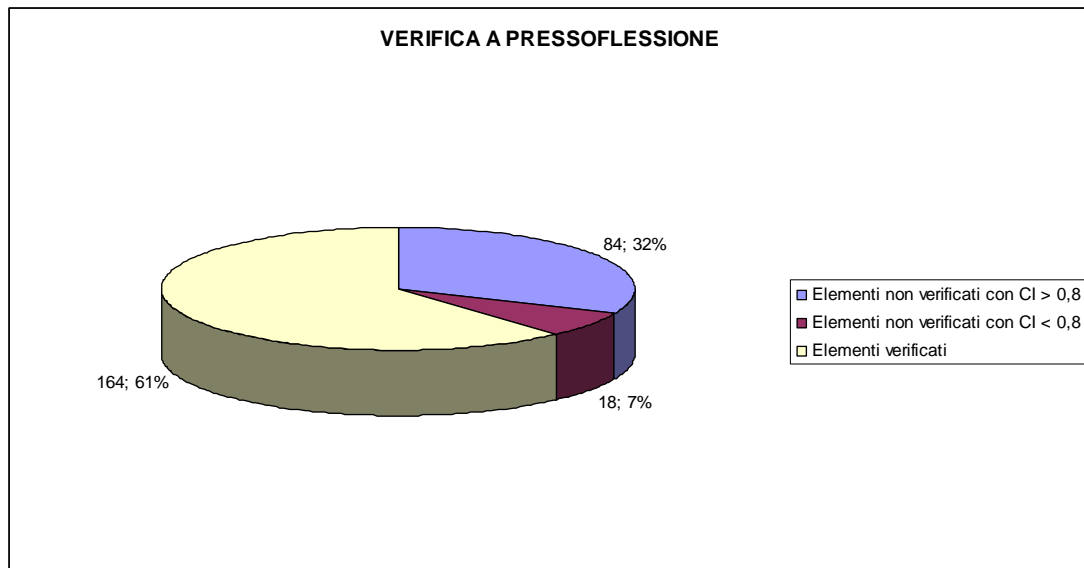
Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.





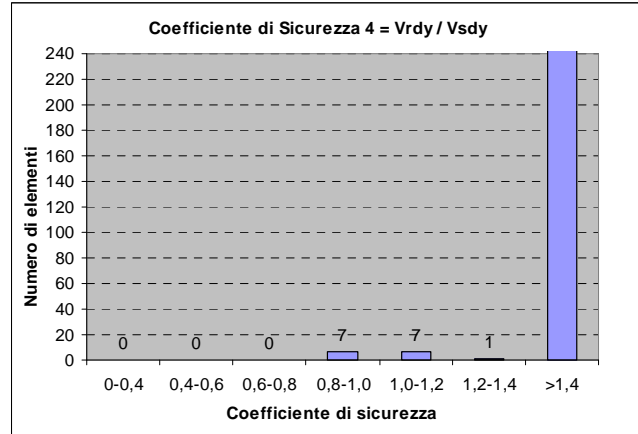
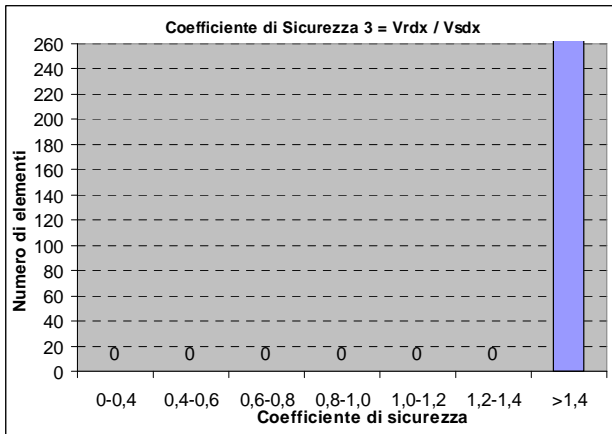
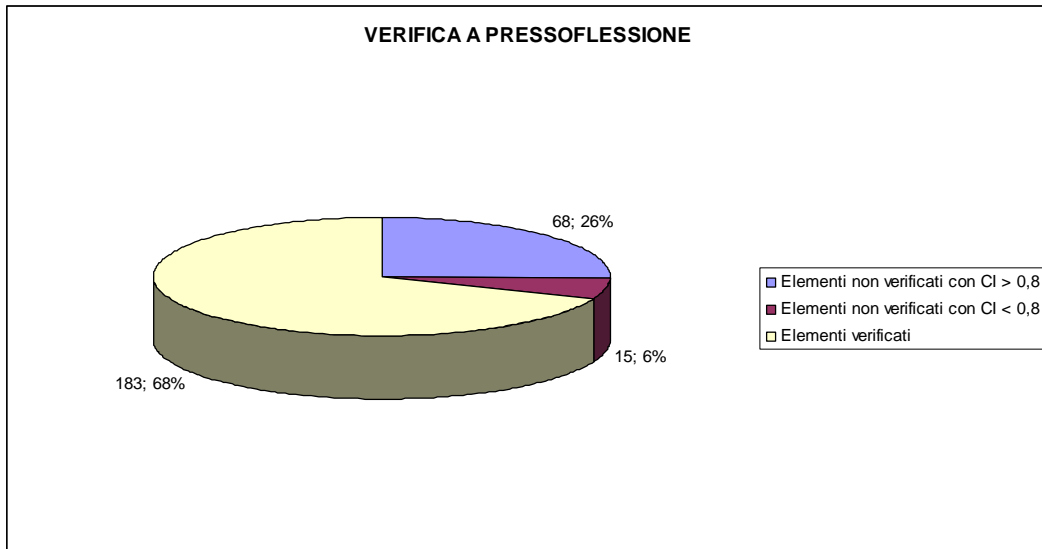
**Telai con HEB160 e IPE330, setti di lunghezza 3,5 m nei piani rialzati**

Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.



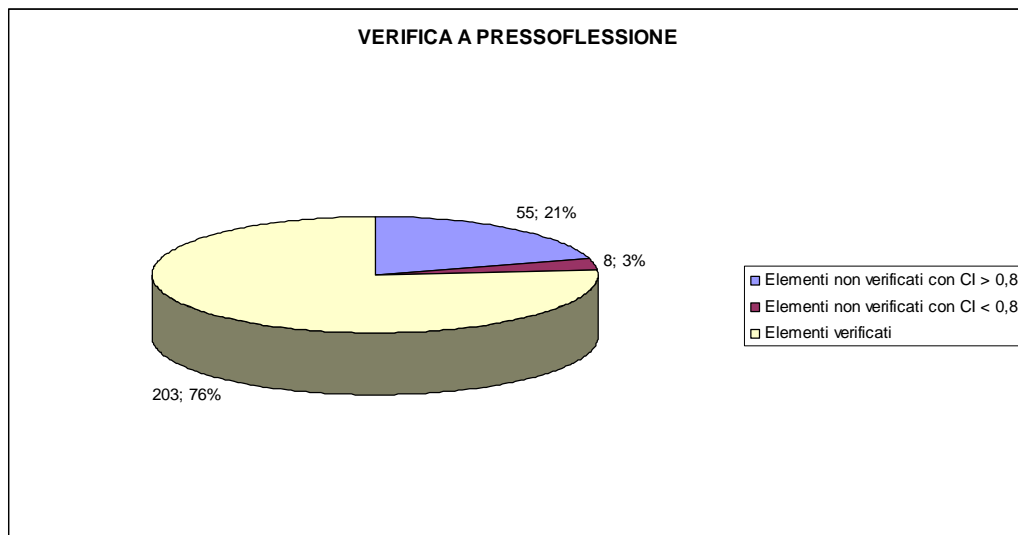
**Telai con HEB160 e IPE330, setti di lunghezza 4 m nei piani rialzati**

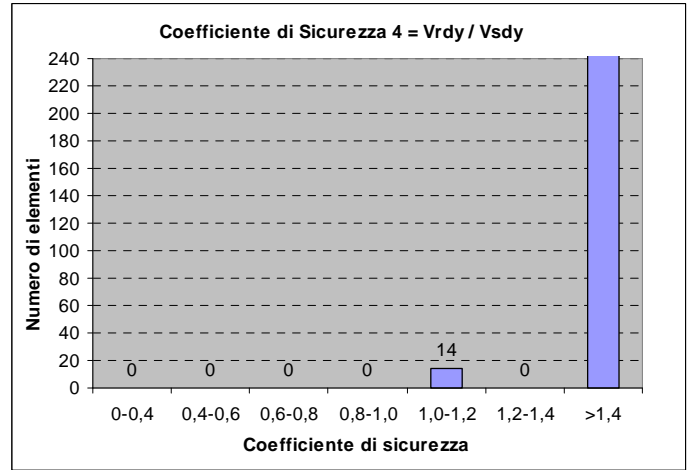
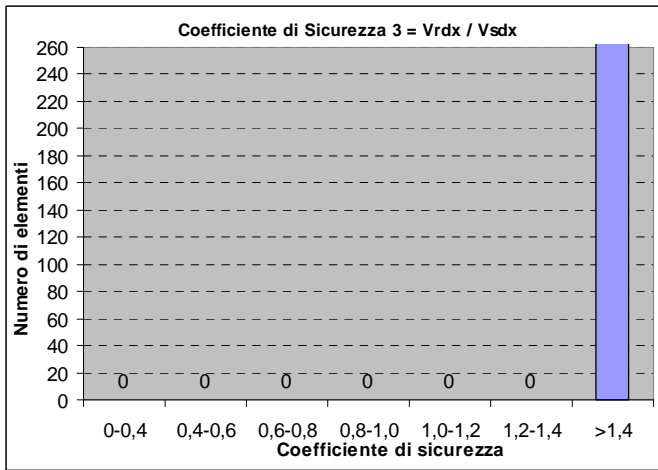
Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.



**Telai con HEB160 e IPE330, setti di lunghezza 5 m nei piani rialzati**

Verifica a pressoflessione deviata e a taglio.







## 7. ANALISI NON LINEARE STATICA APPLICATA ALL'ISTITUTO STATALE D'ARTE, "G. MAZARA" DI SULMONA (AQ)

### 7.1. Considerazioni generali

#### 7.1.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Il software agli elementi finiti Straus7 è un programma a elasticità diffusa.

Esplicitamente si attribuiscono i diagrammi momento-curvatura alle varie tipologie di elementi utilizzati.

Si è deciso di utilizzare una modellazione di tipo "a plasticità concentrata". Cioè si è ipotizzato che la formazione delle cerniere plastiche avvenga alle estremità degli elementi pilastri.

Per tradurlo nel modello di calcolo strutturale sul software Straus7 si sono divisi gli elementi pilastri in 3 parti: quelle estreme di lunghezza pari alla lunghezza della cerniera plastica, a cui si è attribuito il diagramma momento curvatura della sezione corrispondente, mentre a quello centrale si è attribuito un comportamento elastico. Si potrà notare quanto detto nelle immagini dei modelli che si riporteranno nel seguito.

La lunghezza della cerniera plastica è stata calcolata mediante la formula presente nell'attuale normativa italiana, di seguito riportata:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Dove h è l'altezza della sezione;  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto;  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali;  $L_V = M/V$  cioè la luce di taglio.

La luce di taglio è stata assunta pari alla metà dell'elemento, senza tenere conto dello spostamento del punto di momento nullo al crescere del carico perché ritenuto trascurabile.



Per la costruzione dei diagrammi momento-curvatura si deve definire la posizione dell'asse neutro. A questo scopo si definisce un valore di sforzo normale omogeneo per tipo di sezione, ricavato dalla combinazione statica dell'analisi lineare dinamica riportata nel capitolo 6.

Importante è la definizione dei solai: nelle analisi del blocco palestra e teatro si sono considerati due modelli strutturali.

- 1) Solai infinitamente rigidi nel piano, modellati con elementi "rigid link".
- 2) Solai non infinitamente rigidi nel piano, modellati con elementi "plate" di spessore membranale di 50,0 mm con caratteristiche meccaniche pari a un calcestruzzo di media qualità.

L'importanza di questa considerazione verrà sottolineata nel paragrafo successivo (7.1.2).

Nell'analisi pushover le proprietà degli elementi strutturali sono basati sui valori medi delle proprietà dei materiali.

Caratteristiche dei materiali, sezioni ed elementi saranno riassunte in seguito nel paragrafo 7.1.4.

### **7.1.2 FORZE DI PUSHOVER**

Punto fondamentale per l'analisi non lineare statica è la metodologia di applicazione delle forze di pushover.

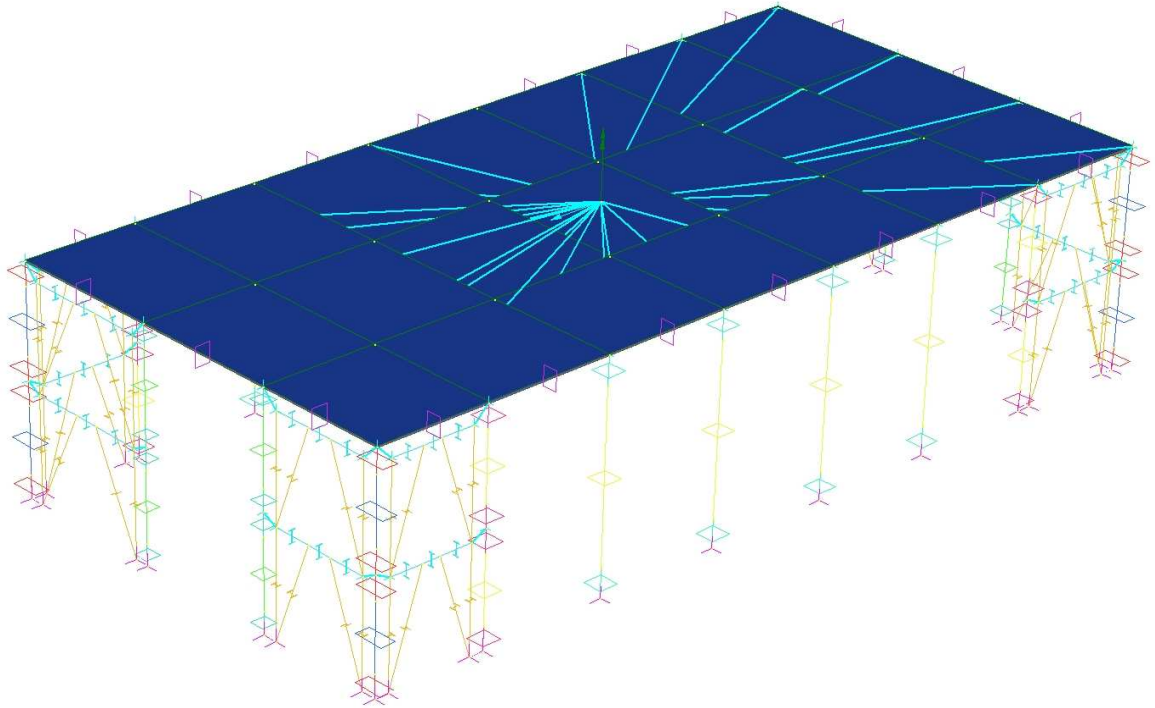
Il primo metodo utilizzato è quello di considerare i solai infinitamente rigidi nel piano e applicare la forza di pushover nel suo baricentro.

In questo caso nella modellazione in Straus7 si sono collegati tutti i nodi appartenenti al piano del solaio con il baricentro con elementi "rigid link".

Successivamente si applicano le azioni di pushover al baricentro.

Questa, tramite gli elementi rigid link, si distribuisce ai nodi facenti parte del solaio e si comporta come una forza applicata a un piano infinitamente rigido.

Si riporta a titolo d'esempio la modellazione del blocco palestra con evidenziate le azioni applicate al baricentro. In questo caso si tratta dell'analisi pushover in direzione x.



Il metodo appena descritto non può simulare la deformabilità spaziale data dal modo principale di vibrare.

In strutture irregolari in pianta e in altezza è troppo riduttivo considerare i solai infinitamente rigidi nel piano e applicare un'unica forza orizzontale in una sola direzione. Questo comporterebbe che i modi principali siano completamente disaccoppiati e che la massa partecipante ai modi sia molto alta.

Esempio di strutture non regolari in altezza e in pianta sono il blocco teatro e aule.

Si vuole quindi applicare una distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo principale di vibrare.

A ogni nodo si vuole applicare una forza che simuli il prodotto della massa afferente al nodo in esame e il suo spostamento causato dal modo principale di vibrare considerato.

Per ricavare queste forze si ha bisogno della matrice delle masse.

Il software Straus7 non dà come output direttamente la matrice delle masse  $M$ .

Si è dovuto trovare un metodo per ottenere la matrice delle masse mediante le varie tipologie di analisi che mette a disposizione il programma di calcolo.

Si parte dall'analisi dell'equazione del moto per sistemi a più gradi di libertà non smorzato:

$$\underline{M} \underline{a} + \underline{K} \underline{u} = \underline{f}(t)$$

Dove:

$\underline{M}$  è la matrice delle masse;

$\underline{a}$  è il accelerazione;

$\underline{K}$  è la matrice di rigidità;

$\underline{u}$  è il vettore spostamento;

$\underline{f}(t)$  è il vettore dei carichi applicati.

Ponendo il modulo elastico E degli elementi strutturali molto basso (pari o inferiore a  $1 \times 10^{-11}$  MPa) si la matrice di rigidità assume valori trascurabili.

L'equazione del moto assume la forma:

$$\underline{M} \underline{a} = \underline{f}(t)$$

Ora assumendo una distribuzione di azioni esterne unitarie e costanti nel tempo l'equazione differenziale diventa:

$$\underline{M} \underline{a} = \underline{1}$$

Considerando la matrice delle masse di tipo "lumped" per inversione delle accelerazioni si trovano i valori della diagonale principale; quindi masse traslazionali e rotazionali associate ai nodi del modello strutturale.

Come si è già citato le forze di pushover da applicare ai nodi sono il prodotto delle masse con lo spostamento corrispondenti associati ai modi principali di vibrare. Quindi si analizzano le frequenze proprie del sistema smorzato a molteplici gradi di libertà risolvendo l'equazione del moto, si vedono quali sono i modi principali di vibrare e da questi si considerano gli spostamenti dei nodi.

Ora si può fare l'analisi pushover sul modello strutturale dove si sono applicate, a ogni nodo, le forze ricavate come descritto sopra.

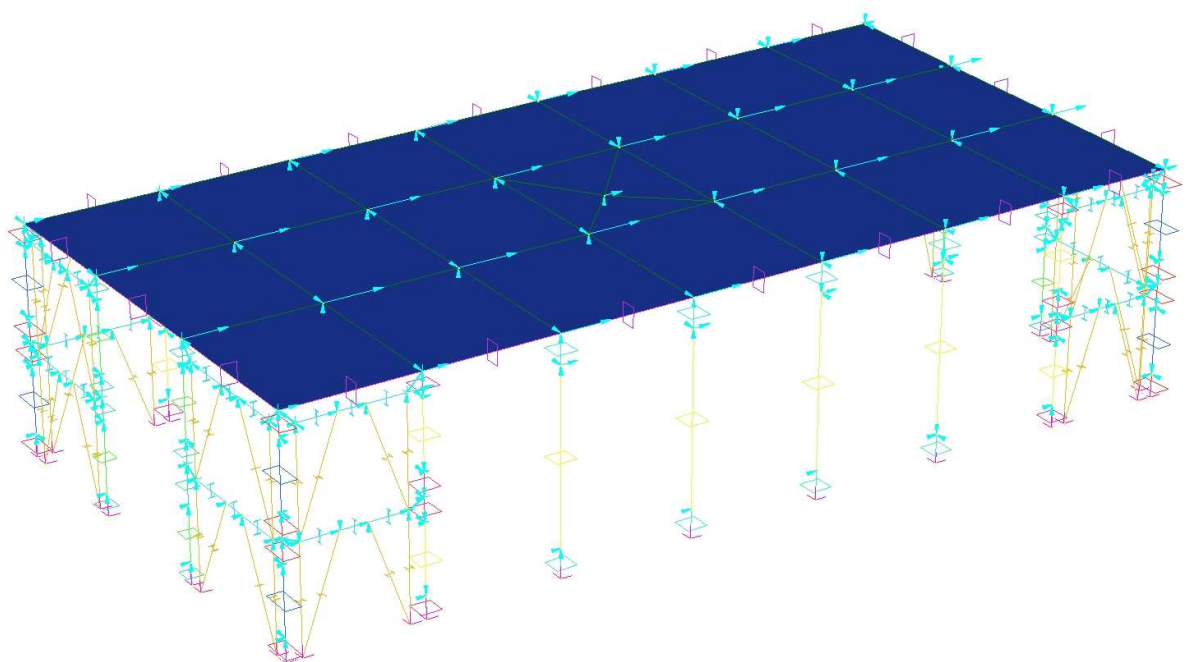
Operativamente in Straus7:

- partendo dal modello strutturale su cui si farà l'analisi statica non lineare (quindi come descritto nel paragrafo 7.1.1 con solai non infinitamente rigidi cioè senza "rigid link") si modificano le proprietà degli elementi strutturali ponendo il modulo elastico E molto basso;
- si applicano a ogni nodo 3 forze e 3 coppie (corrispondenti ai 6 gradi di

libertà del nodo) di valore unitario costante nel tempo;

- si risolve il problema dinamico a incrementi di tempo (scelto arbitrariamente) con il solutore “Linear Transient Dynamic Analysis” ponendo lo smorzamento pari a zero;
- l’output del programma è l’accelerazione traslazionale e rotazionale di tutti i nodi del modello;
- calcolando il reciproco di tali valori si ricavano le masse traslazionali e rotazionali associate ai nodi;
- si torna al modello strutturale iniziale (con i valori medi degli elementi strutturali) e per avere gli spostamenti dei nodi corrispondenti ai modi principali di vibrare si fa l’analisi delle frequenze proprie della struttura con “Natural Frequency Analysis”;
- per ottenere le forze di pushover da applicare ai nodi del modello strutturale di base (con i valori medi degli elementi strutturali) si fa il prodotto tra gli spostamenti nodali dei modi principali di vibrare e le masse afferenti ai nodi corrispondenti;
- si applicano ai nodi del modello strutturale le forze ottenute.

Si riporta a titolo di esempio la modellazione del blocco palestra con le forze relative al pushover in direzione x (parallelo al lato lungo della struttura).



### 7.1.3 CRITERIO DI ARRESTO DELL'ANALISI

Il criterio di arresto della curva di pushover F-d (che in seguito verrà spiegata e commentata per i vari blocchi strutturali analizzati) sarà il raggiungimento su un elemento della sua rotazione ultima.

Si sottolinea che la curva di pushover viene sviluppata fino a quando:

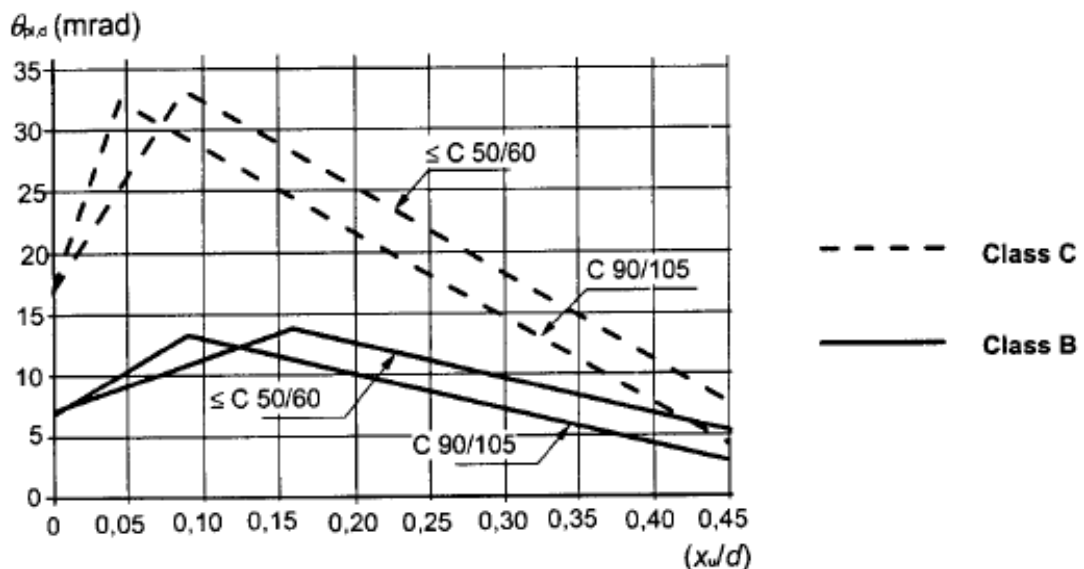
$$\frac{\varphi_{Dtotx}}{\varphi_{Rtotx}} + \frac{\varphi_{Dtoty}}{\varphi_{Rtoty}} = 1$$

Dove  $\varphi_{Dtotx}$  e  $\varphi_{Dtoty}$  sono le rotazioni causate dai carichi applicati in direzione x e in direzione y rispettivamente, mentre  $\varphi_{Rtotx}$  e  $\varphi_{Rtoty}$  sono le rotazioni massime ammissibili per la sezione in esame in direzione x e in direzione y rispettivamente.

La rotazione ultima per ciascuna direzione è composta dalla rotazione elastica e la rotazione plastica.

$$\varphi_{tot} = \varphi_{el} + \varphi_{pl}$$

La rotazione plastica è stata ricavata dal diagramma riportato nell'eurocodice 2 "Design of concrete structures":

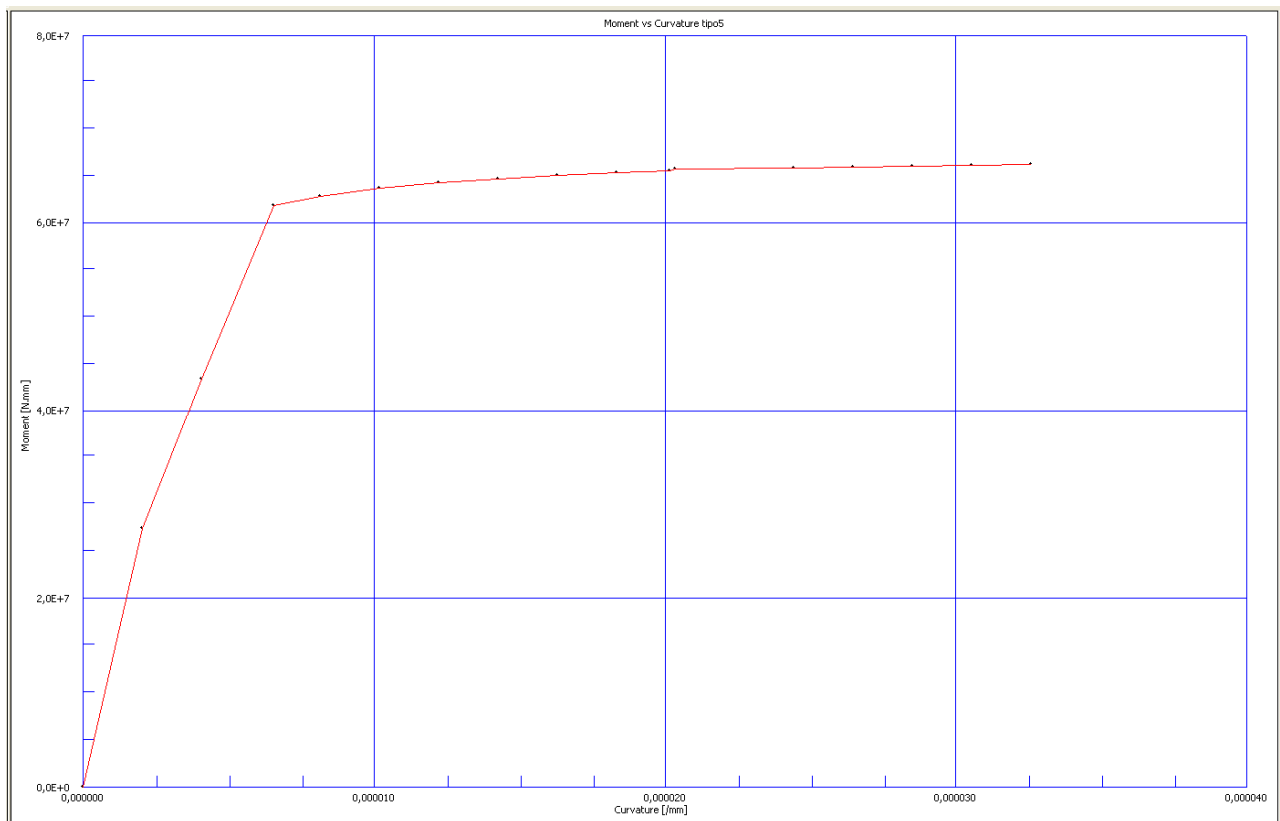


Si è considerata la bilineare caratterizzata da  $C < 50/60$  e acciaio classe B.

Lo sforzo normale utilizzato per la definizione dell'asse neutro è stato ricavato dalla combinazione statica dell'analisi lineare dinamica riportata nel capitolo 6, omogeneo per tipologia di sezione.

La rotazione elastica è pari al prodotto della curvatura elastica e la lunghezza della cerniera plastica.

Per chiarire meglio quanto sarà spiegato di seguito, riportiamo di seguito un diagramma momento curvatura di una sezione (per esempio si riporterà una sezione di lato 40,0 cm armata con 4 barre d'acciaio di diametro pari a 16,0 mm, con resistenza pari a quelle esposte a riguardo del blocco "aule vecchie"):



Come si può notare il diagramma è caratterizzato da un primo tratto lineare fino al raggiungimento del momento di snervamento della sezione, e da un tratto plastico fino al raggiungimento del momento ultimo.

La curvatura elastica è quella corrispondente al tratto elastico della curva.

Operativamente si trova nel seguente modo: si valuta la pendenza del primo tratto come il rapporto tra il momento e la curvatura al limite elastico, trovato questo

coefficiente si moltiplica per il momento ricavato dall'analisi (output di Straus7).

Il momento per il calcolo della curvatura elastica (output del software) è assunto quello della sezione media del tratto plastico corrispondente alla simulazione della cerniera plastica.

La rotazione dell'elemento (output del software) è assunta pari alla differenza delle rotazioni dei nodi che delimitano la zona plastica.

È stato realizzato un semplice programma di excel che analizza tutte queste considerazioni. Fatta l'analisi non lineare (metodo incrementale di carico) gli output vengono elaborati per stabilire il punto di arresto della curva di pushover.

## 7.1.4 CARATTERISTICHE DEI MODELLI STRUTTURALI

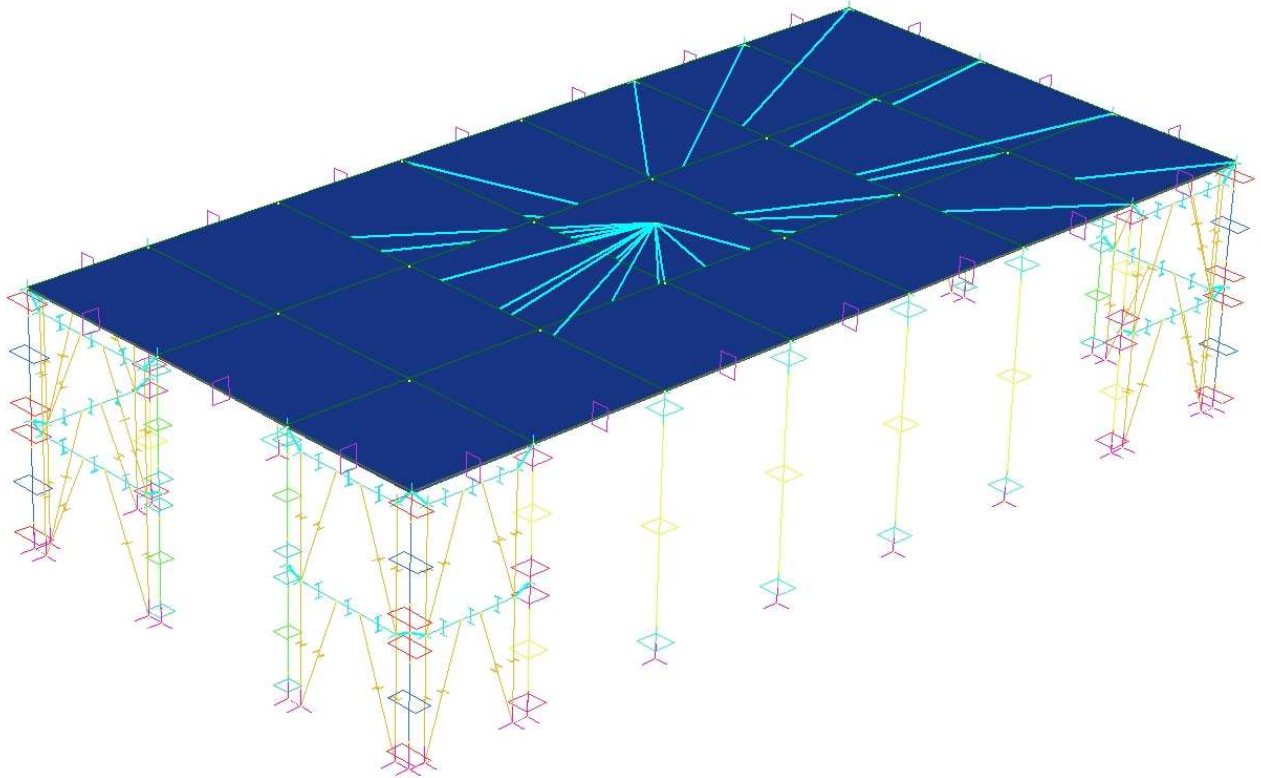
### 7.1.4.1 PALESTRA

Nelle seguenti tabelle si riportano le caratteristiche di modellazione e di arresto della curva di pushover del blocco palestra.

$E = 24274 \text{ MPa}$

<b>Tipo</b>	<b>Tipo elast.</b>	<b><math>f_c</math> [MPa]</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>	<b>Sezione [cm]</b>	<b>Dmedio bar[mm]</b>	<b>N [kN]</b>	<b><math>L_v</math> [mm]</b>
<b>11</b>	4	13,88	357	52x52	16	70	3000
<b>10</b>	4	13,88	357	52x52	16	70	1500
<b>2</b>	1	13,88	322,1	40x80	16	70	1500
<b>27</b>	3	13,88	322,1	40x40	16	35	1500

<b>Tipo</b>	<b><math>M_{e1}</math> [kNm]</b>	<b><math>Curv_{e1}</math> [1/mm]</b>	<b><math>M_{e2}</math> [kNm]</b>	<b><math>Curv_{e2}</math> [1/mm]</b>	<b><math>L_{pl}</math> [mm]</b>	<b><math>Rot_{pl1}</math> [mrad]</b>	<b><math>Rot_{pl2}</math> [mrad]</b>
<b>11</b>	107,37	$4,99 \times 10^{-6}$	118,97	$4,99 \times 10^{-6}$	756	0,01377	0,01383
<b>10</b>	107,37	$4,99 \times 10^{-6}$	118,97	$4,99 \times 10^{-6}$	606	0,01377	0,01383
<b>2</b>	127,44	$6,12 \times 10^{-6}$	219,34	$2,896 \times 10^{-6}$	620	0,0134	0,0139
<b>27</b>	56,61	$6,12 \times 10^{-6}$	70,83	$6,12 \times 10^{-6}$	586	0,01396	0,01282



#### 7.1.4.2 TEATRO

Nelle seguenti tabelle si riportano le caratteristiche di modellazione e di arresto della curva di pushover del blocco teatro.

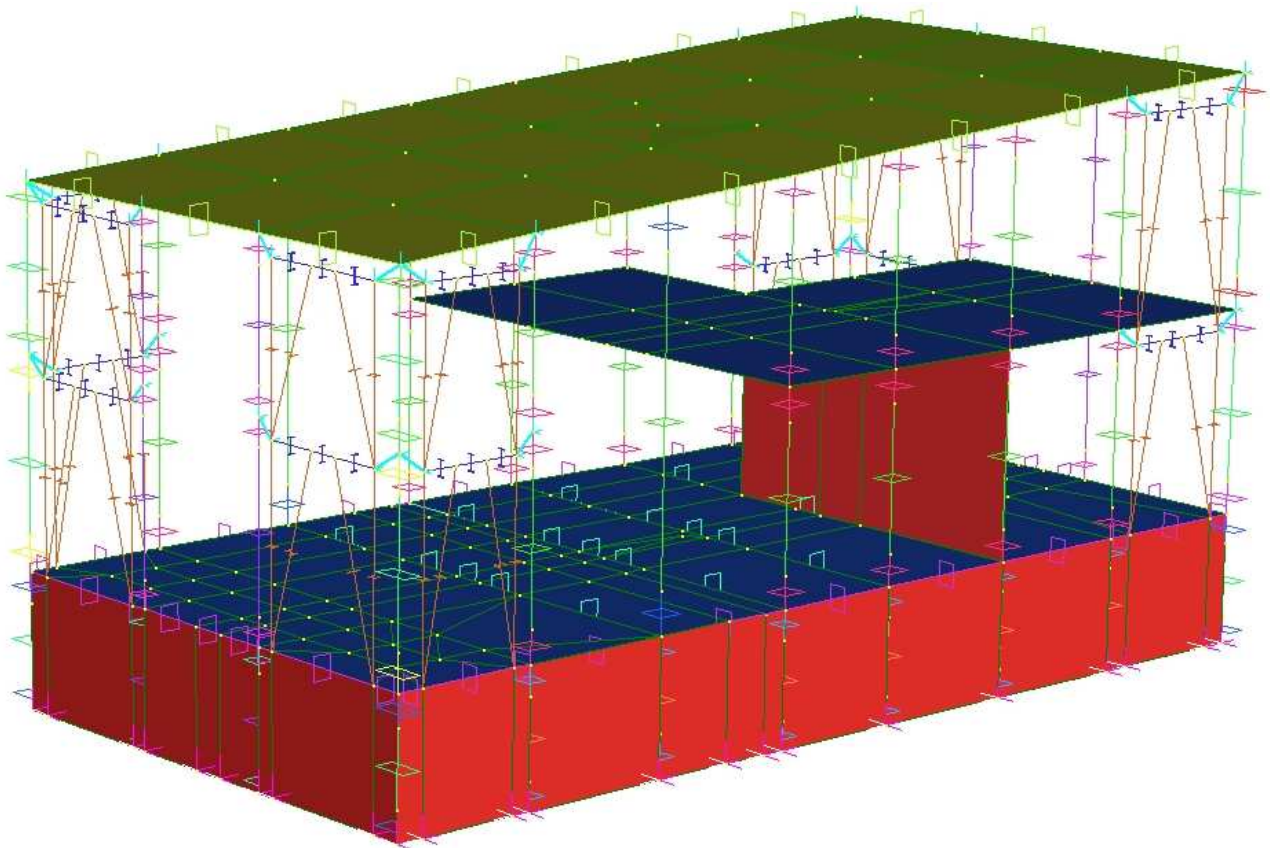
$E = 25398 \text{ MPa}$

<b>Tipo</b>	<b>Tipo elast.</b>	<b><math>f_c</math> [MPa]</b>	<b><math>f_y</math> [MPa]</b>	<b>Sezione [cm]</b>	<b>Dmedio bar[mm]</b>	<b>N [kN]</b>	<b><math>L_v</math> [mm]</b>
<b>1</b>	7	16,14	322,1	80x40	21	70	1450
<b>3</b>	7	16,14	322,1	80x40	21	70	1750
<b>6</b>	7	16,14	322,1	80x40	21	70	2250
<b>2</b>	7	16,14	322,1	80x40	21	70	2575
<b>4</b>	7	16,14	322,1	80x40	21	70	2575
<b>5</b>	9	16,14	322,1	40x40	21	10	1450
<b>8</b>	12	16,14	322,1	40x40	10	28	1450
<b>27</b>	13	16,14	322,1	40x40	16	35	1450
<b>14</b>	13	16,14	322,1	40x40	16	35	2250
<b>10</b>	19	16,14	407	52x52	16	65	2250



<b>15</b>	19	16,14	407	52x52	16	65	1450
<b>17</b>	19	16,14	407	52x52	16	65	4235

<b>Tipo</b>	<b>M_e1</b> [kNm]	<b>Curv_e1</b> [1/mm]	<b>M_e2</b> [kNm]	<b>Curv_e2</b> [1/mm]	<b>Lpl</b> [mm]	<b>Rot_pl1</b> [mrad]	<b>Rot_pl2</b> [mrad]
<b>1</b>	233,66	$2,88 \times 10^{-6}$	161,49	$6,085 \times 10^{-6}$	650	13,72	12,74
<b>3</b>	233,66	$2,88 \times 10^{-6}$	161,49	$6,085 \times 10^{-6}$	680	13,72	12,74
<b>6</b>	233,66	$2,88 \times 10^{-6}$	161,49	$6,085 \times 10^{-6}$	730	13,72	12,74
<b>2</b>	314,69	$2,9 \times 10^{-6}$	176,22	$6,1 \times 10^{-6}$	764	13,72	14,00
<b>4</b>	300,86	$2,9 \times 10^{-6}$	176,22	$6,1 \times 10^{-6}$	764	13,50	14,00
<b>5</b>	149,94	$6,56 \times 10^{-6}$	99,45	$6,56 \times 10^{-6}$	617	13,31	12,74
<b>8</b>	31,13	$5,56 \times 10^{-6}$	26,14	$5,56 \times 10^{-6}$	409	11,13	11,64
<b>27</b>	92,31	$6,19 \times 10^{-6}$	67,12	$6,19 \times 10^{-6}$	521	12,97	13,15
<b>14</b>	92,31	$6,19 \times 10^{-6}$	67,12	$6,19 \times 10^{-6}$	600	12,97	13,15
<b>10</b>	331,16	$6,34 \times 10^{-6}$	305	$6,34 \times 10^{-6}$	700	11,96	10,97
<b>15</b>	331,16	$6,34 \times 10^{-6}$	305	$6,34 \times 10^{-6}$	622	11,96	10,97
<b>17</b>	331,16	$6,34 \times 10^{-6}$	305	$6,34 \times 10^{-6}$	900	11,96	10,97



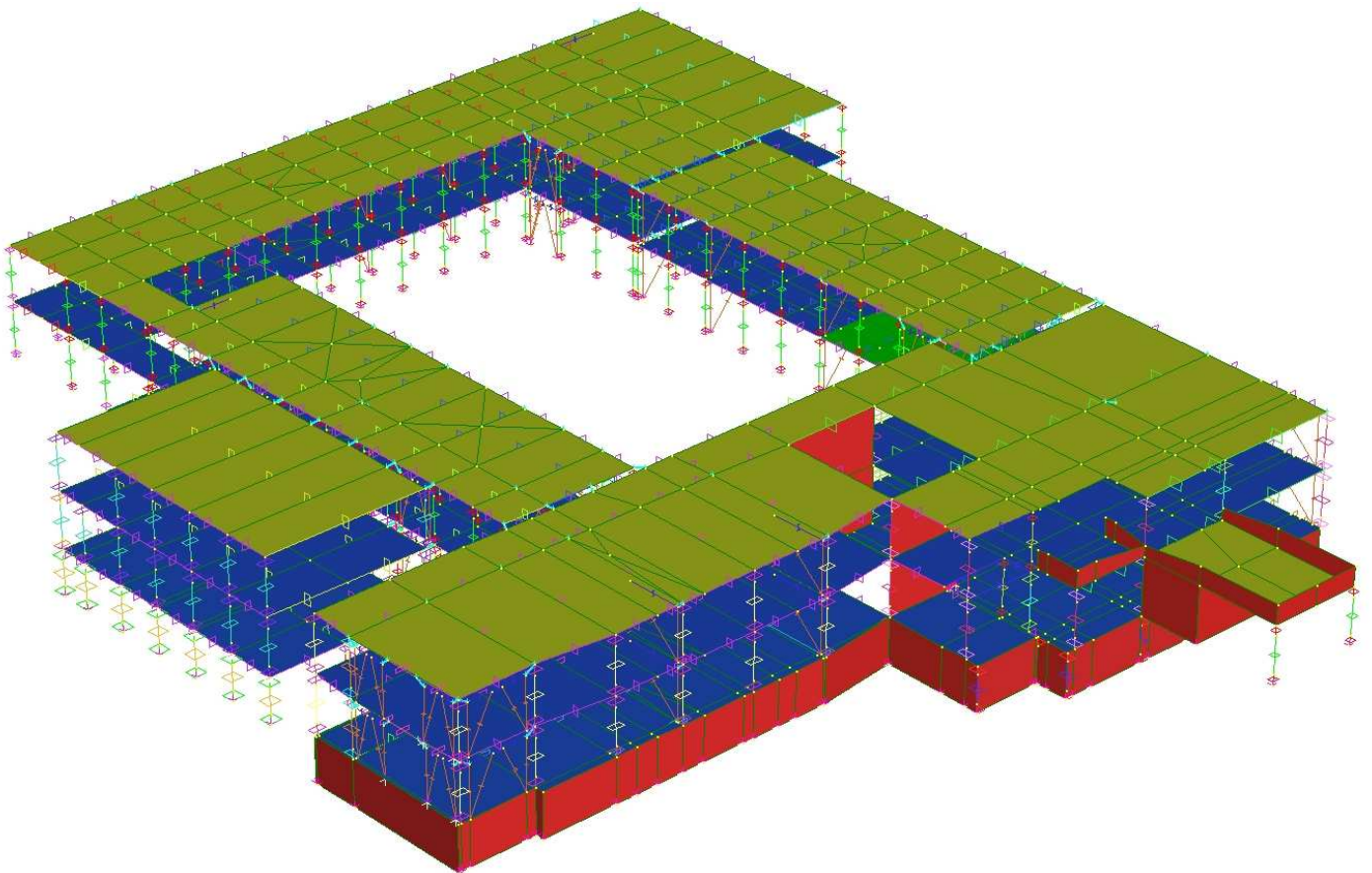
### 7.1.4.3 AULE

Nelle seguenti tabelle si riportano le caratteristiche di modellazione e di arresto della curva di pushover del blocco aule.

<b>Tipo</b>	<b>Tipo elast.</b>	<b>f<sub>c</sub> [MPa]</b>	<b>f<sub>y</sub> [MPa]</b>	<b>E [MPa]</b>	<b>Sezione [cm]</b>	<b>Dmedio bar[mm]</b>	<b>N [kN]</b>	<b>L<sub>v</sub> [mm]</b>
<b>1</b>	7	9,51	322,1	21664	80x40	16	90	1825
<b>2</b>	9	13,78	429	24768	80x40	20	5	1450
<b>4</b>	10	13,78	429	24768	40x1000	16	58	1450
<b>32</b>	11	13,78	429	24768	80x40	16	100	1825
<b>33</b>	26	13,78	429	24768	80x40	16	100	1825
<b>34</b>	36	13,78	429	24768	40x40	16	45	1825
<b>37</b>	44	13,78	429	24768	80x40	16	60	1450
<b>38</b>	45	13,78	429	24768	40x40	20	1,5	1450
<b>30</b>	46	20,06	429	26242	80x40	16	150	1825
<b>31</b>	47	20,06	429	26242	80x40	16	150	1825
<b>35</b>	48	20,06	429	26242	80x40	16	35	1450
<b>5</b>	49	9,51	322,1	21664	40x40	16	125	1825
<b>6</b>	49	9,51	322,1	21664	40x40	16	125	1825
<b>8</b>	27	9,51	322,1	21664	40x80	16	150	1825
<b>29</b>	27	9,51	322,1	21664	40x80	16	150	1825
<b>12</b>	28	9,51	322,1	21664	80x80	14	0	1450
<b>13</b>	50	9,51	322,1	21664	40x40	14	0	1450
<b>39</b>	51	9,51	322,1	21664	40x40	14	20	1450

<b>Tipo</b>	<b>M<sub>e1</sub> [kNm]</b>	<b>Curv<sub>e1</sub> [1/mm]</b>	<b>M<sub>e2</sub> [kNm]</b>	<b>Curv<sub>e2</sub> [1/mm]</b>	<b>Lpl [mm]</b>	<b>Rot<sub>pl1</sub> [mrad]</b>	<b>Rot<sub>pl2</sub> [mrad]</b>
<b>1</b>	242,3	3,17x10 <sup>-6</sup>	148,44	6,39x10 <sup>-6</sup>	685	12,15	13,62
<b>2</b>	156	6,26x10 <sup>-6</sup>	359,42	3,74x10 <sup>-6</sup>	800	13,44	13,06
<b>4</b>	137,63	7,38x10 <sup>-6</sup>	333,87	2,77x10 <sup>-6</sup>	708	13,33	13,26
<b>32</b>	319,27	3,79x10 <sup>-6</sup>	197,46	8,03x10 <sup>-6</sup>	728	12,6	13,49
<b>33</b>	197,46	8,03x10 <sup>-6</sup>	319,27	3,79x10 <sup>-6</sup>	728	13,49	12,6
<b>34</b>	65,62	7,51x10 <sup>-6</sup>	65,62	7,51x10 <sup>-6</sup>	694	12,98	12,98

<b>37</b>	222,73	$3,6 \times 10^{-6}$	154,87	$7,61 \times 10^{-6}$	690	13,37	13,16
<b>38</b>	134,66	$6,03 \times 10^{-6}$	103,71	$8,12 \times 10^{-6}$	788	13,95	12,42
<b>30</b>	343,59	$3,65 \times 10^{-6}$	208,32	$7,7 \times 10^{-6}$	652	13,43	13,91
<b>31</b>	208,32	$7,7 \times 10^{-6}$	343,59	$3,65 \times 10^{-6}$	652	13,91	13,43
<b>35</b>	349,58	$3,55 \times 10^{-6}$	188,22	$7,49 \times 10^{-6}$	615	13,74	13,72
<b>5</b>	61,89	$6,55 \times 10^{-6}$	61,89	$6,55 \times 10^{-6}$	650	13,66	13,66
<b>6</b>	78,16	$6,3 \times 10^{-6}$	61,89	$6,55 \times 10^{-6}$	650	13,35	13,66
<b>8</b>	185,82	$2,7 \times 10^{-6}$	88,68	$6,06 \times 10^{-6}$	685	13,35	13,34
<b>29</b>	161,89	$3,85 \times 10^{-6}$	88,68	$6,06 \times 10^{-6}$	685	13,66	13,34
<b>12</b>	87,72	$2,37 \times 10^{-6}$	102,68	$2,37 \times 10^{-6}$	632	10,45	9,88
<b>13</b>	39,19	$5,77 \times 10^{-6}$	49,98	$5,77 \times 10^{-6}$	567	13,82	12,53
<b>39</b>	53,01	$5,91 \times 10^{-6}$	41,96	$5,91 \times 10^{-6}$	564	13,82	12,53



## 7.2. Pushover sui modelli strutturali

### 7.2.1 BLOCCO PALESTRA CON SOLAIO INFINITAMENTE RIGIDO

Si analizza il blocco strutturale “palestra” assumendo l’ipotesi di solaio infinitamente rigido.

A questo scopo si modella la struttura sul software Straus7 collegando il baricentro del solaio con i nodi facenti parte del solaio con gli elementi “rigid link”.

Il blocco “palestra” è una struttura regolare in pianta e in altezza. Questo comporta che i modi principali traslazionali per le due direzioni siano i primi due e siano disaccoppiati. Il primo modo è relativo alla direzione x (parallelo al lato lungo), il secondo a quella y (parallelo al lato corto).

I risultati dell’analisi si frequenza naturale sono:

#### MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.5150E+00	1.6798E+02	2.8147E+05	88.451	0.000	0.000
2	7.1884E+00	1.6065E+02	3.2773E+05	0.000	87.513	0.000

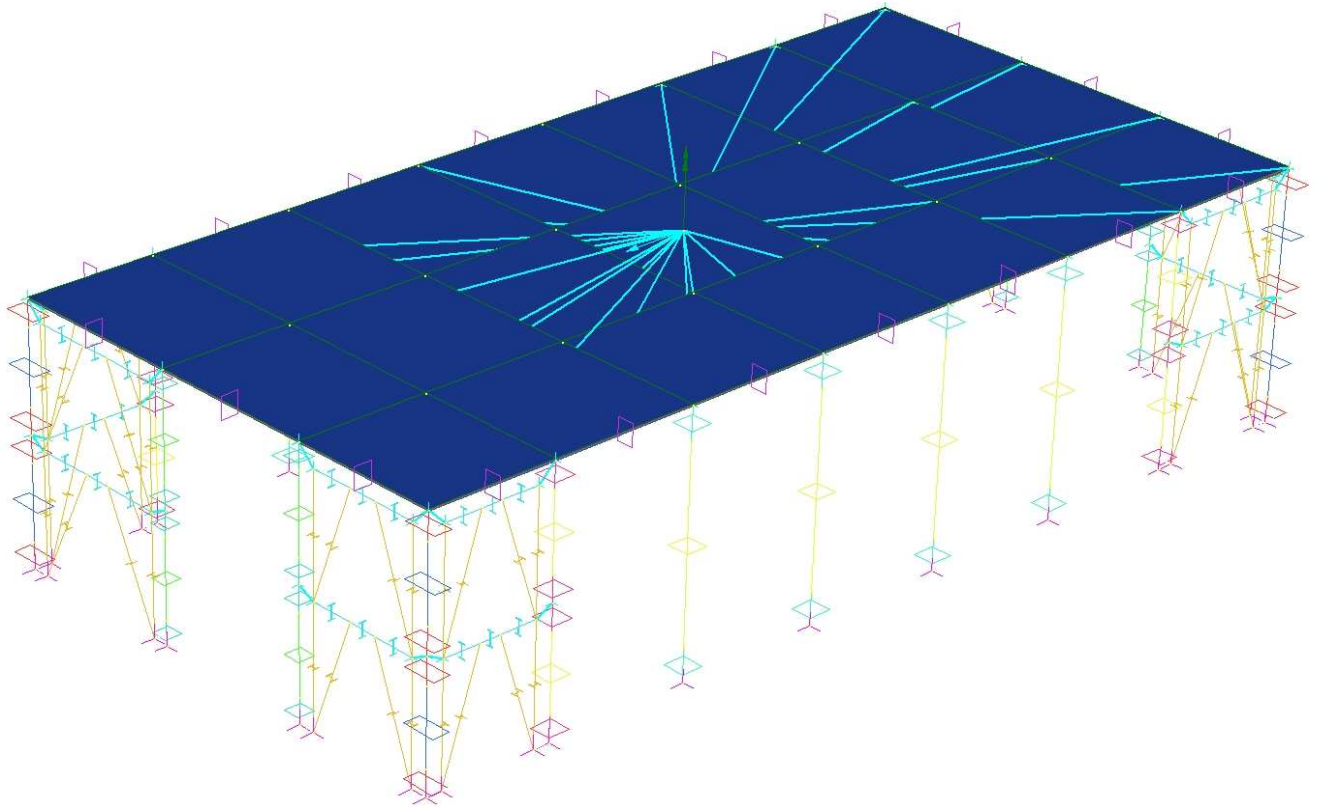
La struttura ha un solo piano; questo comporta che le due distribuzioni di forze da considerare (per ogni analisi svolta, cioè pushover in direzione x e pushover in direzione y), la prima proporzionale alla massa e la seconda proporzionale al modo principale di vibrare, coincidano.

Il fattore di partecipazione del principale modo di vibrare è pari a 1.

Quindi la curva di pushover  $F^*-d^*$  del sistema equivalente a 1 grado di libertà coincide con quella del sistema multi grado di libertà.

La massa considerata è pari a:

$$m = m^* = G_1 + G_2 + 0,6 * Q = 154ton$$



### 7.2.1.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X

Inizialmente si applica al baricentro una forza di intensità pari a 1 N in direzione x e una coppia pari al prodotto della forza applicata e il 5% della dimensione del lato perpendicolare alla forza. Quindi:

$$C = F * 0,05 * l_1 = 1 * 0,05 * 11800 = 590 Nmm$$

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

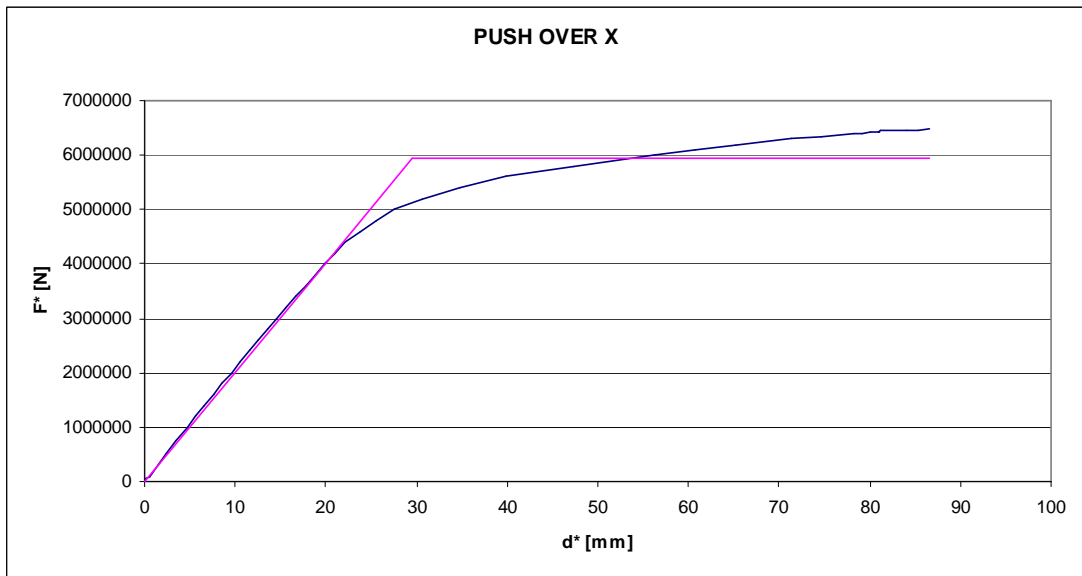
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*	
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0	0
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0	0
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0	0
1.00E+00	1	0.00E+00	1	0	0
1.00E+01	10	0.00E+00	10	0	0
1.00E+02	100	1.32E-04	100	0.00013222	
1.00E+03	1000	4.34E-03	1000	0.0043406	
5.00E+03	5000	2.30E-02	5000	0.023044	
1.00E+04	10000	4.64E-02	10000	0.046424	
5.00E+04	50000	2.33E-01	50000	0.23346	

1.00E+05	100000	4.67E-01	100000	0.46726
5.00E+05	500000	2.34E+00	500000	2.3376
7.50E+05	750000	3.51E+00	750000	3.5066
1.00E+06	1000000	4.68E+00	1000000	4.6804
1.20E+06	1200000	5.63E+00	1200000	5.6281
1.40E+06	1400000	6.59E+00	1400000	6.5884
1.60E+06	1600000	7.56E+00	1600000	7.561
1.80E+06	1800000	8.54E+00	1800000	8.5403
2.00E+06	2000000	9.53E+00	2000000	9.5289
2.20E+06	2200000	1.05E+01	2200000	10.523
2.40E+06	2400000	1.15E+01	2400000	11.523
2.60E+06	2600000	1.25E+01	2600000	12.529
2.80E+06	2800000	1.35E+01	2800000	13.543
3.00E+06	3000000	1.46E+01	3000000	14.566
3.20E+06	3200000	1.56E+01	3200000	15.602
3.40E+06	3400000	1.66E+01	3400000	16.649
3.60E+06	3600000	1.77E+01	3600000	17.711
3.80E+06	3800000	1.88E+01	3800000	18.79
4.00E+06	4000000	1.99E+01	4000000	19.882
4.20E+06	4200000	2.10E+01	4200000	20.992
4.40E+06	4400000	2.22E+01	4400000	22.187
4.60E+06	4600000	2.37E+01	4600000	23.735
4.80E+06	4800000	2.55E+01	4800000	25.511
5.00E+06	5000000	2.75E+01	5000000	27.513
5.20E+06	5200000	3.06E+01	5200000	30.648
5.40E+06	5400000	3.48E+01	5400000	34.751
5.60E+06	5600000	3.99E+01	5600000	39.854
5.80E+06	5800000	4.73E+01	5800000	47.278
6.00E+06	6000000	5.62E+01	6000000	56.228
6.10E+06	6100000	6.07E+01	6100000	60.694
6.20E+06	6200000	6.52E+01	6200000	65.173
6.30E+06	6300000	7.13E+01	6300000	71.297
6.35E+06	6350000	7.47E+01	6350000	74.7
6.40E+06	6400000	7.83E+01	6400000	78.302
6.41E+06	6410000	7.91E+01	6410000	79.137
6.42E+06	6420000	8.00E+01	6420000	80.035
6.43E+06	6430000	8.10E+01	6430000	80.972
6.44E+06	6440000	8.10E+01	6440000	81.002
6.45E+06	6450000	8.11E+01	6450000	81.146
6.46E+06	6460000	8.41E+01	6460000	84.093
6.47E+06	6470000	8.53E+01	6470000	85.323
6.48E+06	6480000	8.66E+01	6480000	86.601

alpha è il fattore incrementale; Fb è il taglio alla base nei vari incrementi di carico; dc è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo; F\* è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale; d\* è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati del sistema a un grado libertà equivalente si ottiene il seguente:

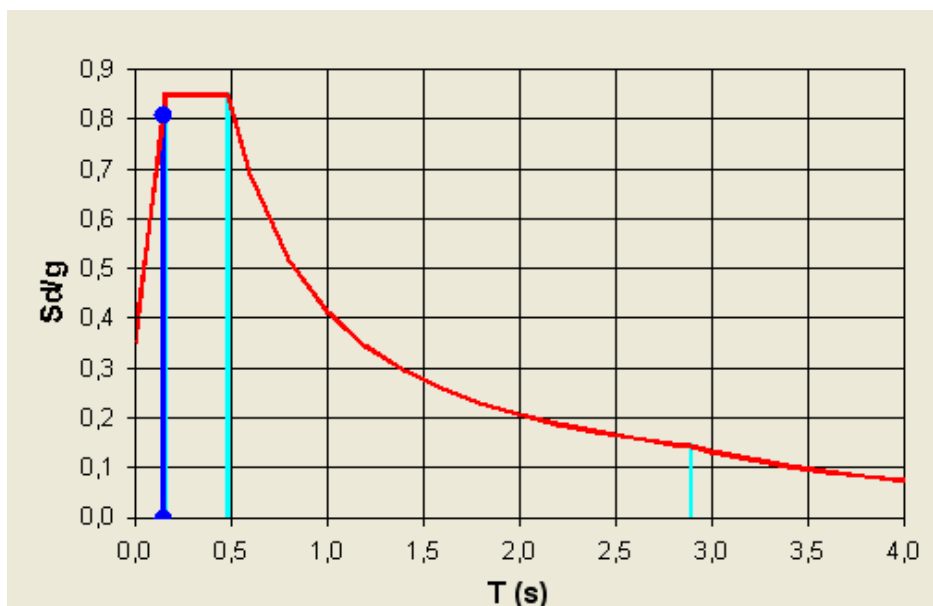


Sostituendo alla curva di pushover una bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.149467861
$m^*$	114
$k^*$	201450.7772

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 7916,67 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 42,02 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 4,47 \cdot 114 / 5950570 = 0,1517$$

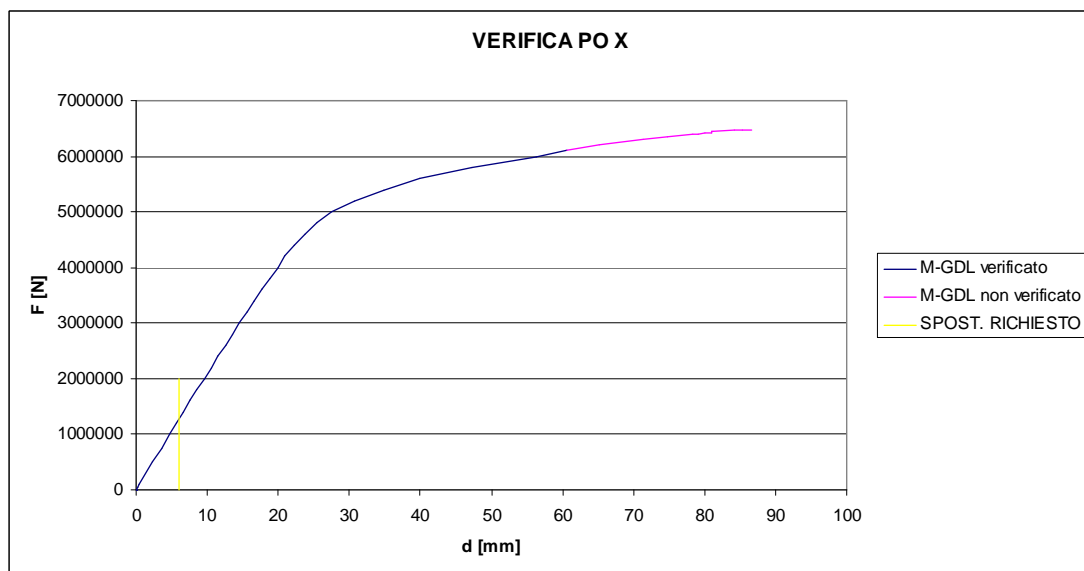
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 4,47 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x (considerando che il fattore di partecipazione è pari a 1) è di 4,47 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 4,47 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli



elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

### 7.2.1.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y

Inizialmente si applica al baricentro una forza di intensità pari a 1 N in direzione y e una coppia pari al prodotto della forza applicata e il 5% della dimensione del lato perpendicolare alla forza. Quindi:

$$C = F * 0,05 * l_1 = 1 * 0,05 * 24100 = 1205 Nmm$$

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

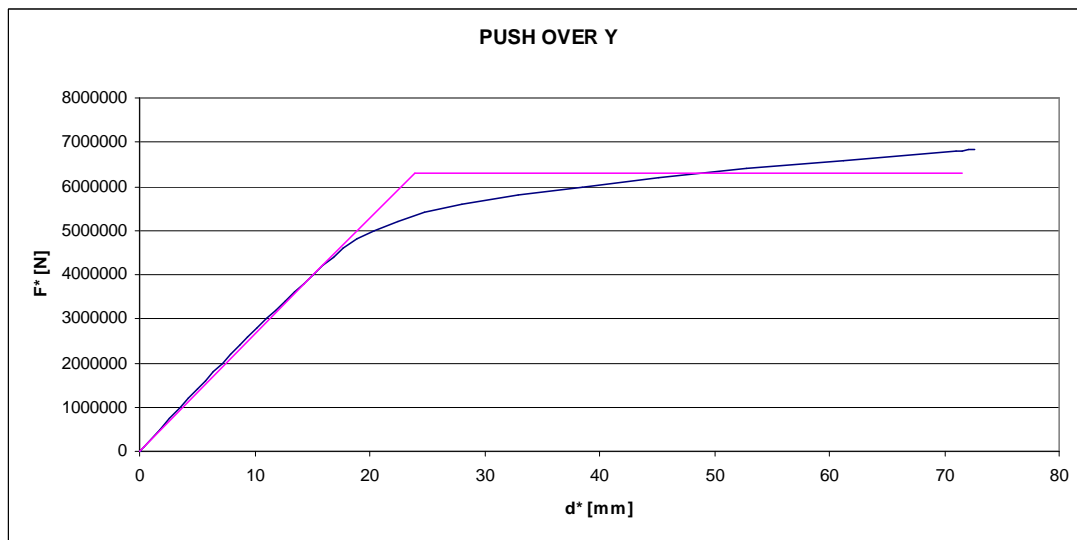
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00	0	1.99E-05	0	0
0.00E+00	0	9.94E-05	0	0.000099418
0.00E+00	0	1.99E-04	0	0.00019896
1.00E+00	1	2.02E-04	1	0.00020249
1.00E+01	10	2.34E-04	10	0.00023422
1.00E+02	100	5.52E-04	100	0.0005515
1.00E+03	1000	3.72E-03	1000	0.0037244
5.00E+03	5000	1.78E-02	5000	0.017826
1.00E+04	10000	3.55E-02	10000	0.035453
5.00E+04	50000	1.76E-01	50000	0.17647
1.00E+05	100000	3.53E-01	100000	0.35274
5.00E+05	500000	1.76E+00	500000	1.7629
7.50E+05	750000	2.64E+00	750000	2.6446
1.00E+06	1000000	3.53E+00	1000000	3.5329
1.20E+06	1200000	4.25E+00	1200000	4.248
1.40E+06	1400000	4.97E+00	1400000	4.9668
1.60E+06	1600000	5.69E+00	1600000	5.6933
1.80E+06	1800000	6.43E+00	1800000	6.4308
2.00E+06	2000000	7.18E+00	2000000	7.1761
2.20E+06	2200000	7.93E+00	2200000	7.9254
2.40E+06	2400000	8.68E+00	2400000	8.6825
2.60E+06	2600000	9.45E+00	2600000	9.4513
2.80E+06	2800000	1.02E+01	2800000	10.23
3.00E+06	3000000	1.10E+01	3000000	11.023
3.20E+06	3200000	1.18E+01	3200000	11.827
3.40E+06	3400000	1.26E+01	3400000	12.641
3.60E+06	3600000	1.35E+01	3600000	13.464
3.80E+06	3800000	1.43E+01	3800000	14.292
4.00E+06	4000000	1.51E+01	4000000	15.126
4.20E+06	4200000	1.60E+01	4200000	15.971
4.40E+06	4400000	1.68E+01	4400000	16.833
4.60E+06	4600000	1.77E+01	4600000	17.743
4.80E+06	4800000	1.89E+01	4800000	18.91
5.00E+06	5000000	2.05E+01	5000000	20.453
5.20E+06	5200000	2.24E+01	5200000	22.413
5.40E+06	5400000	2.47E+01	5400000	24.732

5.60E+06	5600000	2.80E+01	5600000	28.026
5.80E+06	5800000	3.29E+01	5800000	32.939
6.00E+06	6000000	3.86E+01	6000000	38.554
6.20E+06	6200000	4.52E+01	6200000	45.175
6.40E+06	6400000	5.28E+01	6400000	52.811
6.60E+06	6600000	6.12E+01	6600000	61.213
6.80E+06	6800000	7.11E+01	6800000	71.058
6.81E+06	6810000	7.16E+01	6810000	71.576
6.82E+06	6820000	7.21E+01	6820000	72.094
6.83E+06	6830000	7.26E+01	6830000	72.618

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati del sistema a un grado libertà equivalente si ottiene il seguente:



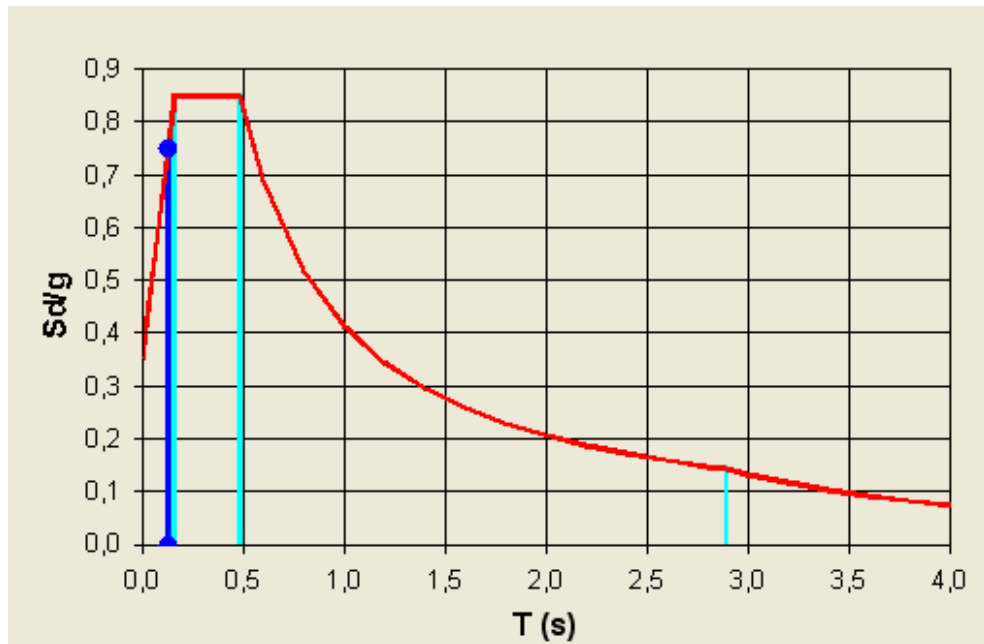
Sostituendo alla curva di pushover una bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.130470452
$m^*$	114
$k^*$	264387.0968

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del

sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 7347,69 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 48,15 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 3,168 \cdot 114 / 6314230 = 0,1327$$

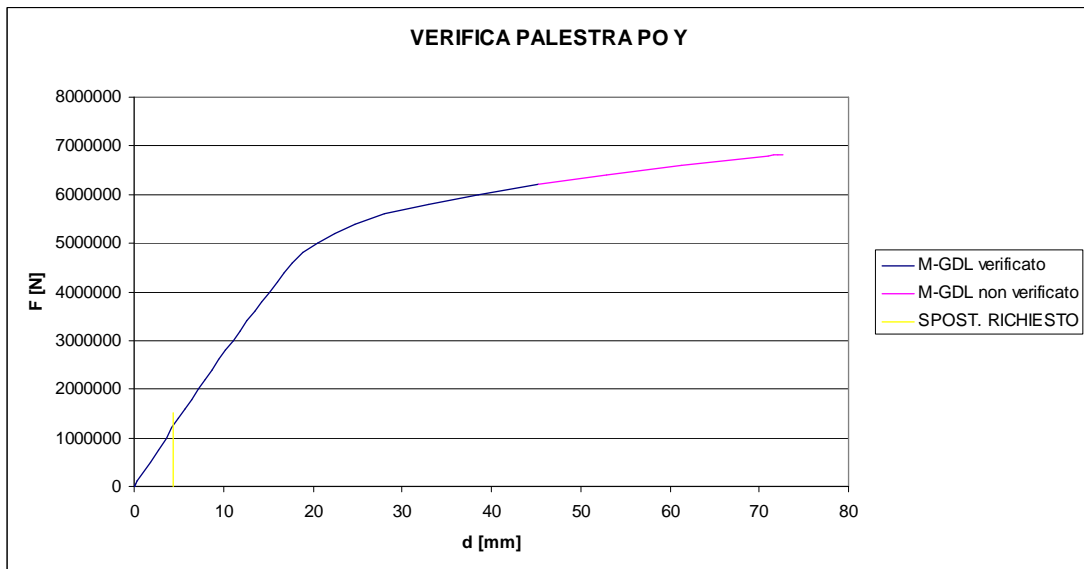
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 3,168 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y (considerando che il fattore di partecipazione è pari a 1) è di 3,17 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 3,18 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

### 7.2.2 BLOCCO PALESTRA CON SOLAIO NON INFINITAMENTE RIGIDO

Per tenere in considerazione della deformabilità spaziale della struttura sotto l'azione del moto sismico, si è considerata una distribuzione di forze proporzionale al prodotto della massa e la deformazione prodotta dal principale modo di vibrare per ogni nodo del modello strutturale.

Fondamentale per questo tipo di analisi è rimuovere l'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel piano, ma modellarlo con la sua effettiva rigidezza. In questo caso si è assunto piastre di spessore di 50,0 mm in calcestruzzo di medie proprietà meccaniche (paragrafo 7.1.2).

Il blocco "palestra" è una struttura regolare in pianta e in altezza. Questo comporta che i modi principali traslazionali per le due direzioni siano i primi due e siano disaccoppiati. Il primo modo è relativo alla direzione x (lato lungo), il secondo a quella y (lato corto).

I risultati dell'analisi si frequenza naturale sono:

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.5150E+00	1.6798E+02	2.8147E+05	88.451	0.000	0.000
2	7.1884E+00	1.6065E+02	3.2773E+05	0.000	87.513	0.000

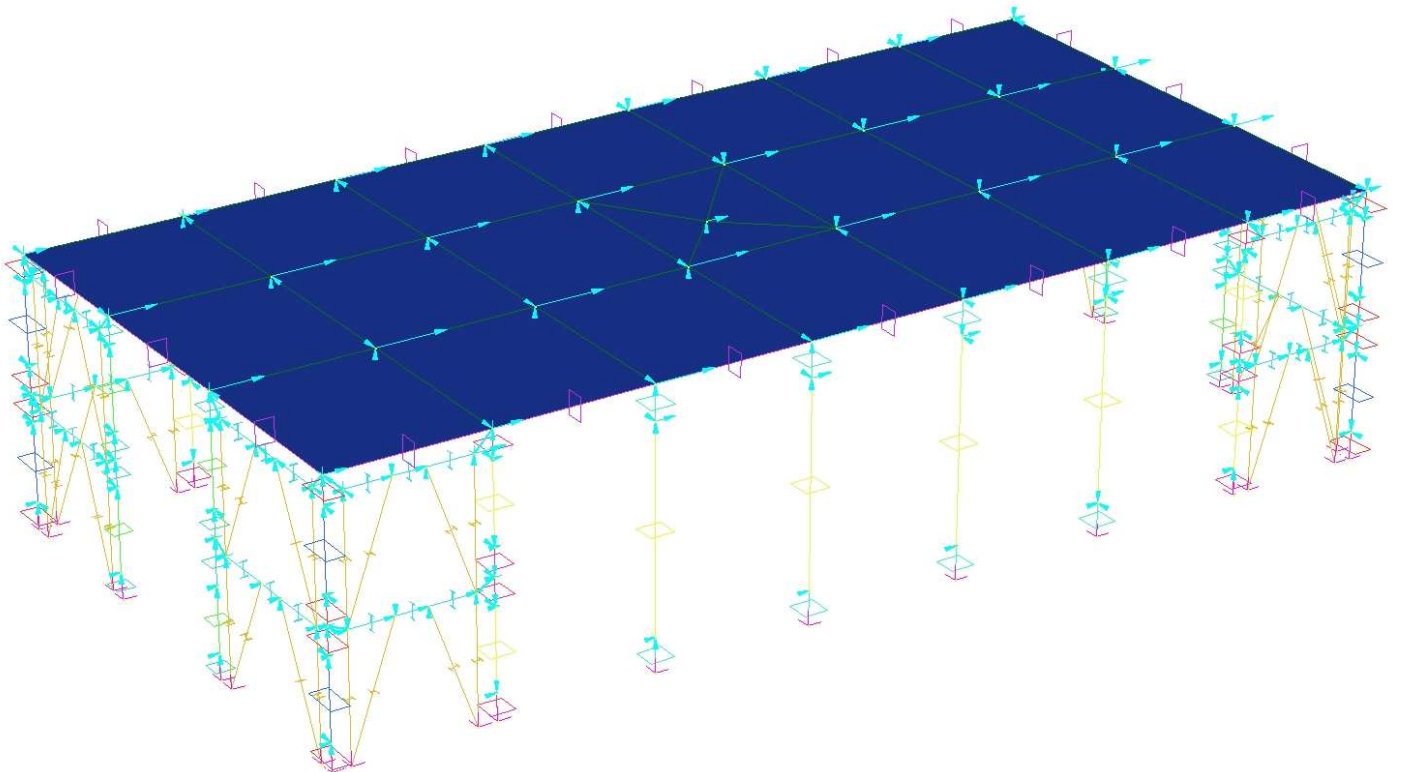
La struttura è a un solo piano; questo comporta che il fattore di partecipazione del principale modo di vibrare è pari a 1.

Quindi la curva di pushover  $F^*-d^*$  del sistema equivalente a 1 grado di libertà coincide con quella del sistema multi grado di libertà.

La massa considerata è pari a:

$$m = m^* = G_1 + G_2 + 0,6 * Q = 154ton$$

Si riporta il modello strutturale per l'analisi pushover in direzione x.



### 7.2.2.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il primo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal primo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 13,59 N.

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

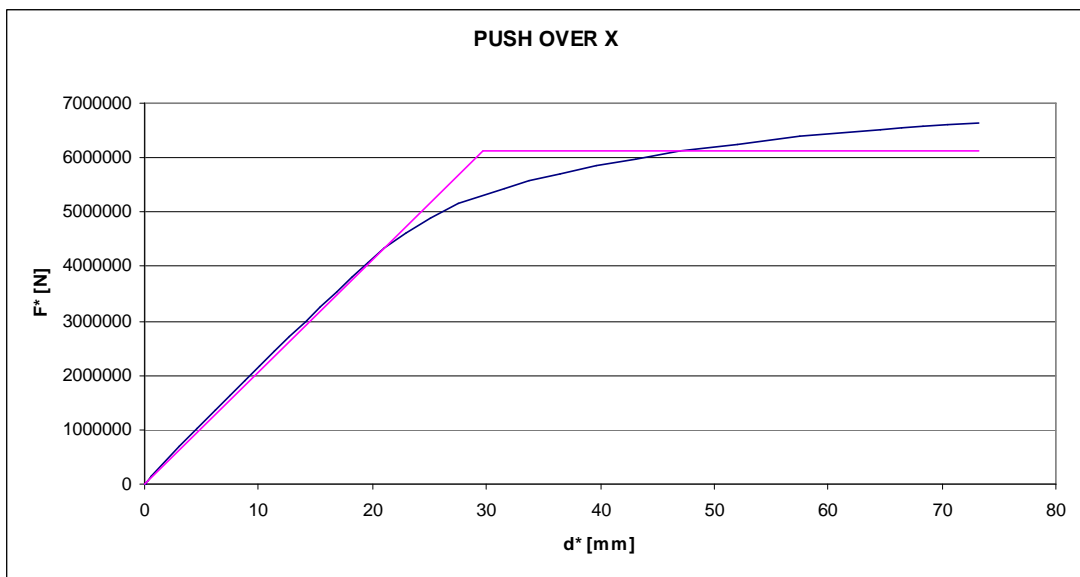
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*	
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0.1	1.359	0	1.359	0	0
1	13.59	0	13.59	0	0
10	135.9	0.0003	135.9	0.0003	0.0003
50	679.5	0.0028	679.5	0.0028	0.0028
100	1359	0.0058	1359	0.0058	0.0058
500	6795	0.0306	6795	0.0306	0.0306
1000	13590	0.0615	13590	0.0615	0.0615
5000	67950	0.309	67950	0.309	0.309
10000	135900	0.6183	135900	0.6183	0.6183
50000	679500	3.0926	679500	3.0926	3.0926
75000	1019250	4.6433	1019250	4.6433	4.6433
100000	1359000	6.2124	1359000	6.2124	6.2124
120000	1630800	7.4902	1630800	7.4902	7.4902
140000	1902600	8.7886	1902600	8.7886	8.7886
160000	2174400	10.0966	2174400	10.0966	10.0966
180000	2446200	11.4163	2446200	11.4163	11.4163
200000	2718000	12.7417	2718000	12.7417	12.7417
220000	2989800	14.0838	2989800	14.0838	14.0838
240000	3261600	15.4455	3261600	15.4455	15.4455
260000	3533400	16.817	3533400	16.817	16.817
280000	3805200	18.2189	3805200	18.2189	18.2189
300000	4077000	19.6424	4077000	19.6424	19.6424
320000	4348800	21.0963	4348800	21.0963	21.0963
340000	4620600	22.8929	4620600	22.8929	22.8929
360000	4892400	25.034	4892400	25.034	25.034
380000	5164200	27.5167	5164200	27.5167	27.5167
400000	5436000	31.5857	5436000	31.5857	31.5857
410000	5571900	33.7549	5571900	33.7549	33.7549

420000	5707800	36.4012	5707800	36.4012
430000	5843700	39.5717	5843700	39.5717
440000	5979600	43.0851	5979600	43.0851
450000	6115500	47.0128	6115500	47.0128
460000	6251400	51.9669	6251400	51.9669
470000	6387300	57.5848	6387300	57.5848
480000	6523200	64.6477	6523200	64.6477
482000	6550380	66.4244	6550380	66.4244
484000	6577560	68.3873	6577560	68.3873
486000	6604740	70.5213	6604740	70.5213
488000	6631920	73.2421	6631920	73.2421

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati del sistema a un grado libertà equivalente si ottiene il seguente:

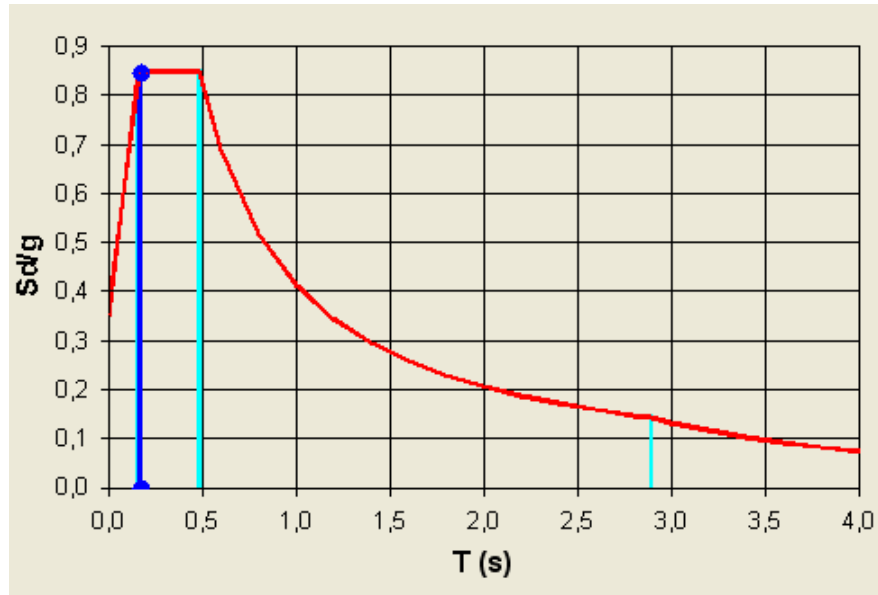


Sostituendo alla curva di pushover una bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.171721083
$m^*$	154
$k^*$	206173.6788

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 36,59 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,209$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 6,206 \text{ mm}$$

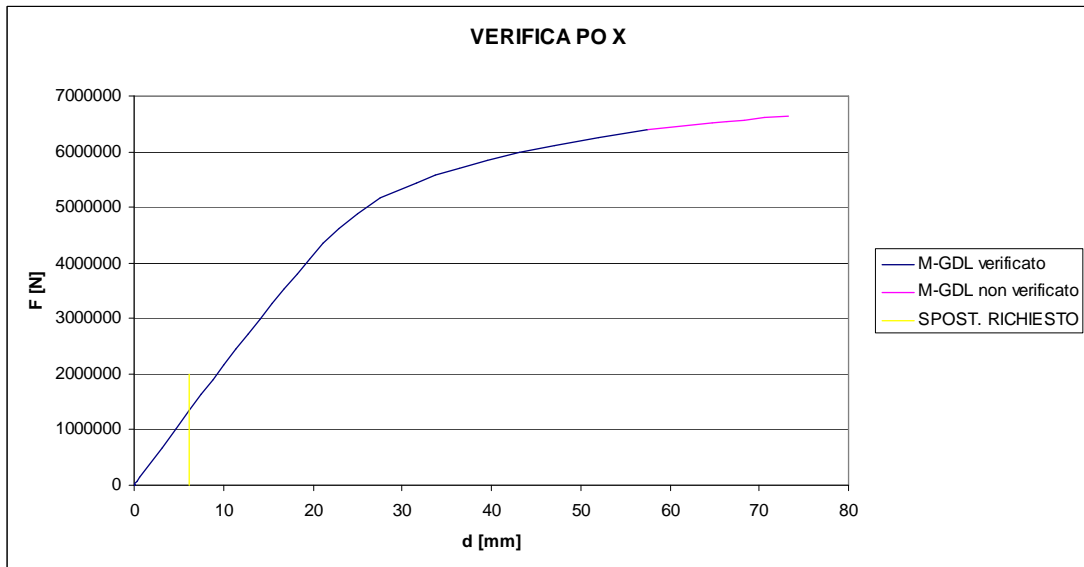
Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x (considerando che il fattore di partecipazione è pari a 1) è di 6,206 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.





Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 6,206 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

#### 7.2.2.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il secondo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal secondo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 13,4 N.

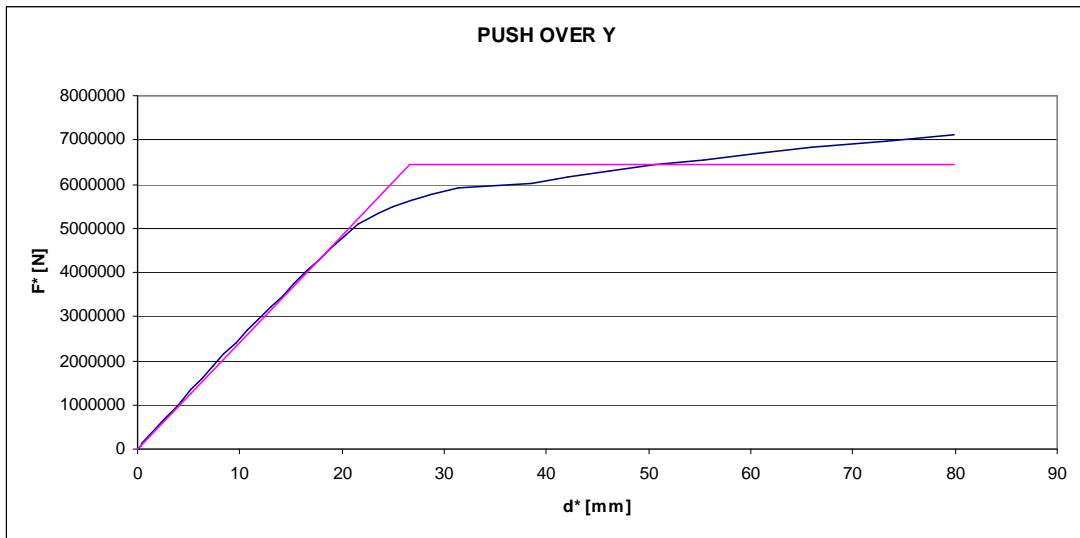
Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00		0	0	0
0.00E+00		0	0.0001	0
0.00E+00		0	0.0002	0
1.00E-01		1.34	0.0002	1.34
1.00E+00		13.4	0.0002	13.4
1.00E+01		134	0.0007	134
5.00E+01		670	0.0028	670
1.00E+02		1340	0.0054	1340
5.00E+02		6700	0.0262	6700
1.00E+03		13400	0.0522	13400
5.00E+03		67000	0.2603	67000
1.00E+04		134000	0.5205	134000
5.00E+04		670000	2.6016	670000
7.50E+04		1005000	3.9077	1005000
1.00E+05		1340000	5.2239	1340000
1.20E+05		1608000	6.2893	1608000
1.40E+05		1876000	7.372	1876000
1.60E+05		2144000	8.4691	2144000
1.80E+05		2412000	9.5769	2412000
2.00E+05		2680000	10.6956	2680000
2.20E+05		2948000	11.8397	2948000
2.40E+05		3216000	12.9997	3216000
2.60E+05		3484000	14.1652	3484000
2.80E+05		3752000	15.3536	3752000
3.00E+05		4020000	16.556	4020000
3.20E+05		4288000	17.7671	4288000
3.40E+05		4556000	18.9957	4556000
3.60E+05		4824000	20.2549	4824000
3.80E+05		5092000	21.613	5092000
4.00E+05		5360000	23.5286	5360000
4.10E+05		5494000	24.901	5494000
4.20E+05		5628000	26.7867	5628000
4.30E+05		5762000	28.822	5762000
4.40E+05		5896000	31.3834	5896000
4.50E+05		6030000	38.5313	6030000
4.60E+05		6164000	42.0553	6164000
4.70E+05		6298000	46.2275	6298000
4.80E+05		6432000	50.593	6432000
4.90E+05		6566000	55.3342	6566000
5.00E+05		6700000	60.4823	6700000
5.10E+05		6834000	65.9152	6834000
5.20E+05		6968000	73.2572	6968000
5.30E+05		7102000	79.8849	7102000

alpha è il fattore incrementale; Fb è il taglio alla base nei vari incrementi di carico; dc è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo; F\* è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale; d\* è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati del sistema a un grado libertà equivalente si ottiene il seguente:

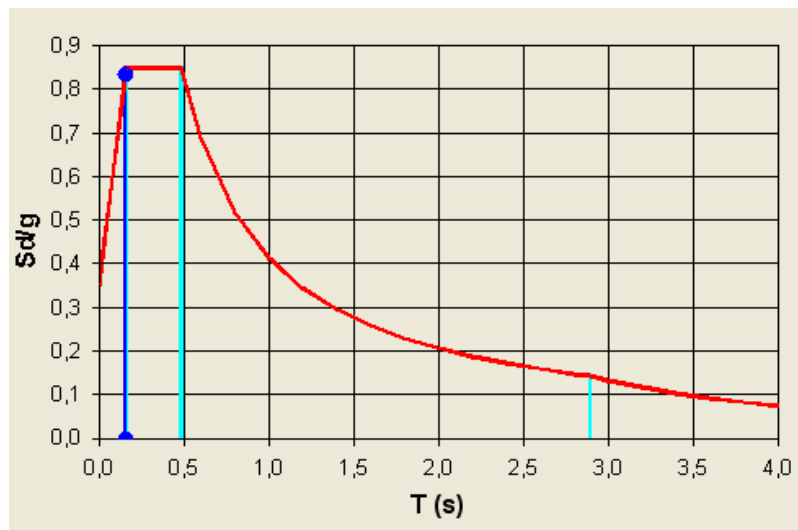


Sostituendo alla curva di pushover una bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.158463996
$m^*$	154
$k^*$	242113.6364

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8191,35 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 39,65 \text{ rad / s}$$

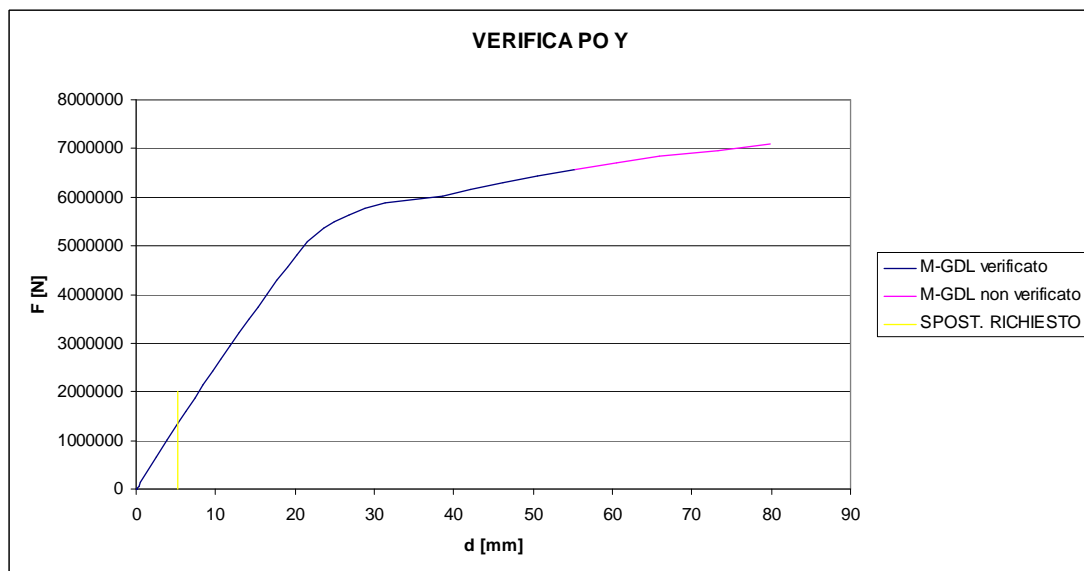
$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,196$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 5,21 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x (considerando che il fattore di partecipazione è pari a 1) è di 6,206 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura. Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 5,21 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

### 7.2.3 BLOCCO TEATRO CON SOLAI INFINITAMENTE RIGIDI

Si analizza il blocco strutturale “teatro” assumendo l’ipotesi di solai infinitamente rigidi.

A questo scopo si modella la struttura sul software Straus7 collegando i baricentri dei solai con i nodi facenti parte del solaio con elementi “rigid link”.

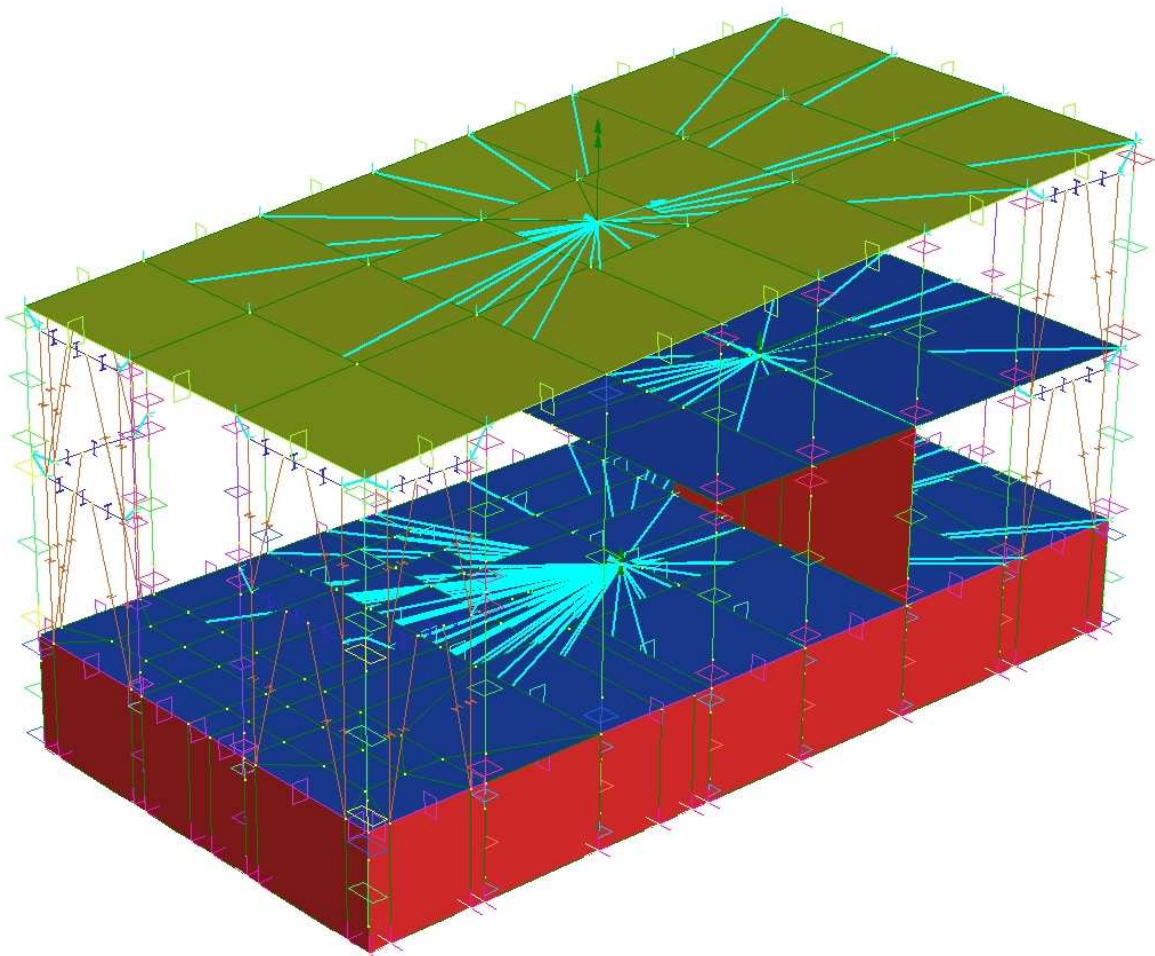
I risultati dell’analisi si frequenza naturale sono:

#### MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.2489E+00	1.7855E+02	1.9420E+05	0.179	40.454	0.000
2	5.9317E+00	1.2436E+02	1.7275E+05	39.439	0.126	0.000

Come si può notare il modo principale per l’analisi pushover in direzione x è il secondo e per l’analisi in direzione y è il primo.

L’asse x è parallelo al lato corto, mentre l’asse y è parallelo al quello lungo.



### 7.2.3.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X, FORZE PROPORZIONALI ALLA MASSA

Si vuole applicare ai baricentri dei tre piani forze proporzionali alla massa afferente al singolo solaio.

Nella seguente tabella sono riassunte le forze di pushover inizialmente applicate, decidendo priori di voler un taglio alla base pari a 100,0 kN. Mz è la coppia applicata ai baricentri dei solai pari al prodotto della forza e il 5% della dimensione del lato perpendicolare alla forza.

La massa ha dimensione di tonnellate, le forze in Newton e le coppie in Newtonmillimetri.

PIANO	MASSA	MASSA/TOT	FORZA LATERALE A PIANO	Mz
piano terra	284.8	0.571497371	57149.73713	65722197.7
piano primo	105.9	0.212505518	21250.55183	24438134.61
piano copertura	107.64	0.21599711	21599.71104	24839667.7
<b>SOMMA=</b>	<b>498.34</b>		<b>100000</b> (=100 kN)	

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal secondo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 2° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00276	0.038988558	284.8	11.10394123	0.432926654
piano primo	0.00564	0.07967227	105.9	8.437293403	0.672218319
piano copertura	0.07079	1	107.64	107.64	107.64
		<b>r =</b>	<b>1.16953483</b>	<b>127.1812346</b>	<b>108.745145</b>

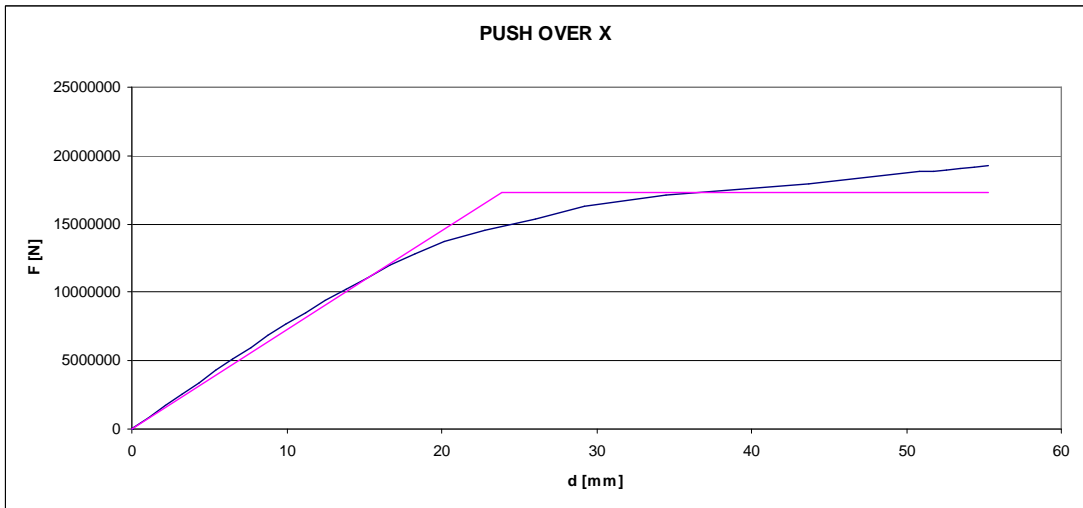
Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00	0	-8.39E-04	0	0
0.00E+00	0	-4.19E-03	0	-0.0035858
0.00E+00	0	-8.38E-03	0	-0.00716484
1.00E-05	1	-8.34E-03	0.855044334	-0.00713432
1.00E-04	10	-8.32E-03	8.55044334	-0.00711653
1.00E-03	100	-8.21E-03	85.5044334	-0.00701692
1.00E-02	1000	-7.07E-03	855.044334	-0.0060414
0.1	10000	4.34E-03	8550.44334	0.003707301
1	100000	0.1183	85504.4334	0.101151745
10	1000000	1.2585	855044.334	1.076073294
20	2000000	2.5244	1710088.668	2.158473917
30	3000000	3.7899	2565133.002	3.240532522
40	4000000	5.0612	3420177.336	4.327550383
50	5000000	6.349	4275221.67	5.428676477
60	6000000	7.6459	5130266.004	6.537583474
70	7000000	8.9524	5985310.338	7.654698896
80	8000000	10.2635	6840354.672	8.775747523
90	9000000	11.6479	7695399.006	9.959470899
100	10000000	13.0962	8550443.34	11.19783161
110	11000000	14.6372	9405487.675	12.51545493
120	12000000	16.209	10260532.01	13.85941361
130	13000000	17.7993	11115576.34	15.21919062
140	14000000	19.5039	11970620.68	16.67669919
150	15000000	21.4181	12825665.01	18.31342505
160	16000000	23.6088	13680709.34	20.18657067
170	17000000	26.7026	14535753.68	22.83190683
180	18000000	30.4444	15390798.01	26.03131172
190	19000000	34.1757	16245842.35	29.22173865
200	20000000	40.3746	17100886.68	34.52207297
210	21000000	51.1381	17955931.02	43.72534266
220	22000000	59.5088	18810975.35	50.88266227
221	22100000	60.5109	18896479.78	51.73950219
222	22200000	61.5243	18981984.22	52.60600412
223	22300000	62.5508	19067488.65	53.48370713
224	22400000	63.5865	19152993.08	54.36927655
225	22500000	64.6365	19238497.52	55.2670731

alpha è il fattore incrementale; Fb è il taglio alla base nei vari incrementi di carico; dc è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo; F\* è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale; d\* è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati del sistema a un grado libertà equivalente si ottiene il seguente:

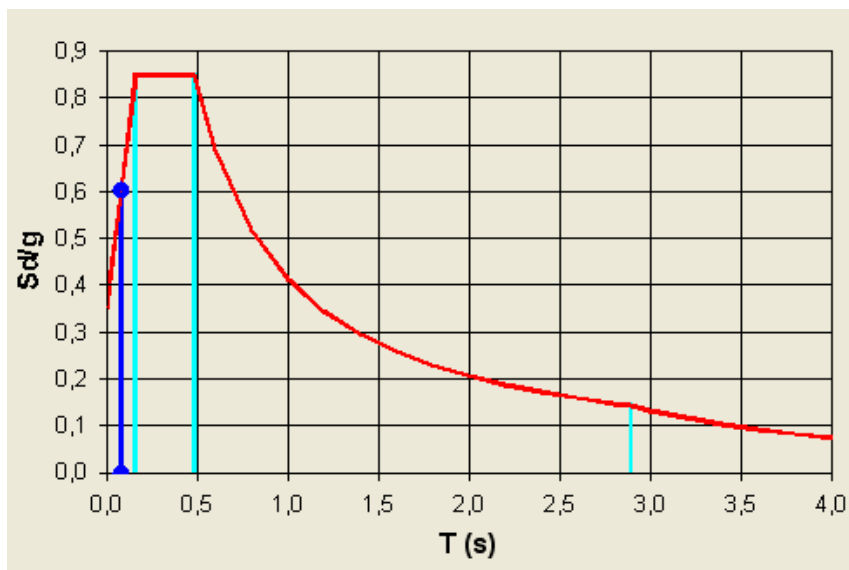


Sostituendo alla curva di pushover una bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.083162328
$m^*$	127.18
$k^*$	725981.0383

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.





Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 5944,86 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 75,55 \text{ rad} / s$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,0436$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 1,04 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 1,218 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Lo spostamento richiesto è molto basso quindi la struttura è verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 1,218 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

#### 7.2.3.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y, FORZE PROPORZIONALI ALLA MASSA

Si vuole applicare ai baricentri dei tre piani forze proporzionali alla massa afferente al singolo solaio.

Nella seguente tabella sono riassunte le forze di pushover inizialmente applicate, decidendo priori di voler un taglio alla base pari a 100,0 kN.  $M_z$  è la coppia applicata ai baricentri dei solai pari al prodotto della forza e il 5% della dimensione del lato perpendicolare alla forza.

La massa ha dimensione di tonnellate, le forze in Newton e le coppie in Newtonmillimetri.

PIANO	MASSA	MASSA/TOT	FORZA LATERALE A PIANO	Mz
piano terra	284.8	0.571497371	57149.73713	33432596.22
piano primo	105.9	0.212505518	21250.55183	12431572.82
piano copertura	107.64	0.21599711	21599.71104	12635830.96
<b>SOMMA=</b>	<b>498.34</b>		<b>100000</b>	<b>(=100 kN)</b>

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 2° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00104	0.014404432	284.8	4.102382271	0.059092487
piano primo	0.00832	0.115235457	105.9	12.2034349	1.406268399
piano copertura	0.0722	1	107.64	107.64	107.64
		<b>r=</b>	<b>1.136019497</b>	<b>123.9458172</b>	<b>109.1053609</b>

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

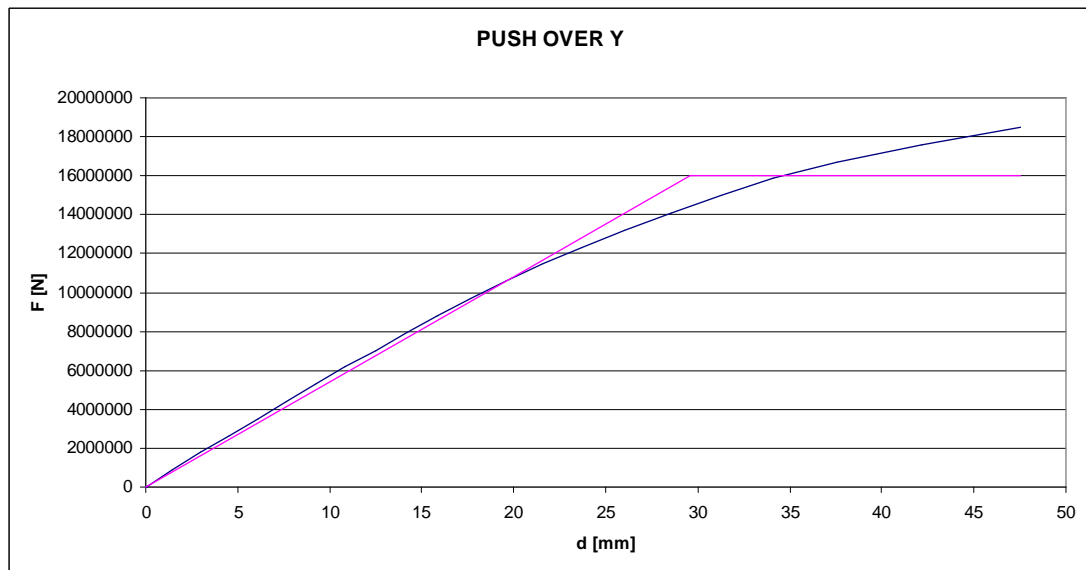
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00		0	-8.39E-04	0
0.00E+00		0	-4.19E-03	0
0.00E+00		0	-8.38E-03	0
1.00E-05		1	-8.34E-03	0.855044334
1.00E-04		10	-8.32E-03	8.55044334
1.00E-03		100	-8.21E-03	85.5044334
1.00E-02		1000	-7.07E-03	855.044334
0.1		10000	4.34E-03	8550.44334
1		100000	0.1183	85504.4334
10		1000000	1.2585	855044.334
20		2000000	2.5244	1710088.668
30		3000000	3.7899	2565133.002
40		4000000	5.0612	3420177.336
50		5000000	6.349	4275221.67
60		6000000	7.6459	5130266.004
70		7000000	8.9524	5985310.338
80		8000000	10.2635	6840354.672
90		9000000	11.6479	7695399.006
100		10000000	13.0962	8550443.34
110		11000000	14.6372	9405487.675
120		12000000	16.209	10260532.01

130	13000000	17.7993	11115576.34	15.21919062
140	14000000	19.5039	11970620.68	16.67669919
150	15000000	21.4181	12825665.01	18.31342505
160	16000000	23.6088	13680709.34	20.18657067
170	17000000	26.7026	14535753.68	22.83190683
180	18000000	30.4444	15390798.01	26.03131172
190	19000000	34.1757	16245842.35	29.22173865
200	20000000	40.3746	17100886.68	34.52207297
210	21000000	51.1381	17955931.02	43.72534266
220	22000000	59.5088	18810975.35	50.88266227
221	22100000	60.5109	18896479.78	51.73950219
222	22200000	61.5243	18981984.22	52.60600412
223	22300000	62.5508	19067488.65	53.48370713
224	22400000	63.5865	19152993.08	54.36927655
225	22500000	64.6365	19238497.52	55.2670731

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati del sistema a un grado libertà equivalente si ottiene il seguente:



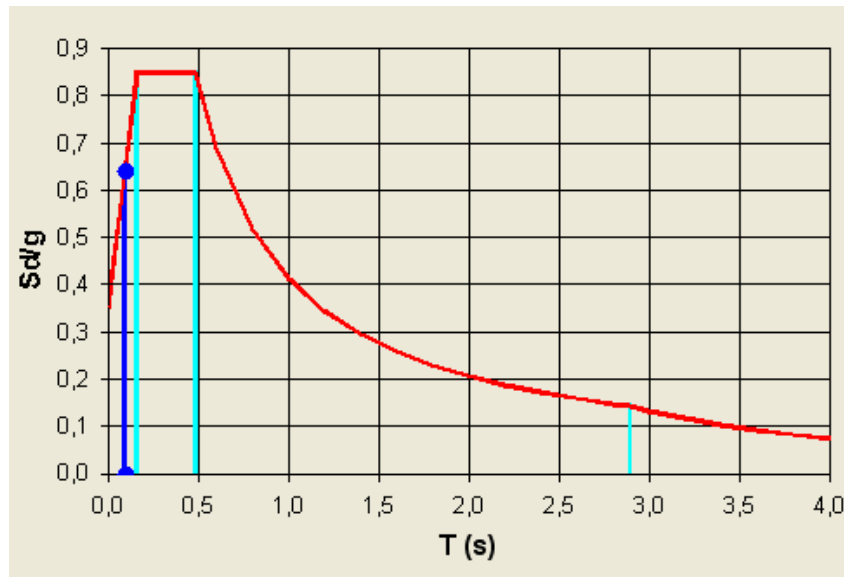
Sostituendo alla curva di pushover una bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$
0.095099219

$m^*$	123.946
$k^*$	541051.1852

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 6298,02 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 66,07 \text{ rad} / s$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,0488$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 1,443 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 1,639 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Lo spostamento richiesto è molto basso quindi la struttura è verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 1,639 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

### 7.2.3.3 PUSHOVER IN DIREZIONE X, FORZE PROPORZIONALI AL 2° MODO PROPRIO DI VIBRARE

Si vuole applicare ai baricentri dei tre piani forze proporzionali al secondo modo di vibrare.

Essendo la struttura non regolare in pianta e in altezza i modi di vibrare non sono disaccoppiati e gli spostamenti dei baricentri dei solai ha componenti rilevanti in tutte le due direzioni. Quindi sul baricentro si applicheranno forze in direzione x, in direzione y (ricavata come il prodotto della forza in x e il rapporto dello spostamento in direzione x con quello in y) e una coppia che simula l'eccentricità accidentali sella struttura.

Gli spostamenti dei baricentri del secondo modo proprio di vibrare sono:

piano terra	dx = 2.76E-3	dy = 152.37E-6
piano primo	dx = 5.64E-3	dy = 1.86E-3
piano copertura	dx = 70.79E-3	dy = 3.85E-3

Nella seguente tabella sono riassunte le forze di pushover inizialmente applicate, decidendo a priori di voler un taglio alla base in direzione x pari a 100,0 kN. Mz è la coppia applicata ai baricentri dei solai pari al prodotto della forza e il 5% della dimensione del lato perpendicolare alla forza.

La massa ha dimensione di tonnellate, le forze in Newton e le coppie in Newtonmillimetri.

	SPOST. 2°	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M * GAM / SOM	Fx	Mz	Fy
PIANO piano terra	0.00276	0.038988558	284.8	11.10394123	0.087308016	8730.801573	10040421.8	481.997187
piano primo	0.00564	0.07967227	105.9	8.437293403	0.06634071	6634.070999	7629181.65	2187.83193
piano copertura	0.07079	1	107.64	107.64	0.846351274	84635.12743	97330396.5	4602.98405
			SOMMA	127.1812346		100000		

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal secondo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 2° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00276	0.038988558	284.8	11.10394123	0.432926654
piano primo	0.00564	0.07967227	105.9	8.437293403	0.672218319
piano copertura	0.07079	1	107.64	107.64	107.64
r =			1.16953483	127.1812346	108.745145

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

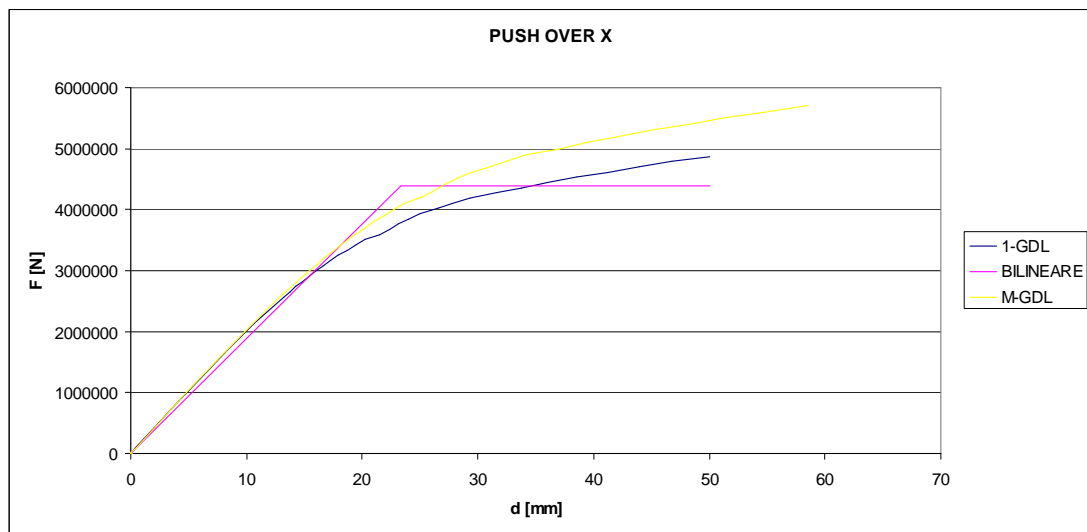
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0
1.00E-05	1	0.00E+00	0.855044	0
1.00E-04	10	0.00E+00	8.550443	0
1.00E-03	100	0.00E+00	85.50443	0
1.00E-02	1000	0.00E+00	855.0443	0
0.1	10000	4.02E-02	8550.443	0.034388
1	100000	0.4772	85504.43	0.408027
5	500000	2.4193	427522.2	2.068609
10	1000000	4.8549	855044.3	4.151155
15	1500000	7.339	1282567	6.27517
20	2000000	9.8554	1710089	8.426804
25	2500000	12.5402	2137611	10.72243
30	3000000	15.4639	2565133	13.22232
31	3100000	16.0843	2650637	13.75279
32	3200000	16.7169	2736142	14.29369
33	3300000	17.3623	2821646	14.84554
34	3400000	18.0266	2907151	15.41354
35	3500000	18.7112	2992655	15.99891
36	3600000	19.4355	3078160	16.61821
37	3700000	20.2153	3163664	17.28498
38	3800000	21.0117	3249168	17.96594
39	3900000	21.861	3334673	18.69212
40	4000000	22.731	3420177	19.43601
41	4100000	23.6657	3505682	20.23522
42	4200000	25.1784	3591186	21.52865
43	4300000	26.1091	3676691	22.32444
44	4400000	27.0609	3762195	23.13827
45	4500000	28.0852	3847700	24.01409

46	4600000	29.2176	3933204	24.98234
47	4700000	31.0798	4018708	26.57461
48	4800000	32.5248	4104213	27.81015
49	4900000	34.2525	4189717	29.28741
50	5000000	36.9909	4275222	31.62886
51	5100000	39.4512	4360726	33.73253
52	5200000	42.1708	4446231	36.0579
53	5300000	45.156	4531735	38.61038
54	5400000	48.219	4617239	41.22938
55	5500000	51.415	4702744	43.9621
56	5600000	54.7357	4788248	46.80145
57	5700000	58.5495	4873753	50.06242

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale molteplici gradi di libertà.

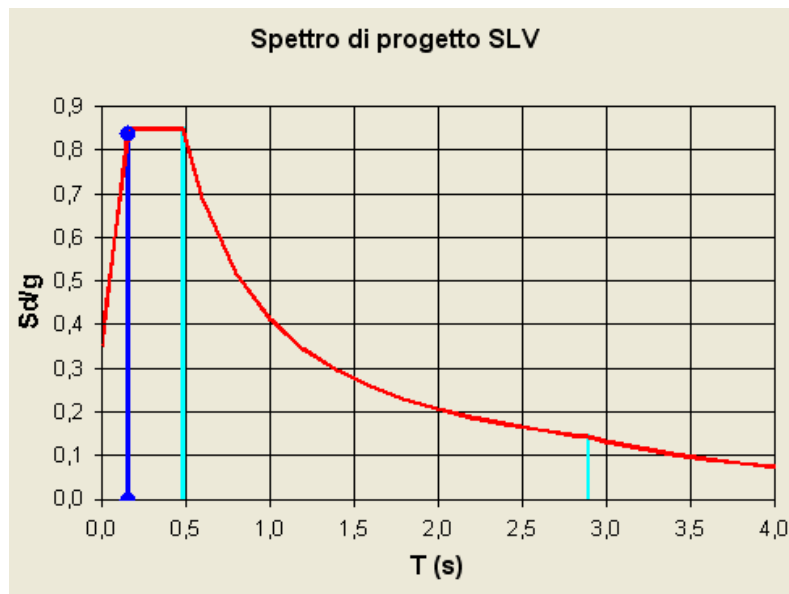
Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	
0.163135229	
$m^*$	
127.18	

$k^*$
188661.395

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi / T^* = 38,52 \text{ rad} / s$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,24$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 5,60 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 6,55 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Lo spostamento richiesto è molto basso quindi la struttura è verificata.



Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 6,55 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

#### 7.2.3.4 PUSHOVER IN DIREZIONE Y, FORZE PROPORZIONALI AL 1° MODO PROPRIO DI VIBRARE

Si vuole applicare ai baricentri dei tre piani forze proporzionali al primo modo di vibrare.

Essendo la struttura non regolare in pianta e in altezza i modi di vibrare non sono disaccoppiati e gli spostamenti dei baricentri dei solai ha componenti rilevanti in tutte le due direzioni. Quindi sul baricentro si applicheranno forze in direzione y, in direzione x (ricavata come il prodotto della forza in y e il rapporto dello spostamento in direzione y con quello in x) e una coppia che simula l'eccentricità accidentali sella struttura.

Gli spostamenti dei baricentri del secondo modo proprio di vibrare sono:

piano terra	dx = 54.81E-6	dy = 1.04E-3
piano primo	dx = 68.43E-6	dy = 8.32E-3
piano copertura	dx = -4.72E-3	dy = 72.20E-3

Nella seguente tabella sono riassunte le forze di pushover inizialmente applicate, decidendo a priori di voler un taglio alla base in direzione y pari a 100,0 kN. Mz è la coppia applicata ai baricentri dei solai pari al prodotto della forza e il 5% della dimensione del lato perpendicolare alla forza.

La massa ha dimensione di tonnellate, le forze in Newton e le coppie in Newtonmillimetri.

	SPOST. 1° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M * GAM / SOM	Fy	Mz	Fx
PIANO piano terra	0.00104	0.014404432	284.8	4.102382271	0.033098191	3309.819052	1936244.15	174.433829
piano primo	0.00832	0.115235457	105.9	12.2034349	0.09845782	9845.781956	5759782.44	80.9791898
piano copertura	0.0722	1	107.64	107.64	0.86844399	86844.39899	50803973.4	567.736237
			SOMMA	123.9458172				

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 2° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00276	0.038988558	284.8	11.10394123	0.432926654
piano primo	0.00564	0.07967227	105.9	8.437293403	0.672218319
piano copertura	0.07079	1	107.64	107.64	107.64
		r =	1.16953483	127.1812346	108.745145

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

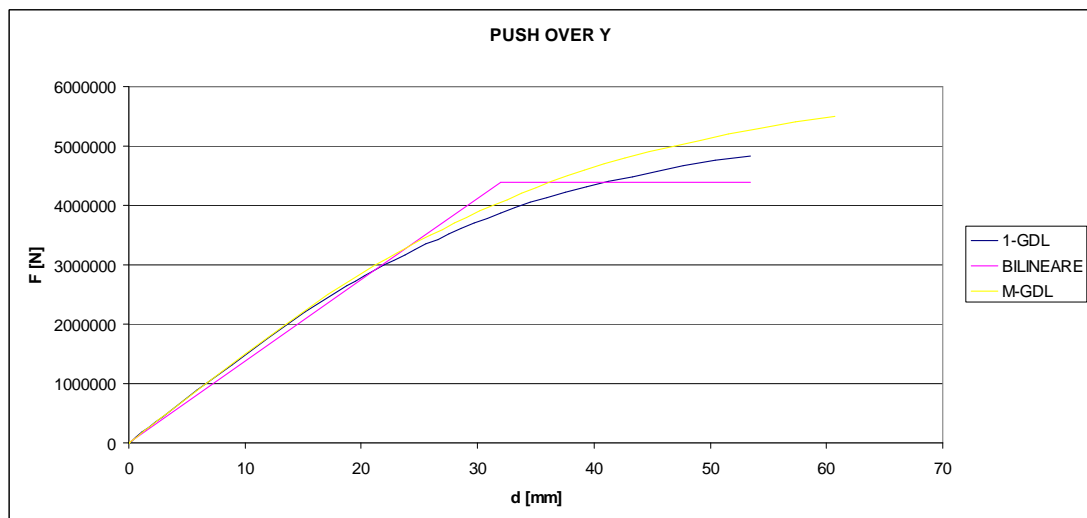
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0
0.00E+00	0	0.00E+00	0	0
1.00E-05	1	0.00E+00	0.880282	0
1.00E-04	10	0.00E+00	8.802817	0
1.00E-03	100	0.00E+00	88.02817	0
1.00E-02	1000	0.00E+00	880.2817	0
0.1	10000	5.38E-02	8802.817	0.047403
1	100000	0.644	88028.17	0.566901
2	200000	1.3034	176056.3	1.147359
3	300000	1.9643	264084.5	1.729137
4	400000	2.6256	352112.7	2.311268
5	500000	3.287	440140.8	2.893486
10	1000000	6.6195	880281.7	5.827025
15	1500000	10.0589	1320423	8.854665
20	2000000	13.5407	1760563	11.91963
25	2500000	17.1678	2200704	15.1125
30	3000000	21.2338	2640845	18.69173
31	3100000	22.1291	2728873	19.47984
32	3200000	23.0403	2816901	20.28195
33	3300000	23.9764	2904930	21.10599
34	3400000	24.945	2992958	21.95863
35	3500000	25.9296	3080986	22.82535
36	3600000	26.9463	3169014	23.72033
37	3700000	27.9896	3257042	24.63873
38	3800000	29.0628	3345070	25.58345
39	3900000	30.1637	3433099	26.55255
40	4000000	31.2939	3521127	27.54745
41	4100000	32.4995	3609155	28.60871

42	4200000	33.7367	3697183	29.6978
43	4300000	35.0084	3785211	30.81725
44	4400000	36.2964	3873239	31.95106
45	4500000	37.6996	3961268	33.18627
46	4600000	39.1782	4049296	34.48785
47	4700000	40.8456	4137324	35.95563
48	4800000	42.6571	4225352	37.55026
49	4900000	44.744	4313380	39.38732
50	5000000	46.9038	4401408	41.28856
51	5100000	49.2083	4489437	43.31717
52	5200000	51.5992	4577465	45.42183
53	5300000	54.182	4665493	47.69542
54	5400000	57.2869	4753521	50.42861
55	5500000	60.7504	4841549	53.47746

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale molteplici gradi di libertà.

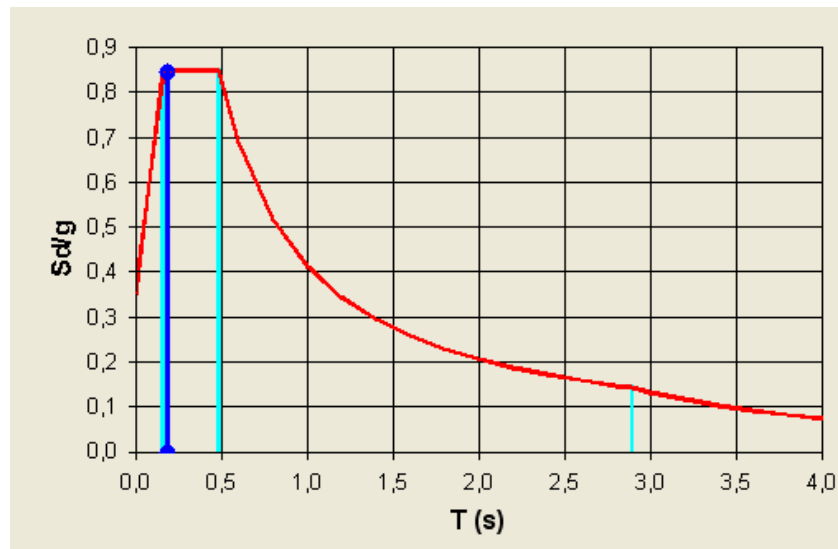
Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$
0.188569929

$m^*$	123.946
$k^*$	137609.1699

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 33,32 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,234$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 7,48 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 8,50 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Lo spostamento richiesto è molto basso quindi la struttura è verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 8,50 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

#### **7.2.4 BLOCCO TEATRO CON SOLAI NON INFINITAMENTE RIGIDI**

Per tenere in considerazione della deformabilità spaziale della struttura sotto l'azione del moto sismico, si è considerata una distribuzione di forze proporzionale al prodotto della massa e la deformazione prodotta dal principale modo di vibrare per ogni nodo del modello strutturale.

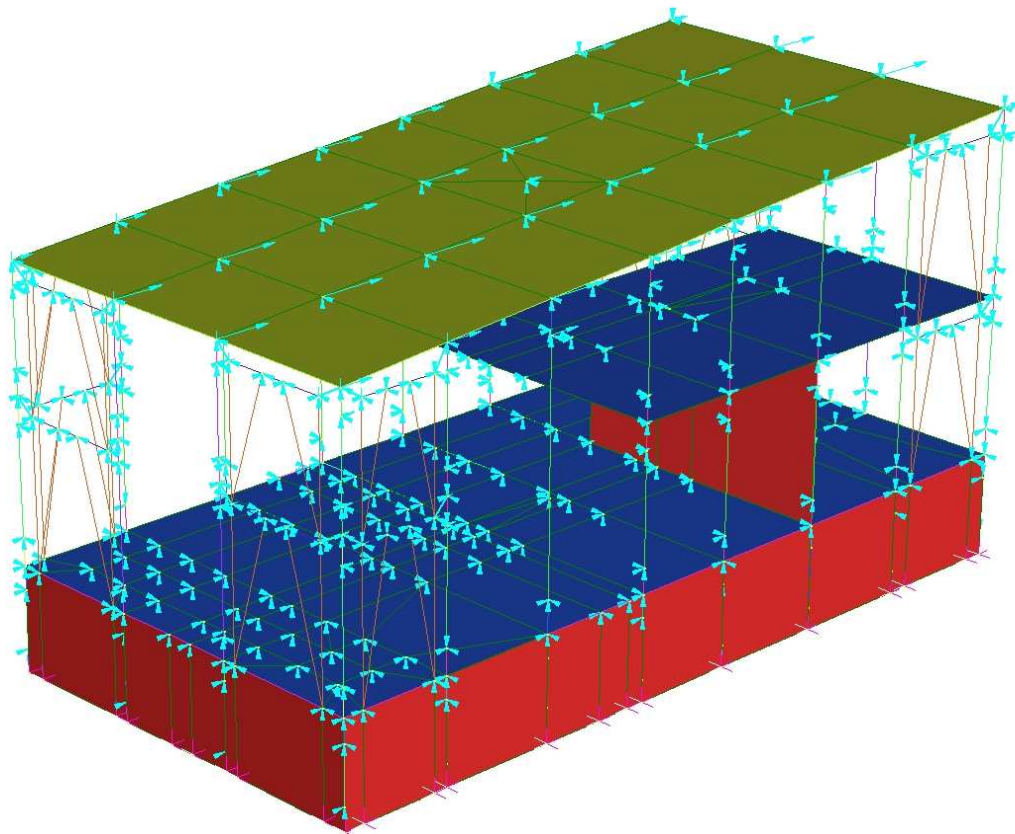
Fondamentale per questo tipo di analisi è rimuovere l'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel piano, ma modellarlo con la sua effettiva rigidezza. In questo caso si è assunto piastre di spessore di 50,0 mm in calcestruzzo di medie proprietà meccaniche (paragrafo 7.1.2).

Il blocco "teatro" è una struttura non regolare in pianta e in altezza. Questo comporta che i modi principali traslazionali per le due direzioni siano comunque i primi due, ma non sono disaccoppiati. Il primo modo è il modo principale lungo la direzione y (parallelo al lato lungo) mentre il secondo è il principale lungo la direzione x (lato corto).

I risultati dell'analisi si frequenza naturale sono:

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.2417E+00	1.7853E+02	1.9365E+05	0.162	33.172	0.000
2	5.9256E+00	1.2615E+02	1.7487E+05	33.030	0.109	0.000

Si riporta il modello strutturale per l'analisi pushover in direzione y.



#### 7.2.4.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il secondo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal secondo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 15,919 N.

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal secondo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 2° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.0028755	0.034640405	284.8	9.865587279	0.341748
piano primo	0.0058645	0.070648115	105.9	7.481635345	0.528563

piano copertura	0.08301	1	107.64	107.64	107.64
		r =	1.151846502	124.9872226	108.5103

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

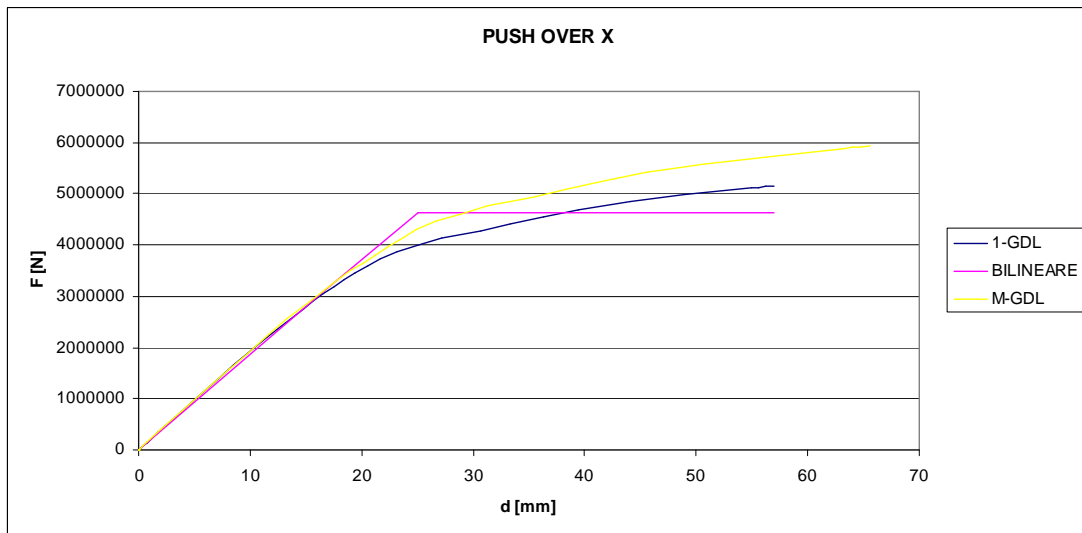
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0.1	1.5919	0	1.381857639	0
1	15.919	0	13.81857639	0
10	159.19	0	138.1857639	0
100	1591.9	0.0026	1381.857639	0.002256944
1000	15919	0.0759	13818.57639	0.065885417
5000	79595	0.4014	69092.88194	0.3484375
10000	159190	0.8084	138185.7639	0.701736111
25000	397975	2.0292	345464.4097	1.761458333
50000	795950	4.0639	690928.8194	3.527690972
75000	1193925	6.1134	1036393.229	5.306770833
100000	1591900	8.1915	1381857.639	7.110677083
120000	1910280	9.8697	1658229.167	8.567447917
140000	2228660	11.565	1934600.694	10.0390625
160000	2547040	13.3216	2210972.222	11.56388889
180000	2865420	15.1557	2487343.75	13.15598958
200000	3183800	17.0676	2763715.278	14.815625
210000	3342990	18.0524	2901901.042	15.67048611
220000	3502180	19.072	3040086.806	16.55555556
230000	3661370	20.1266	3178272.569	17.47100694
240000	3820560	21.2317	3316458.333	18.43029514
250000	3979750	22.3886	3454644.097	19.43454861
260000	4138940	23.6195	3592829.861	20.50303819
270000	4298130	24.9531	3731015.625	21.66067708
280000	4457320	26.723	3869201.389	23.19704861
290000	4616510	28.955	4007387.153	25.13454861
300000	4775700	31.354	4145572.917	27.21701389
310000	4934890	35.2999	4283758.681	30.64227431
320000	5094080	38.4384	4421944.444	33.36666667
330000	5253270	41.7981	4560130.208	36.28307292
340000	5412460	45.4761	4698315.972	39.47578125
350000	5571650	50.7201	4836501.736	44.02786458
360000	5730840	56.3498	4974687.5	48.91475694
370000	5890030	63.2626	5112873.264	54.91545139
371000	5905949	64.03	5126691.84	55.58159722
372000	5921868	64.7975	5140510.417	56.24782986
373000	5937787	65.5722	5154328.993	56.9203125

alpha è il fattore incrementale; Fb è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;

$d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

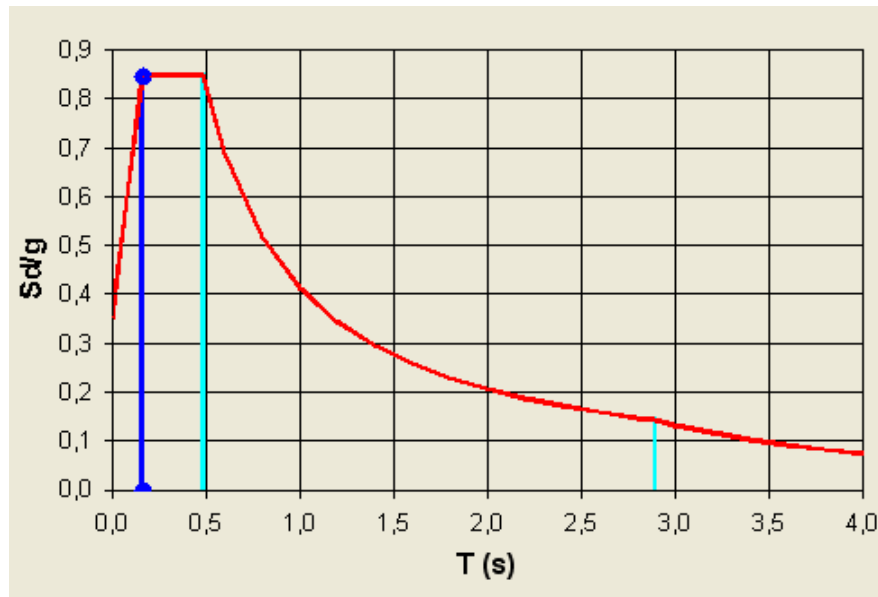
Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.163235286
$m^*$	124.99
$k^*$	185185.4728

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.





Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 38,49 \text{ rad/s}$$

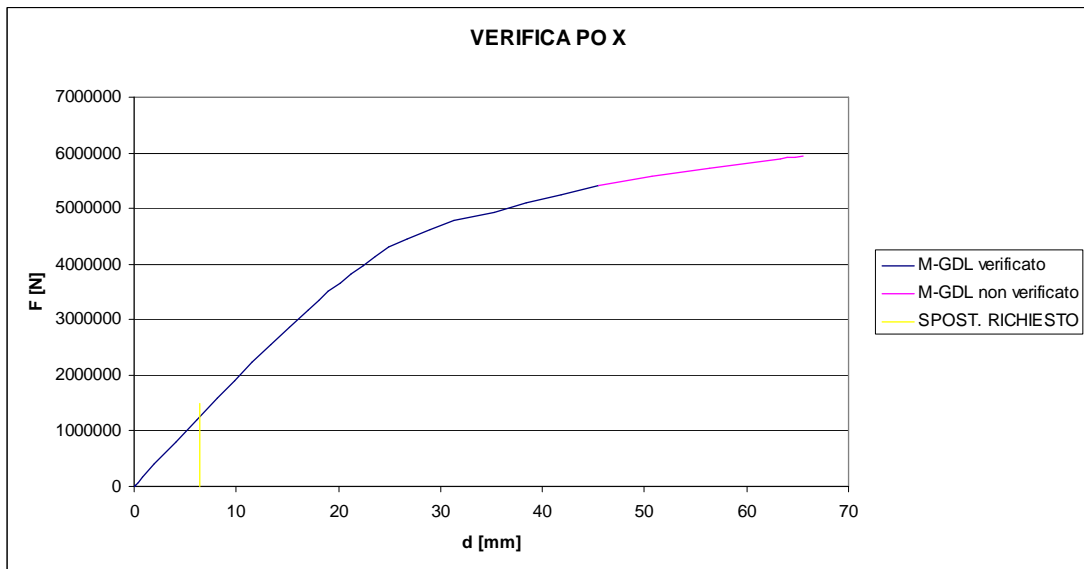
$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,224$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 5,608 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 6,46 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura. Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 6,46 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

#### 7.2.4.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il primo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal primo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 14,95 N.

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 1°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*G AM^2
piano terra	0.001073	0.014894503	284.8	4.24195447	0.0631818
piano primo	0.008578	0.119072737	105.9	12.60980289	1.50148375
piano copertura	0.07204	1	107.64	107.64	107.64

r=            1.139985702            124.4917574 109.204666

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

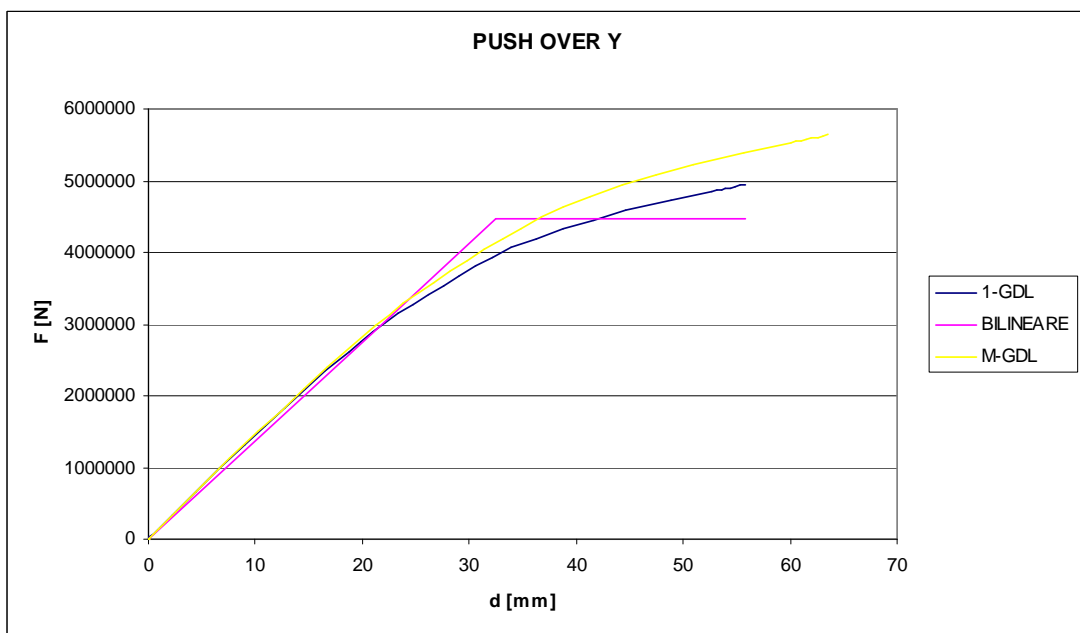
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00		0	0	0
0.00E+00		0	0	0
0.00E+00		0	0	0
1.00E-01	1.49499		0	1.31139474
1.00E+00	14.9499		0	13.1139474
1.00E+01	149.499		0	131.139474
1.00E+02	1494.99		0	1311.39474
1000	14949.9	0.0829	13113.9474	0.072719298
5000	74749.5	0.4876	65569.7368	0.427719298
10000	149499	0.9939	131139.474	0.871842105
25000	373747.5	2.5121	327848.684	2.203596491
50000	747495	5.0461	655697.368	4.426403509
75000	1121242.5	7.635	983546.053	6.697368421
100000	1494990	10.2686	1311394.74	9.00754386
120000	1793988	12.3856	1573673.68	10.8645614
140000	2092986	14.5154	1835952.63	12.73280702
160000	2391984	16.6916	2098231.58	14.64175439
180000	2690982	18.9338	2360510.53	16.60859649
200000	2989980	21.3216	2622789.47	18.70315789
210000	3139479	22.5795	2753928.95	19.80657895
220000	3288978	23.8836	2885068.42	20.95052632
230000	3438477	25.2474	3016207.89	22.14684211
240000	3587976	26.6892	3147347.37	23.41157895
250000	3737475	28.2069	3278486.84	24.74289474
260000	3886974	29.7709	3409626.32	26.11482456
270000	4036473	31.3911	3540765.79	27.53605263
280000	4185972	33.0713	3671905.26	29.00991228
290000	4335471	34.8546	3803044.74	30.57421053
300000	4484970	36.7196	3934184.21	32.21017544
310000	4634469	38.7178	4065323.68	33.96298246
320000	4783968	41.2494	4196463.16	36.18368421
330000	4933467	44.2396	4327602.63	38.80666667
340000	5082966	47.4144	4458742.11	41.59157895
350000	5232465	50.8883	4589881.58	44.63885965
360000	5381964	55.6371	4721021.05	48.80447368
370000	5531463	60.0891	4852160.53	52.70973684
371000	5546412.9	60.5666	4865274.47	53.12859649
372000	5561362.8	61.0469	4878388.42	53.54991228
373000	5576312.7	61.5389	4891502.37	53.98149123

374000	5591262.6	62.0345	4904616.32	54.41622807
375000	5606212.5	62.5327	4917730.26	54.85324561
376000	5621162.4	63.0439	4930844.21	55.30166667
377000	5636112.3	63.566	4943958.16	55.75964912

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



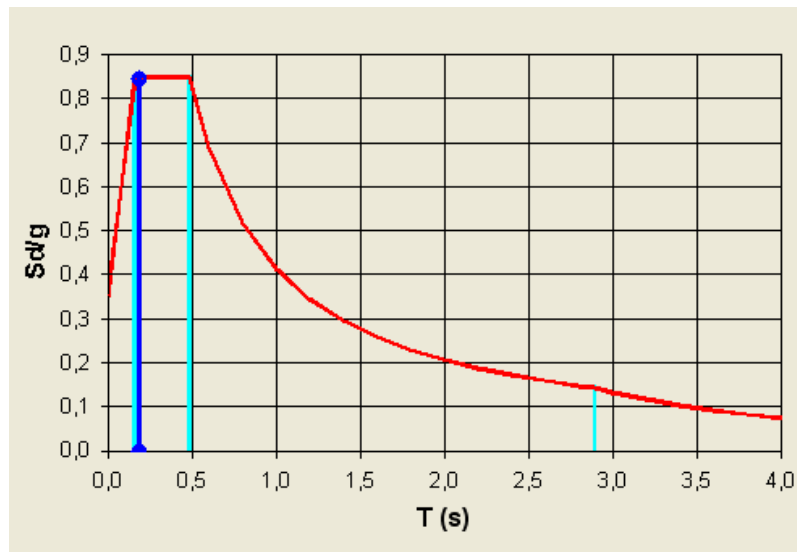
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.189173787
$m^*$	124.49
$k^*$	137332.1711

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 33,21 \text{ rad/s}$$

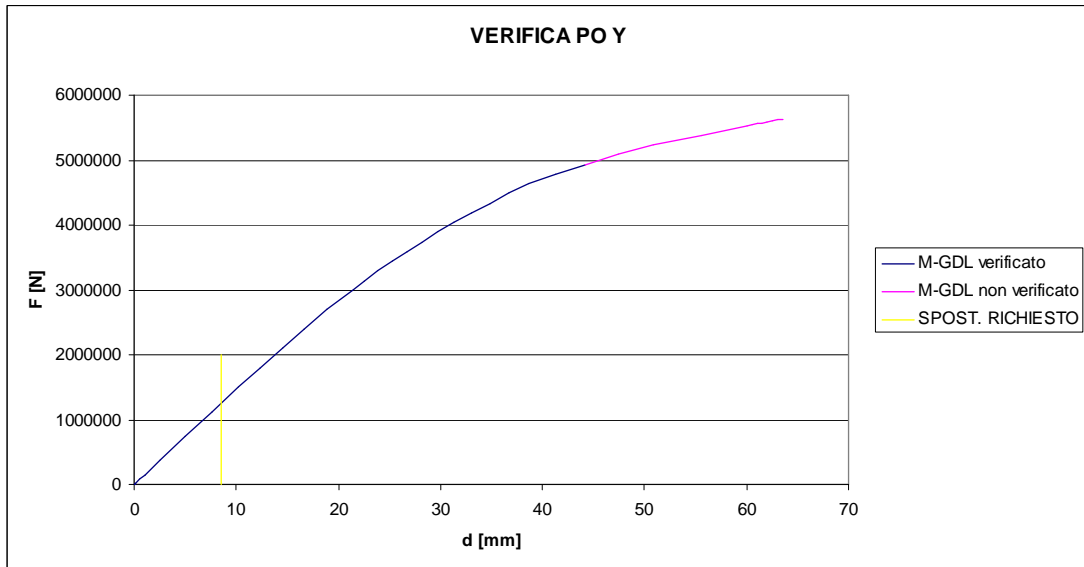
$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,231$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 7,53 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 8,586 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura. Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 8,586 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

### 7.2.5 BLOCCO TEATRO STATO DI FATTO

In questo paragrafo si esporrà l'analisi non lineare statica applicata al blocco "teatro" privo di interventi.

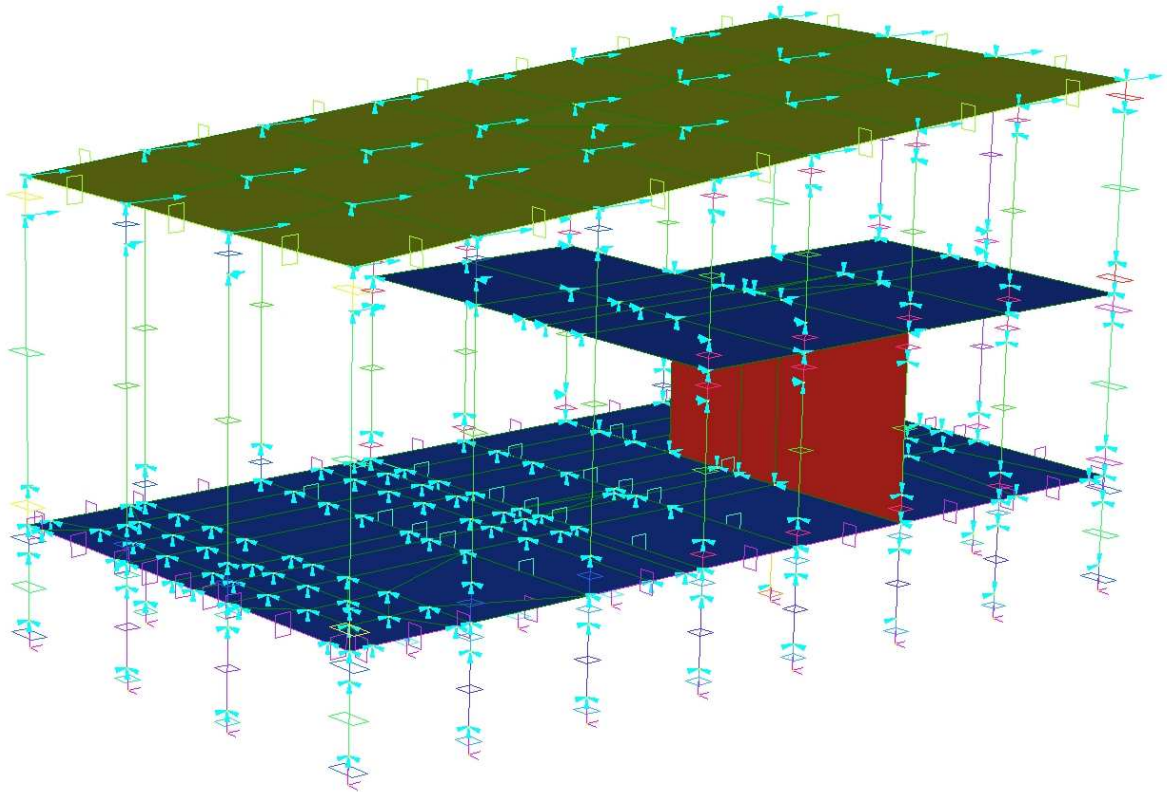
Si è utilizzato il metodo con i solai non infinitamente rigidi nel proprio piano e la distribuzione di forze proporzionale alle accelerazioni dovute dai modi principali di vibrare.

La struttura non è regolare in pianta e in altezza. Questo comporta che i modi principali traslazionali per le due direzioni siano comunque i primi due, ma non sono disaccoppiati. Il primo modo è il modo principale lungo la direzione y (parallelo al lato lungo) mentre il secondo è il principale lungo la direzione x (lato corto).

I risultati dell'analisi si frequenza naturale sono:

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	3.0012E+00	1.7272E+02	6.1416E+04	0.229	48.093	0.000
2	3.4363E+00	7.8911E+01	3.6785E+04	30.407	0.696	0.000

Si riporta il modello strutturale per l'analisi pushover in direzione y.



#### 7.2.5.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il secondo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal secondo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 13,66 N.

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal secondo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 2° MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00613	0.099739668	188	18.7510576	1.870224
piano primo	0.00631	0.102668402	105.9	10.87258379	1.116271
piano copertura	0.06146	1	107.64	107.64	107.64

$$r = 1.240784509 \quad 137.2636414 \quad 110.6265$$

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0.0017	0
0	0	0	0.0083	0
0	0	0	0.0166	0
0.1	1.366	0.0166	1.100725222	0
1	13.66	0.0169	11.00725222	0
10	136.6	0.02	110.0725222	0
100	1366	0.0507	1100.725222	0.04085415
500	6830	0.1869	5503.626108	0.150604351
1000	13660	0.3572	11007.25222	0.287832393
5000	68300	1.7192	55036.26108	1.385334408
10000	136600	3.4223	110072.5222	2.757695407
12000	163920	4.1088	132087.0266	3.310878324
14000	191240	4.8152	154101.531	3.880096696
16000	218560	5.5347	176116.0355	4.459871072
18000	245880	6.2651	198130.5399	5.048428687
20000	273200	6.9968	220145.0443	5.638033844
22000	300520	7.7322	242159.5488	6.230620467
24000	327840	8.4721	264174.0532	6.826833199
26000	355160	9.215	286188.5576	7.425463336
28000	382480	9.9617	308203.062	8.02715552
30000	409800	10.7139	330217.5665	8.633279613
32000	437120	11.4863	352232.0709	9.255680902
34000	464440	12.3528	374246.5753	9.953908139
36000	491760	13.2371	396261.0798	10.66647865
38000	519080	14.1247	418275.5842	11.3817083
40000	546400	15.0151	440290.0886	12.0991942
42000	573720	15.9858	462304.5931	12.88138598
44000	601040	17.1902	484319.0975	13.85189363
46000	628360	18.5203	506333.6019	14.92369057
48000	655680	19.9184	528348.1064	16.05028203
50000	683000	21.5053	550362.6108	17.32900886
52000	710320	23.2555	572377.1152	18.73932313
54000	737640	25.1527	594391.6197	20.26809025
56000	764960	27.3132	616406.1241	22.00902498
58000	792280	29.9546	638420.6285	24.13746978
60000	819600	33.686	660435.133	27.14423852
62000	846920	38.213	682449.6374	30.79210314



alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

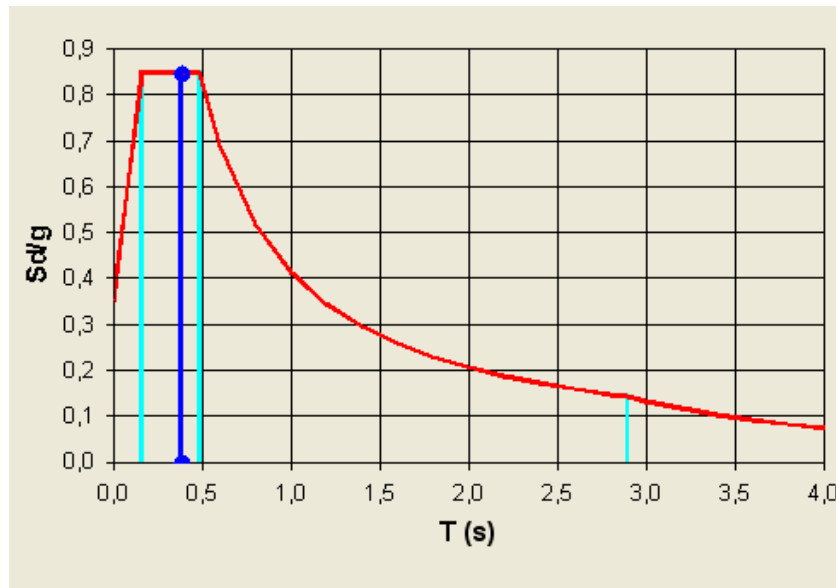
Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.383968604
$m^*$	137.26
$k^*$	36754.65088

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del

sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \frac{mm}{s^2}$

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 16,36 \text{ rad} / s$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 1,78$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 31,03 \text{ mm}$$

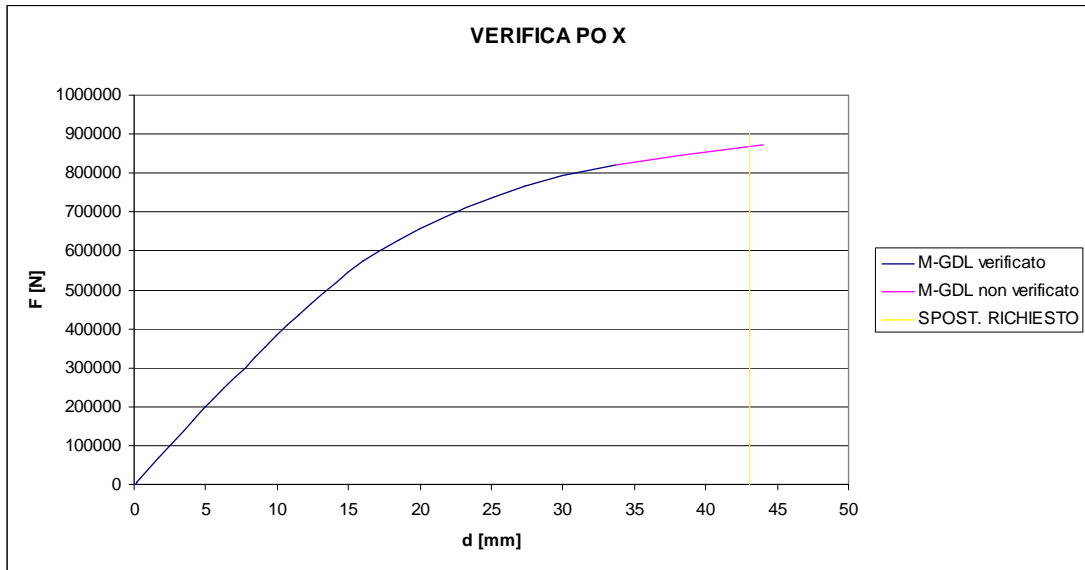
$$S_{d \max} = \frac{S_{de}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] = 34,719 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 43,085 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



La struttura non è verificata.

#### 7.2.5.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il primo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal primo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 17,197 N.

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 1°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00843	0.115384615	188	21.69230769	2.50295858
piano primo	0.012	0.164248563	105.9	17.3939228	2.85692682
piano copertura	0.07306	1	107.64	107.64	107.64
		$r =$	1.298463534	146.7262305	112.999885

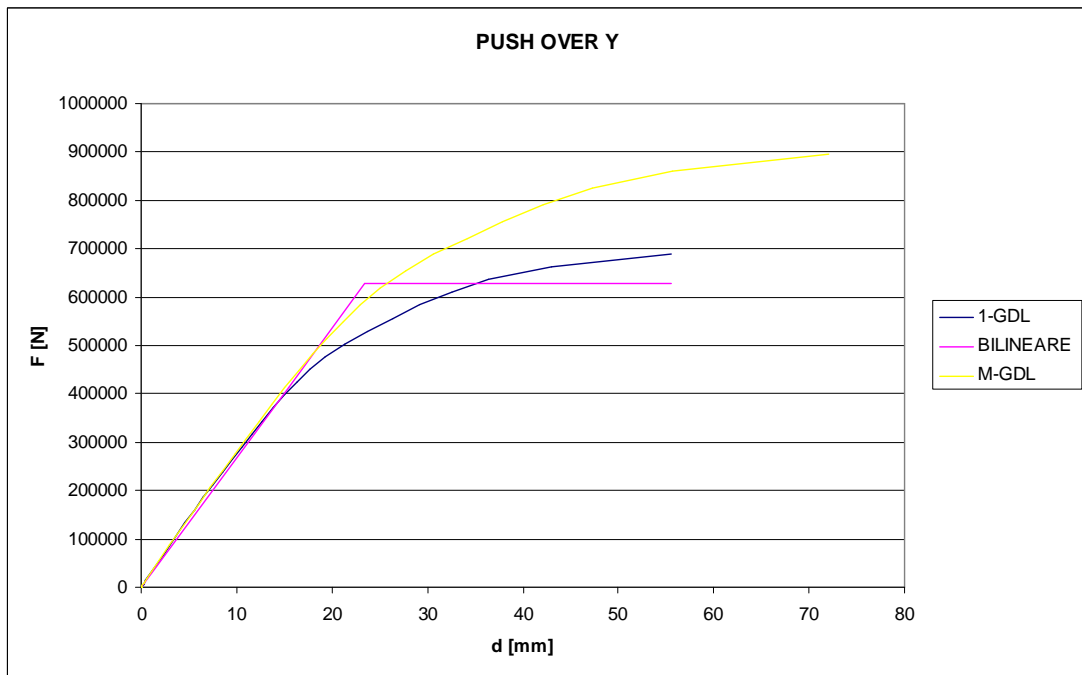
Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00	0	0	0	0
0.00E+00	0	0	0	0
0.00E+00	0	0	0	0
1.00E-01	1.7197	0	1.32488444	0
1.00E+00	17.197	0	13.2488444	0
1.00E+01	171.97	0	132.488444	0
1.00E+02	1719.7	0.0538	1324.88444	0
500	8598.5	0.2935	6624.42219	0.226117103
1000	17197	0.5933	13248.8444	0.457087827
5000	85985	2.9908	66244.2219	2.304160247
10000	171970	5.9981	132488.444	4.621032357
12000	206364	7.2416	158986.133	5.579044684
14000	240758	8.5099	185483.821	6.556163328
16000	275152	9.8086	211981.51	7.556702619
18000	309546	11.1224	238479.199	8.568875193
20000	343940	12.4424	264976.888	9.585824345
22000	378334	13.7668	291474.576	10.60616333
24000	412728	15.0928	317972.265	11.62773498
26000	447122	16.4744	344469.954	12.69214176
28000	481516	17.9299	370967.643	13.81348228
30000	515910	19.5005	397465.331	15.02349769
32000	550304	21.1912	423963.02	16.32604006
34000	584698	23.0251	450460.709	17.73890601
36000	619092	25.0459	476958.398	19.29576271
38000	653486	27.6877	503456.086	21.33104777
40000	687880	30.7119	529953.775	23.66093991
42000	722274	34.1595	556451.464	26.31702619
44000	756668	37.9319	582949.153	29.22334361
46000	791062	42.1941	609446.841	32.50701079
48000	825456	47.2416	635944.53	36.39568567
50000	859850	55.7609	662442.219	42.95909091
52000	894244	72.0688	688939.908	55.5229584

alpha è il fattore incrementale; Fb è il taglio alla base nei vari incrementi di carico; dc è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo; F\* è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale; d\* è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



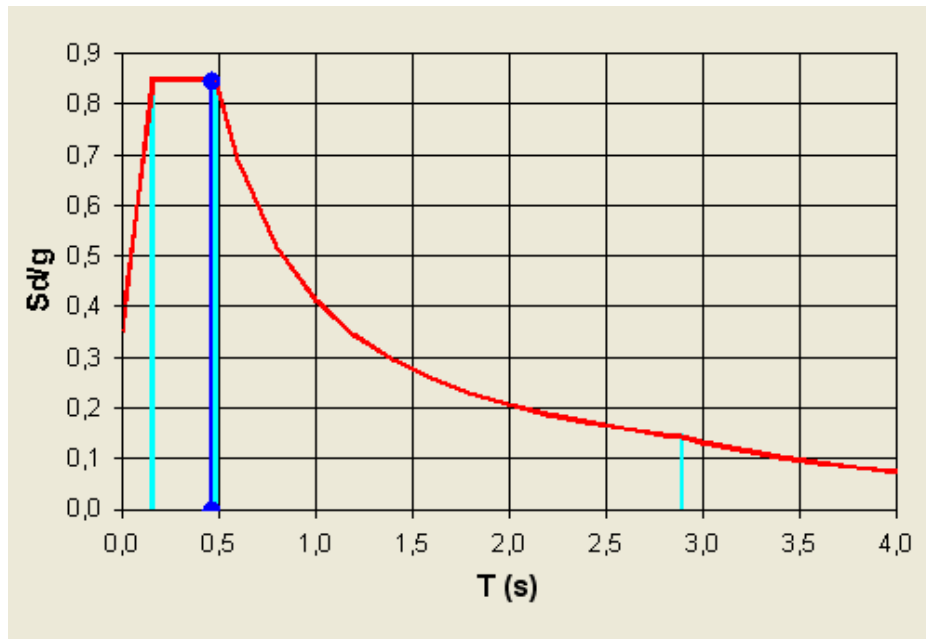
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

T*
0.466056833
m*
146.73
k*
26668.64158

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

$$\omega = 2\pi/T^* = 13,48 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y = 1,946$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 45,71 \text{ mm}$$

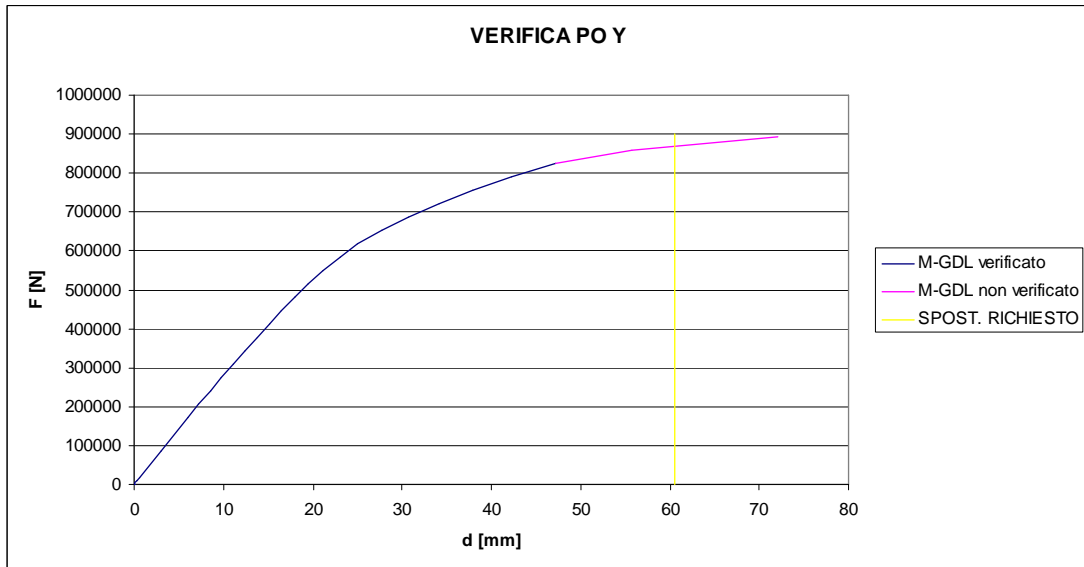
$$S_{d\max} = \frac{S_{de}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] = 46,619 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 60,61 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



La struttura non è verificata.

## 7.2.6 BLOCCO TEATRO CON UN ALTRO TIPO DI INTERVENTO DI RINFORZO

In questo paragrafo si applicherà l'analisi non lineare statica al blocco teatro rinforzato con i telai in acciaio e i muri di sostegno in calcestruzzo armato al piano interrato.

Quindi rispetto al primo modello studiato si sono eliminati i rinforzi locali con materiali compositi e l'aumento di sezione dei pilastri di dimensione 40x40 cm.

Si è utilizzato il metodo con i solai non infinitamente rigidi nel proprio piano e la distribuzione di forze proporzionale alle accelerazioni dovute dai modi principali di vibrare.

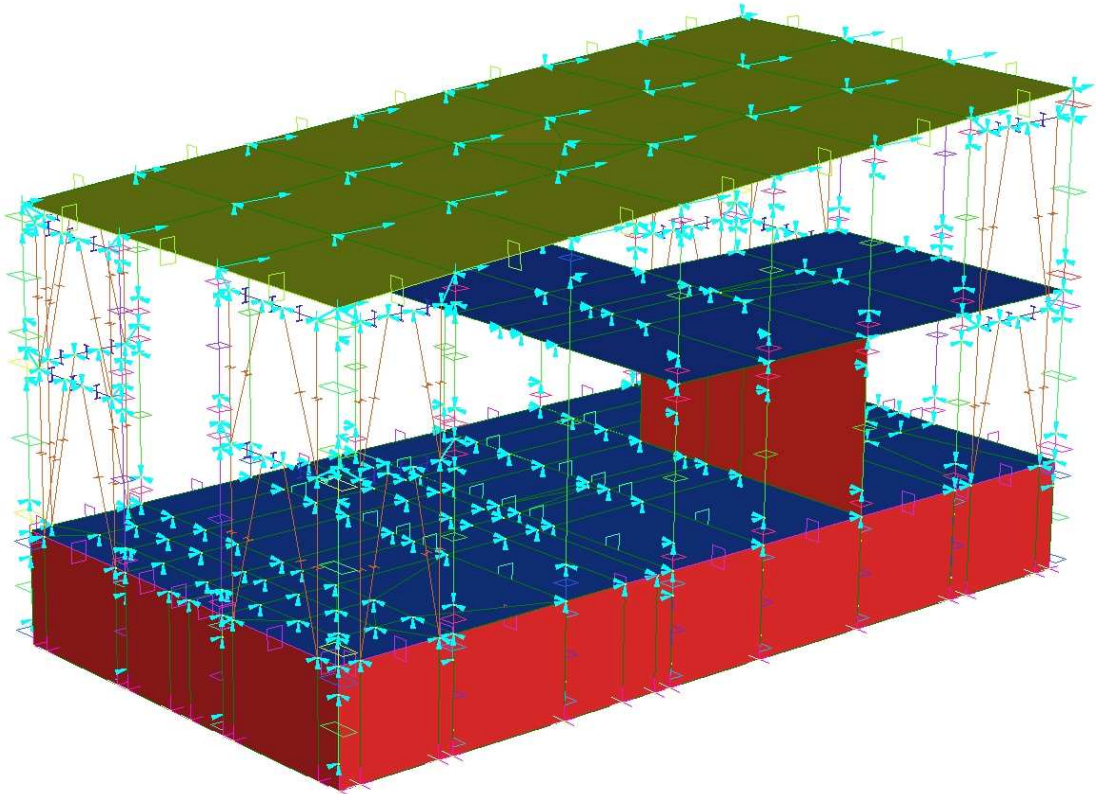
La struttura non è regolare in pianta e in altezza. Questo comporta che i modi principali traslazionali per le due direzioni siano comunque i primi due, ma non sono disaccoppiati. Il primo modo è il modo principale lungo la direzione  $y$  (parallelo al lato lungo) mentre il secondo è il principale lungo la direzione  $x$  (lato corto).

I risultati dell'analisi si frequenza naturale sono:

### MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	4.1870E+00	1.7380E+02	1.2028E+05	0.174	30.155	0.000
2	5.0835E+00	1.5112E+02	1.5417E+05	30.949	0.112	0.000

Si riporta il modello strutturale per l'analisi pushover in direzione y.



#### 7.2.6.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il secondo. Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal secondo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 15,03 N.

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal secondo modo di vibrare (principale in direzione x).



PIANO	SPOST. 2°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.00167	0.022151479	284.8	6.308741212	0.139748
piano primo	0.00393	0.05212893	105.9	5.520453641	0.287775
piano copertura	0.07539	1	107.64	107.64	107.64

$$r = 1.10550507 \quad 119.4691949 \quad 108.0675$$

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

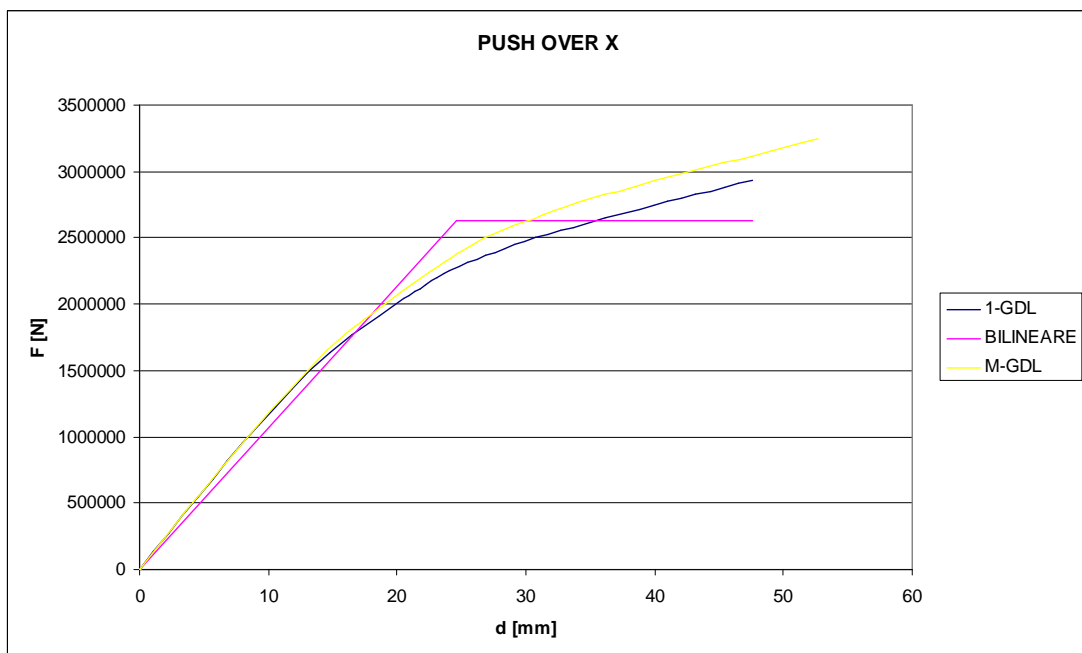
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0.1	1.50288	0	1.359457259	0
1	15.0288	0	13.59457259	0
10	150.288	0	135.9457259	0
100	1502.88	0	1359.457259	0
1000	15028.8	0.1103	13594.57259	0.099773858
10000	150288	1.2241	135945.7259	1.107281773
20000	300576	2.463	271891.4518	2.227951153
30000	450864	3.7082	407837.1777	3.354319313
40000	601152	4.9739	543782.9037	4.499231117
50000	751440	6.2649	679728.6296	5.667028494
60000	901728	7.5673	815674.3555	6.845137947
70000	1052016	8.8797	951620.0814	8.03229308
80000	1202304	10.2434	1087565.807	9.265852555
90000	1352592	11.6411	1223511.533	10.53016735
100000	1502880	13.0685	1359457.259	11.82134781
110000	1653168	14.5683	1495402.985	13.178019
120000	1803456	16.3058	1631348.711	14.74970602
130000	1953744	18.3099	1767294.437	16.56255088
140000	2104032	20.4714	1903240.163	18.51777476
150000	2254320	22.7091	2039185.889	20.54192673
152000	2284377.6	23.1774	2066375.034	20.96553596
154000	2314435.2	23.6503	2093564.179	21.3933062
156000	2344492.8	24.1233	2120753.324	21.82116689
158000	2374550.4	24.5985	2147942.469	22.25101764
160000	2404608	25.0749	2175131.615	22.68195387
162000	2434665.6	25.5644	2202320.76	23.12473994
164000	2464723.2	26.0917	2229509.905	23.60171868
166000	2494780.8	26.6424	2256699.05	24.09986431
168000	2524838.4	27.4112	2283888.195	24.79529625
170000	2554896	28.1828	2311077.341	25.49326097
172000	2584953.6	28.9632	2338266.486	26.19918589
174000	2615011.2	29.7462	2365455.631	26.90746269
176000	2645068.8	30.5347	2392644.776	27.62071461
178000	2675126.4	31.3276	2419833.921	28.33794663
180000	2705184	32.1659	2447023.066	29.09624604
182000	2735241.6	33.082	2474212.212	29.92492085

184000	2765299.2	33.9978	2501401.357	30.75332429
186000	2795356.8	35.057	2528590.502	31.71144279
188000	2825414.4	36.1374	2555779.647	32.68873813
190000	2855472	37.2203	2582968.792	33.66829489
195000	2930616	40.0032	2650941.655	36.18561737
200000	3005760	42.9531	2718914.518	38.85400271
202000	3035817.6	44.1455	2746103.664	39.93260968
204000	3065875.2	45.3538	2773292.809	41.02559928
206000	3095932.8	46.565	2800481.954	42.12121212
208000	3125990.4	47.7756	2827671.099	43.21628223
210000	3156048	48.9866	2854860.244	44.31171416
212000	3186105.6	50.1983	2882049.389	45.40777929
214000	3216163.2	51.4135	2909238.535	46.5070104
216000	3246220.8	52.633	2936427.68	47.61013116

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



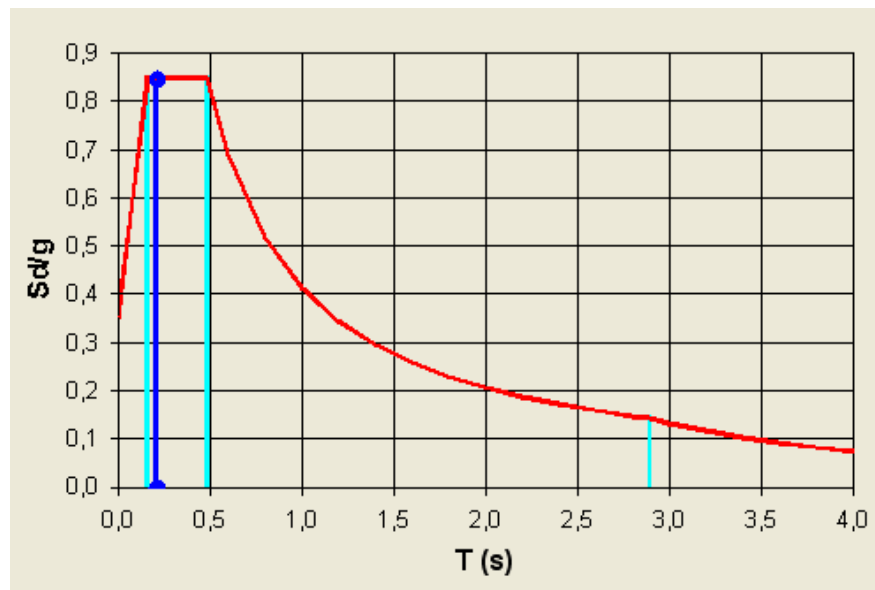
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.21016771
$m^*$	119.47
$k^*$	106779.1884

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 29,896 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,378$$

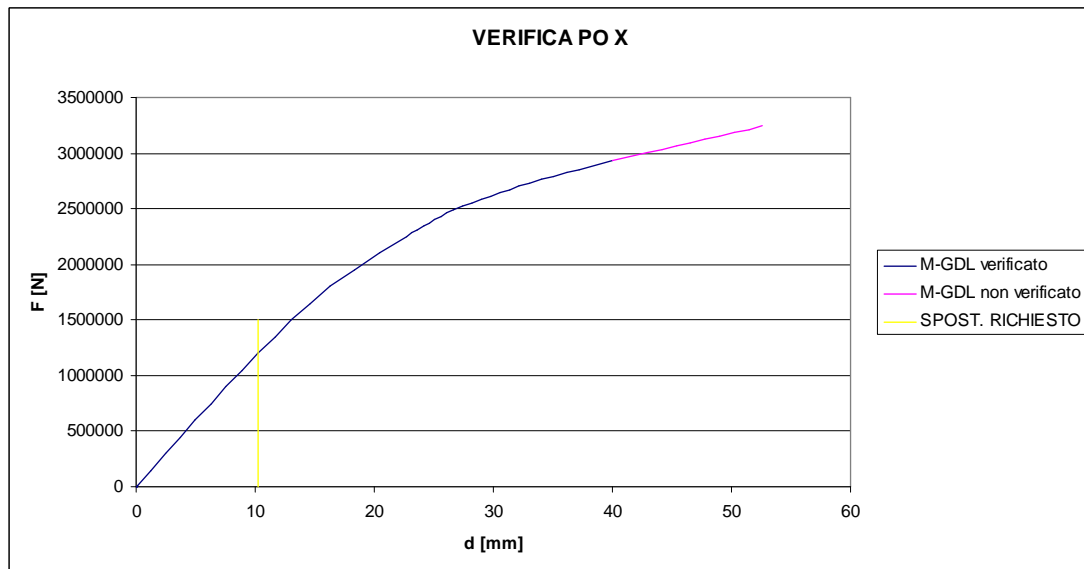
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 9,296 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 10,277 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 10,277 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.

#### 7.2.6.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il primo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal primo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 13,888 N.

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare

il fattore di partecipazione “r”. Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 2°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	6.18E-04	0.00833221	284.8	2.373013348	0.01977245
piano primo	0.00537	0.07240124	105.9	7.667291358	0.5551214
piano copertura	0.07417	1	107.64	107.64	107.64
r=			1.087468652	117.6803047	108.214894

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

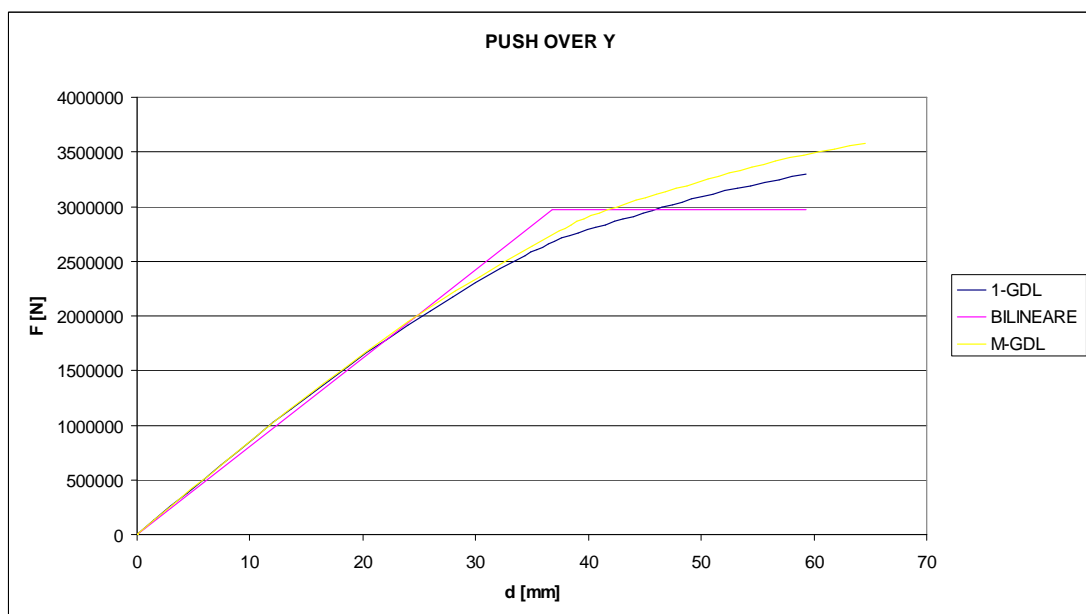
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00		0	0	0
0.00E+00		0	0	0
0.00E+00		0	0	0
1.00E-01	1.3888		0	1.27764489
1.00E+00	13.888		0	12.7764489
1.00E+01	138.88		0	127.764489
1.00E+02	1388.8		0	1277.64489
1000	13888	0.1416	12776.4489	0.130266789
10000	138880	1.5934	127764.489	1.465869365
20000	277760	3.2081	255528.979	2.951333947
30000	416640	4.8242	383293.468	4.438086477
40000	555520	6.4565	511057.958	5.93974241
50000	694400	8.1078	638822.447	7.458877645
60000	833280	9.78	766586.937	8.99724011
70000	972160	11.4611	894351.426	10.54379025
80000	1111040	13.1488	1022115.92	12.09641214
90000	1249920	14.8539	1149880.4	13.6650414
100000	1388800	16.6041	1277644.89	15.27516099
110000	1527680	18.4015	1405409.38	16.92870285
120000	1666560	20.2395	1533173.87	18.61959522
130000	1805440	22.1092	1660938.36	20.33965041
140000	1944320	24.0428	1788702.85	22.11849126
150000	2083200	26.0841	1916467.34	23.99641214
160000	2222080	28.2039	2044231.83	25.94655014
170000	2360960	30.3591	2171996.32	27.92925483
180000	2499840	32.6117	2299760.81	30.00156394
190000	2638720	34.9809	2427525.3	32.18114075
200000	2777600	37.3888	2555289.79	34.39632015
202000	2805376	37.9054	2580842.69	34.87157314
204000	2833152	38.4512	2606395.58	35.37368905
206000	2860928	39.0146	2631948.48	35.89199632
208000	2888704	39.5843	2657501.38	36.41609936
210000	2916480	40.2245	2683054.28	37.0050598

212000	2944256	40.941	2708607.18	37.66421343
214000	2972032	41.6839	2734160.07	38.34765409
216000	2999808	42.5327	2759712.97	39.12851886
218000	3027584	43.3864	2785265.87	39.91389144
220000	3055360	44.2465	2810818.77	40.70515179
222000	3083136	45.111	2836371.67	41.50045998
224000	3110912	45.9777	2861924.56	42.29779209
226000	3138688	46.8721	2887477.46	43.12060718
228000	3166464	47.7967	2913030.36	43.97120515
230000	3194240	48.7295	2938583.26	44.82934683
232000	3222016	49.6673	2964136.15	45.69208832
234000	3249792	50.6071	2989689.05	46.55666973
236000	3277568	51.5547	3015241.95	47.42842686
238000	3305344	52.5062	3040794.85	48.30377185
240000	3333120	53.4621	3066347.75	49.18316467
242000	3360896	54.4661	3091900.64	50.10680773
244000	3388672	55.5065	3117453.54	51.06393744
246000	3416448	56.5616	3143006.44	52.03459062
248000	3444224	57.822	3168559.34	53.19411224
250000	3472000	59.1408	3194112.24	54.40735971
252000	3499776	60.4645	3219665.13	55.625115
254000	3527552	61.7958	3245218.03	56.84986201
256000	3555328	63.1382	3270770.93	58.08482061
258000	3583104	64.4988	3296323.83	59.33652254

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



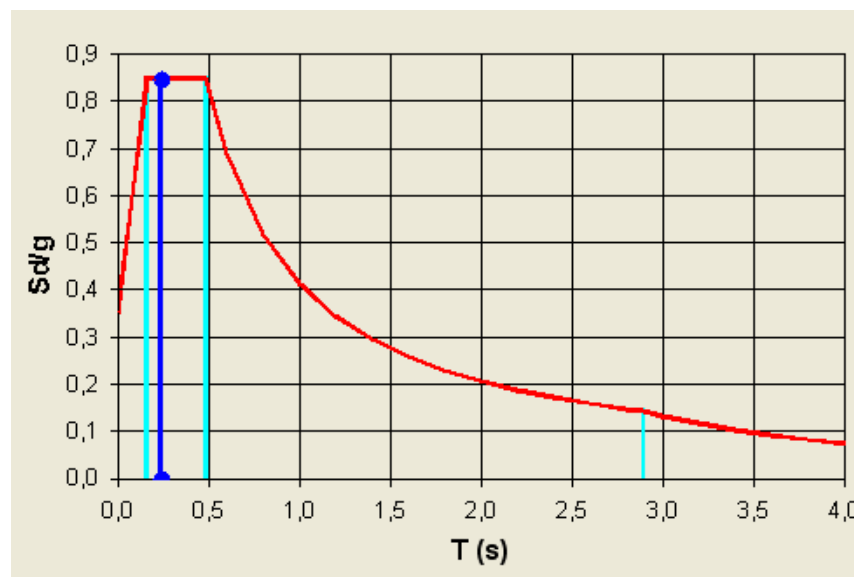
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.239896372
$m^*$	117.68
$k^*$	80726.29781

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 26,19 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,329$$

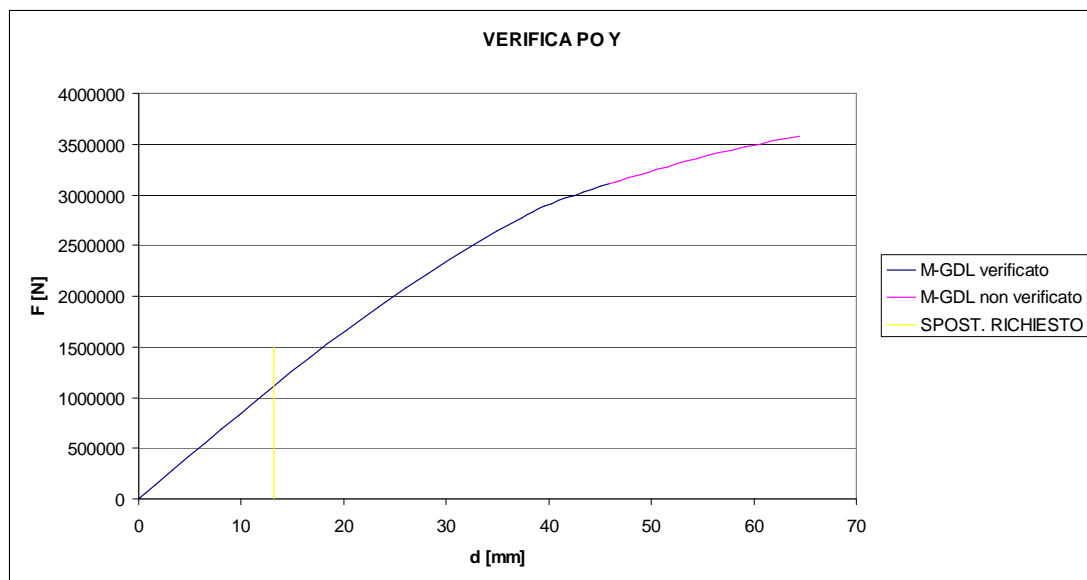
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 12,11mm$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 13,166 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

Estraendo le sollecitazioni di taglio corrispondenti all'incremento che provoca uno spostamento di 13,166 mm della struttura globale si esegue la verifica a taglio sugli elementi che potrebbero avere un comportamento fragile.

Le verifiche risultano ampiamente verificate.



### 7.2.7 BLOCCO AULE

Per tenere in considerazione della deformabilità spaziale della struttura sotto l'azione del moto sismico, si è considerata una distribuzione di forze proporzionale al prodotto della massa e la deformazione prodotta dal principale modo di vibrare per ogni nodo del modello strutturale.

Fondamentale per questo tipo di analisi è rimuovere l'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel piano, ma modellarlo con la sua effettiva rigidezza. In questo caso si è assunto piastre di spessore di 50,0 mm in calcestruzzo di medie proprietà meccaniche (paragrafo 7.1.2).

Il blocco "aule" è una struttura non regolare in pianta e in altezza. Questo comporta che i modi principali traslazionali per le due direzioni siano il primo per quanto riguarda la direzione x e il sesto per la direzione y.

I risultati dell'analisi si frequenza naturale sono:

#### MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.3163E+00	6.2066E+02	6.9250E+05	24.752	1.294	0.000
2	6.4324E+00	7.1649E-01	1.1703E+03	0.078	0.045	0.000
3	6.4341E+00	6.9284E-01	1.1323E+03	0.004	0.002	0.000
4	6.4376E+00	7.8215E-01	1.2797E+03	0.008	0.000	0.000
5	6.4379E+00	7.5263E-01	1.2315E+03	0.000	0.000	0.000
6	6.4963E+00	8.2985E+02	1.3826E+06	1.583	39.399	0.000

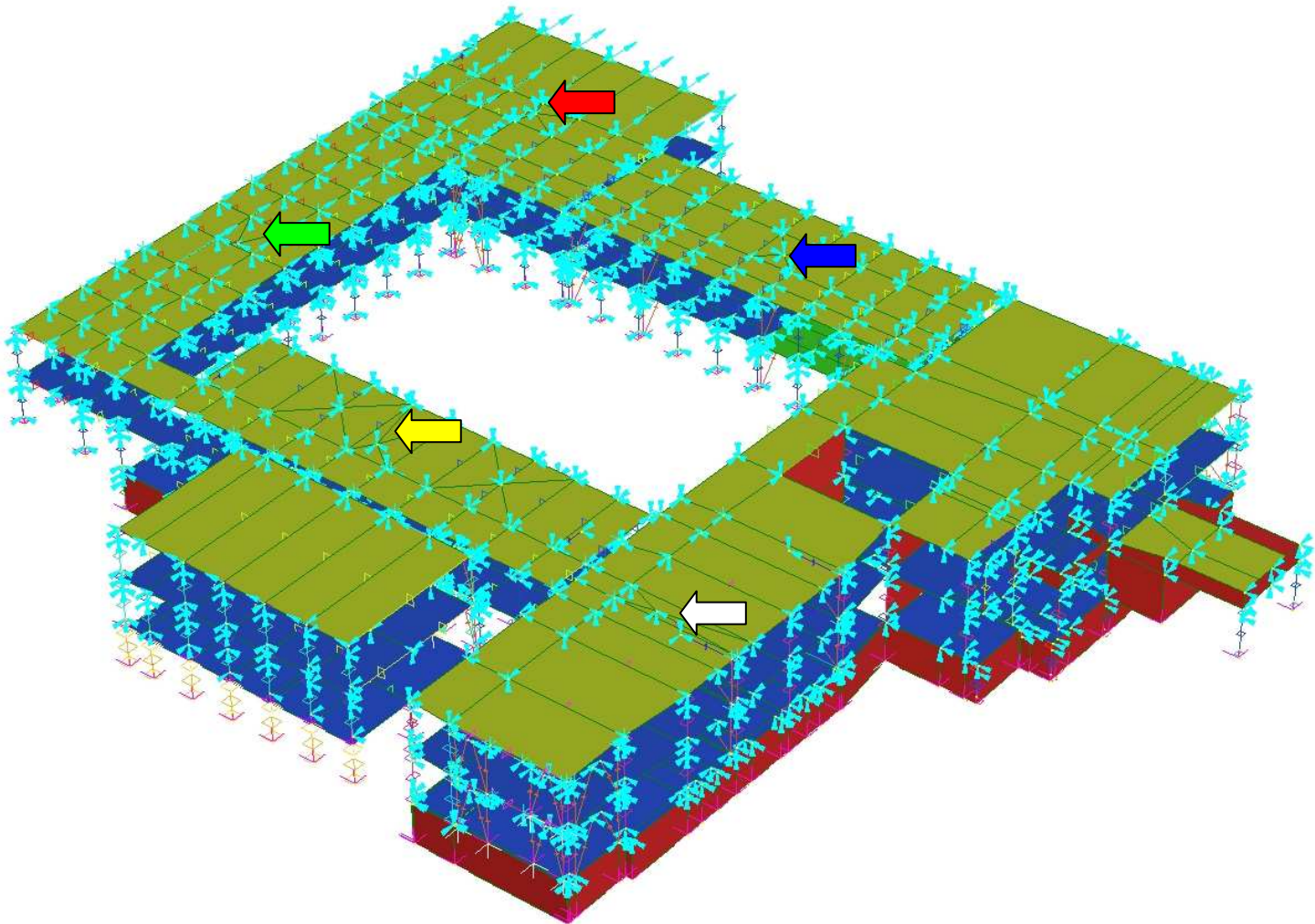
Mentre nei blocchi palestra e teatro come punti di controllo si è scelto il baricentro dei solai, nel blocco aule non è possibile perché il baricentro dei piani si trova nella zona del cortile interno.

Per questo si sono scelti 5 punti significativi della struttura. In base agli spostamenti che questi punti hanno nei propri modi principali di vibrare si calcola la il fattore di partecipazione e la massa dell'oscillatore semplice equivalente.

L'analisi non lineare statica (incremento delle forze applicate ai nodi) è stata eseguita su tutta la struttura contemporaneamente, gli spostamenti sono valutati per ogni punto scelto, quindi si hanno 5 diverse curve di pushover.

Perché la struttura sia verificata sarà necessario che lo spostamento richiesto sia inferiore alla capacità massima di deformazione della struttura per ogni analisi eseguita.

Si riporta il modello strutturale per l'analisi pushover in direzione x con evidenziati i 5 punti di controllo scelti.



- La freccia bianca indica il *primo* punto;
- La freccia gialla indica il *secondo* punto;
- La freccia verde indica il *terzo* punto;
- La freccia rossa indica il *quarto* punto;
- La freccia blu indica il *quinto* punto.

#### 7.2.7.1 PUSHOVER IN DIREZIONE X

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il primo.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute

come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal primo modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a 30,904 N.

Dalle analisi svolte lo studio pushover relativo al primo punto di controllo risulta poco significativo

#### 7.2.7.1.1 Punto di controllo 2

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 1°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano primo	0.00024977	0.560097771	1223	684.9995739	383.6667345
piano copertura	0.00044594	1	884	884	884
	r =	1.237706671		1568.999574	1267.666734

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

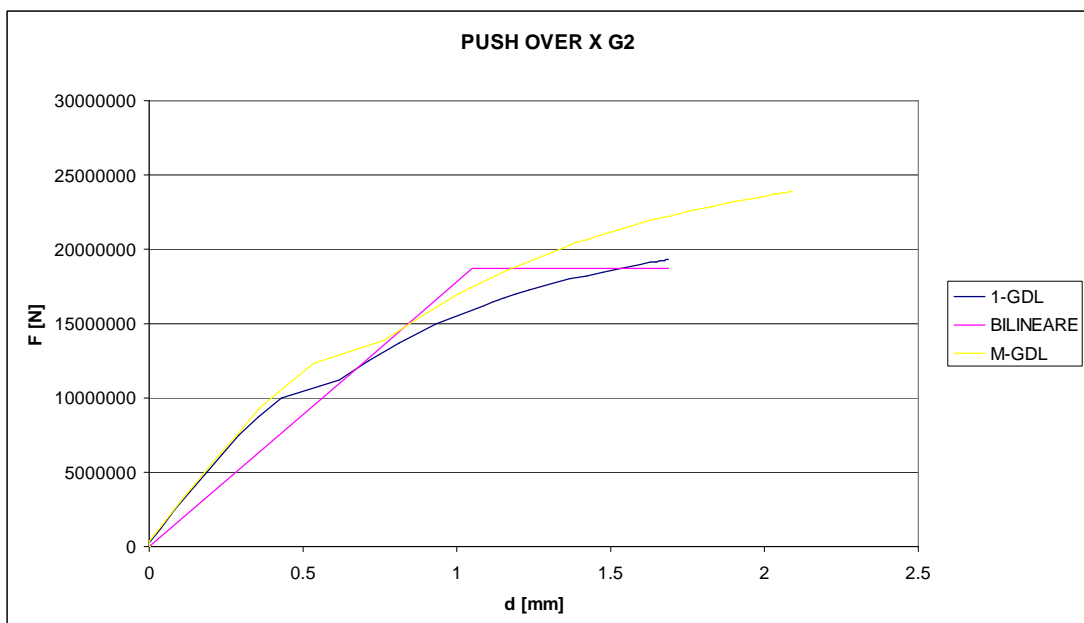
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0.1	3.0904	0	2.496889392	0
1	30.904	0	24.96889392	0
10	309.04	0	249.6889392	0
100	3090.4	0	2496.889392	0
1000	30904	0	24968.89392	0
5000	154520	0	124844.4696	0
10000	309040	0	249688.9392	0
50000	1545200	0.0445	1248444.696	0.035954
100000	3090400	0.1056	2496889.392	0.08532
150000	4635600	0.1673	3745334.087	0.13517
200000	6180800	0.2302	4993778.783	0.18599
250000	7726000	0.2946	6242223.479	0.238022
300000	9271200	0.3602	7490668.175	0.291024
350000	10816400	0.4402	8739112.871	0.35566

400000	12361600	0.5331	9987557.566	0.430718
450000	13906800	0.7644	11236002.26	0.617597
500000	15452000	0.8806	12484446.96	0.711481
550000	16997200	1.0053	13732891.65	0.812232
600000	18542400	1.1568	14981336.35	0.934637
650000	20087600	1.3455	16229781.05	1.087097
660000	20396640	1.3842	16479469.98	1.118365
670000	20705680	1.4303	16729158.92	1.155611
680000	21014720	1.4772	16978847.86	1.193504
690000	21323760	1.5248	17228536.8	1.231963
710000	21941840	1.6349	17727914.68	1.320918
720000	22250880	1.694	17977603.62	1.368668
730000	22559920	1.757	18227292.56	1.419569
740000	22868960	1.8252	18476981.5	1.474671
750000	23178000	1.8971	18726670.44	1.532762
760000	23487040	1.976	18976359.38	1.59651
765000	23641560	2.018	19101203.85	1.630444
766000	23672464	2.0265	19126172.74	1.637311
767000	23703368	2.0349	19151141.63	1.644098
768000	23734272	2.0436	19176110.53	1.651127
769000	23765176	2.0526	19201079.42	1.658399
770000	23796080	2.0616	19226048.32	1.66567
771000	23826984	2.0706	19251017.21	1.672942
772000	23857888	2.0802	19275986.1	1.680698
773000	23888792	2.0897	19300955	1.688374

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



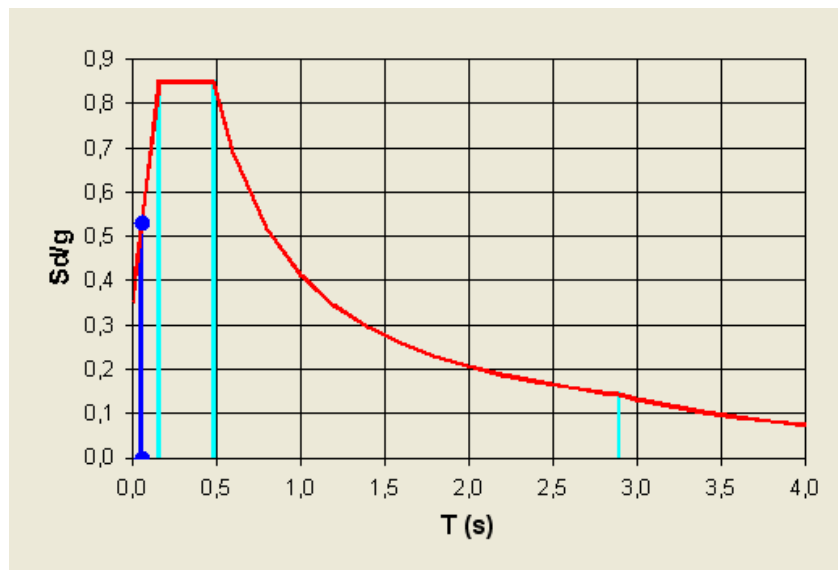
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	
0.058963465	
$m^*$	
	1569
$k^*$	
17816266.15	

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 5218,92 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 106,56 \text{ rad} / \text{s}$$

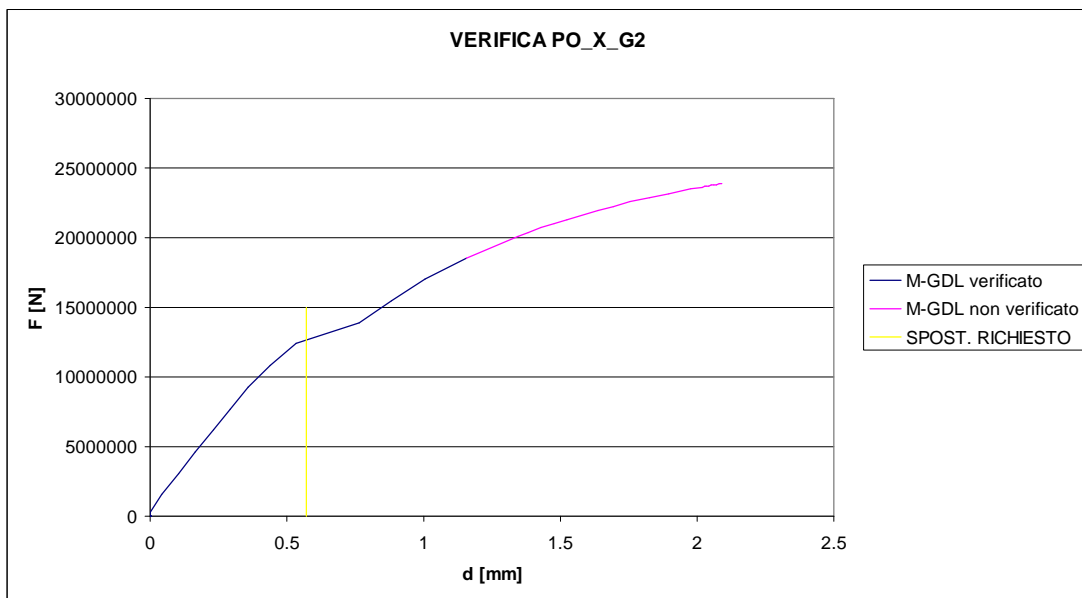
$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,438$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 0,4596mm$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 0,5689 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura. Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

#### 7.2.7.1.2 Punto di controllo 3

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 1°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano primo	0.02322	0.655561829	1223	801.7521174	525.5980849
piano copertura	0.03542	1	884	884	884

$$r = 1.195909767 \quad 1685.752117 \quad 1409.598085$$

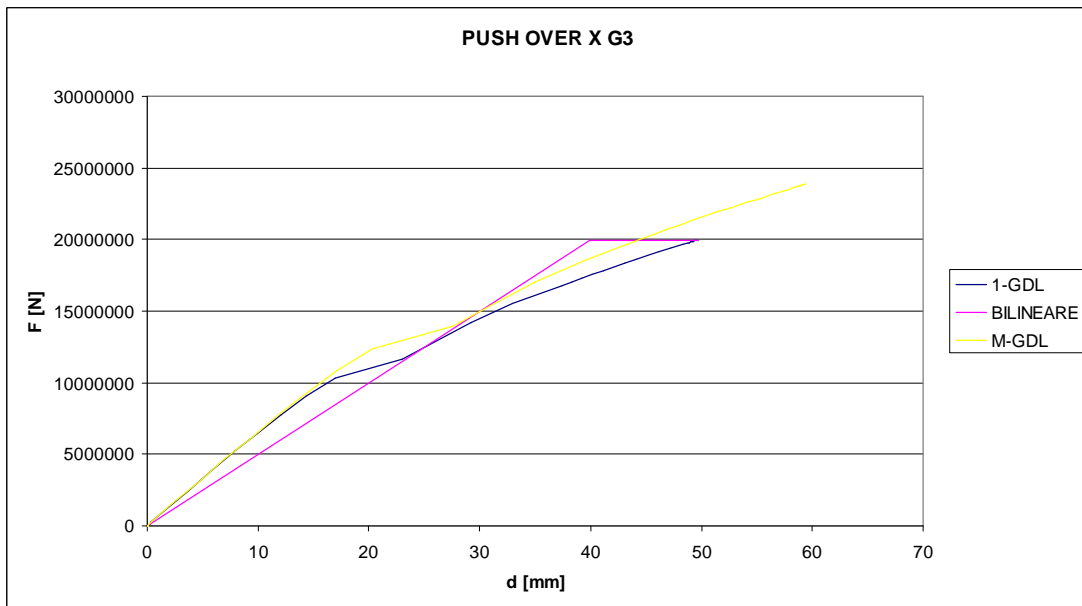
Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0.0004	0
0	0	0	0.0022	0.00184
0	0	0	0.0044	0.003679
0.1	3.0904	0.0044	2.584162555	0.003679
1	30.904	0.0045	25.84162555	0.003763
10	309.04	0.0049	258.4162555	0.004097
100	3090.4	0.0091	2584.162555	0.007609
1000	30904	0.0508	25841.62555	0.042478
5000	154520	0.2362	129208.1278	0.197508
10000	309040	0.4683	258416.2555	0.391588
50000	1545200	2.3222	1292081.278	1.941801
100000	3090400	4.643	2584162.555	3.882432
150000	4635600	7.0026	3876243.833	5.855506
200000	6180800	9.4164	5168325.111	7.873903
250000	7726000	11.8933	6460406.388	9.945062
300000	9271200	14.4158	7752487.666	12.05435
350000	10816400	17.1372	9044568.944	14.32996
400000	12361600	20.2841	10336650.22	16.96137
450000	13906800	27.5718	11628731.5	23.05527
500000	15452000	31.1402	12920812.78	26.03913
550000	16997200	34.966	14212894.05	29.23823
600000	18542400	39.4661	15504975.33	33.00117
650000	20087600	44.783	16797056.61	37.44711
660000	20396640	45.7971	17055472.87	38.29509
670000	20705680	46.9237	17313889.12	39.23714
680000	21014720	48.0561	17572305.38	40.18405
690000	21323760	49.1937	17830721.63	41.1353
710000	21941840	51.5664	18347554.14	43.11932
720000	22250880	52.8004	18605970.4	44.15118
730000	22559920	54.0264	18864386.65	45.17635
740000	22868960	55.2573	19122802.91	46.20562
750000	23178000	56.4985	19381219.17	47.2435
760000	23487040	57.7526	19639635.42	48.29216
765000	23641560	58.3902	19768843.55	48.82532
766000	23672464	58.5271	19794685.17	48.93979
767000	23703368	58.6591	19820526.8	49.05017
768000	23734272	58.7893	19846368.43	49.15904
769000	23765176	58.9182	19872210.05	49.26683
770000	23796080	59.0465	19898051.68	49.37411
771000	23826984	59.1751	19923893.3	49.48165
772000	23857888	59.3033	19949734.93	49.58885

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

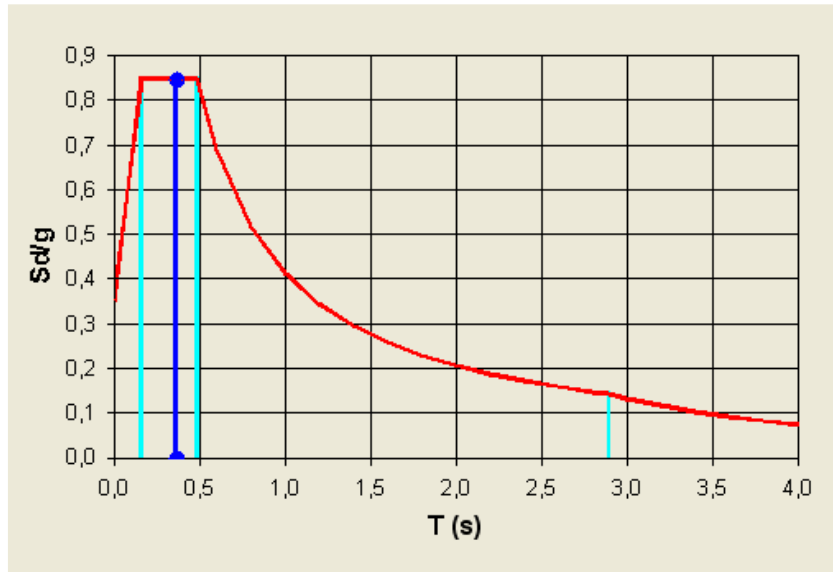
Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.365053727
$m^*$	1685.75
$k^*$	499389.4138

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.





Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 17,21 \text{ rad/s}$$

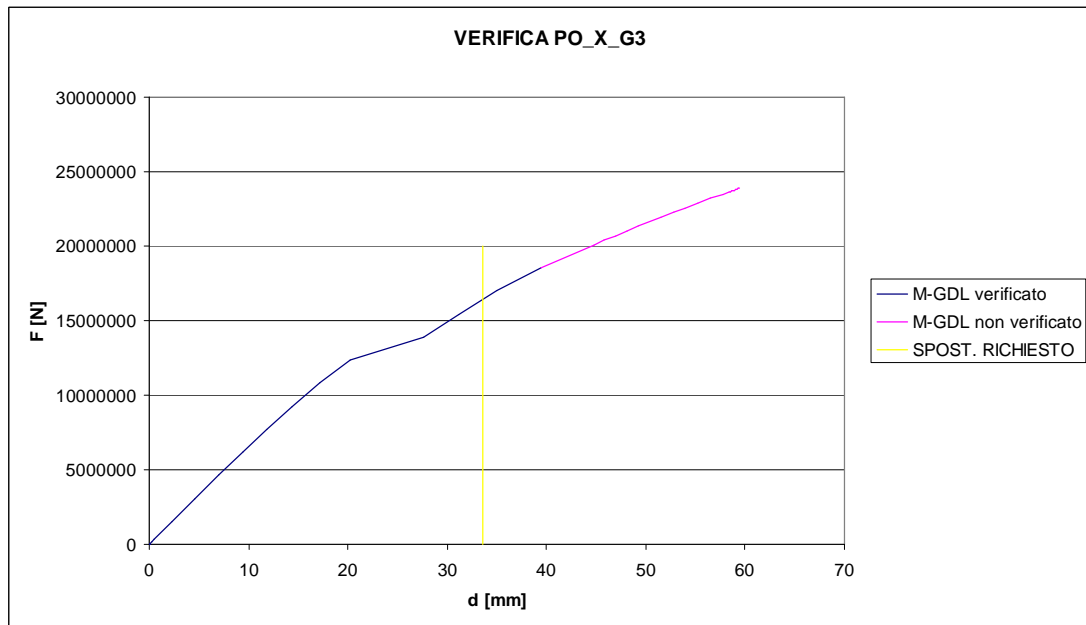
$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,703$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 28,05 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 33,54 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura. Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta verificata.

#### 7.2.7.1.3 Punto di controllo 4

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 1°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano primo	0.02227	0.65480741	1223	800.8294619	524.3890655
piano copertura	0.03401	1	884	884	884
	r =	1.196281271		1684.829462	1408.389065

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0.0006	0
0	0	0	0.0032	0.002675
0	0	0	0.0064	0.00535
0.1	3.0904	0.0064	2.5832985	0.00535
1	30.904	0.0065	25.832985	0.005433

10	309.04	0.0069	258.32985	0.005768
100	3090.4	0.0108	2583.2985	0.009028
1000	30904	0.0501	25832.985	0.041879
5000	154520	0.2246	129164.93	0.187746
10000	309040	0.443	258329.85	0.370308
50000	1545200	2.1878	1291649.3	1.828805
100000	3090400	4.3719	2583298.5	3.654518
150000	4635600	6.5921	3874947.8	5.510407
200000	6180800	8.8653	5166597	7.410599
250000	7726000	11.1968	6458246.3	9.359525
300000	9271200	13.57	7749895.5	11.34331
350000	10816400	16.1272	9041544.8	13.4809
400000	12361600	19.0799	10333194	15.94909
450000	13906800	25.9559	11624843	21.69682
500000	15452000	29.4051	12916493	24.58004
550000	16997200	33.1259	14208142	27.6903
600000	18542400	37.5034	15499791	31.34949
650000	20087600	42.6844	16791440	35.68035
660000	20396640	43.6561	17049770	36.4926
670000	20705680	44.7473	17308100	37.40475
680000	21014720	45.844	17566430	38.32149
690000	21323760	46.9459	17824760	39.24258
710000	21941840	49.2539	18341419	41.17186
720000	22250880	50.4566	18599749	42.17721
730000	22559920	51.6508	18858079	43.17546
740000	22868960	52.8494	19116409	44.17738
750000	23178000	54.0581	19374739	45.18775
760000	23487040	55.2785	19633069	46.20789
765000	23641560	55.8983	19762234	46.72599
766000	23672464	56.0311	19788067	46.837
767000	23703368	56.1593	19813900	46.94416
768000	23734272	56.2856	19839733	47.04974
769000	23765176	56.4108	19865565	47.15439
770000	23796080	56.5354	19891398	47.25855
771000	23826984	56.6604	19917231	47.36304
772000	23857888	56.7848	19943064	47.46702
773000	23888792	56.9089	19968897	47.57076

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



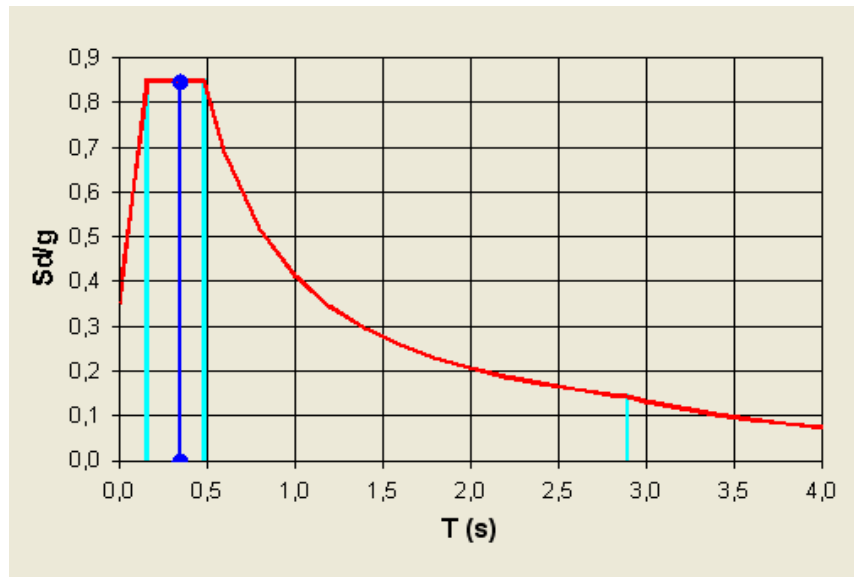
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.349475378
$m^*$	1684.83
$k^*$	544606.2936

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 17,98 \text{ rad} / s$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,742$$

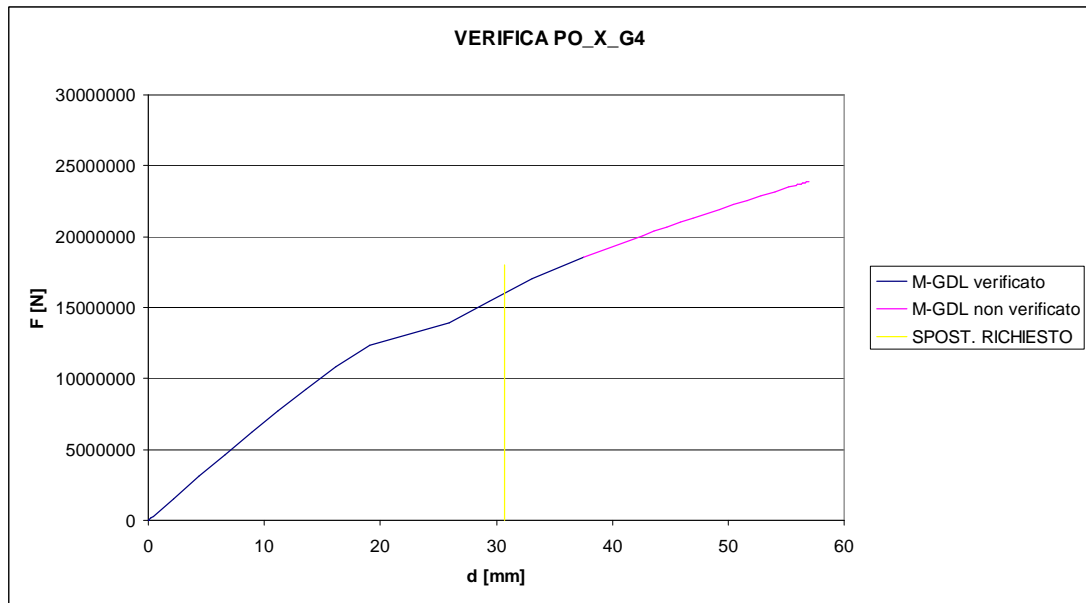
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 25,705 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 30,75 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta verificata.

#### 7.2.7.1.4 Punto di controllo 5

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal primo modo di vibrare (principale in direzione x).

PIANO	SPOST. 1°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano primo	0.00835	0.642307692	1223	785.5423077	504.5598669
piano copertura	0.013	1	884	884	884
$r =$		1.202355295		1669.542308	1388.559867

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0.0008	0
0	0	0	0.004	0
0	0	0	0.0081	0
0.1	3.0904	0.0081	2.5702785	0.006737
1	30.904	0.0081	25.702785	0.006737
10	309.04	0.0082	257.02785	0.00682

100	3090.4	0.0097	2570.2785	0.008067
1000	30904	0.0243	25702.785	0.02021
5000	154520	0.089	128513.92	0.074021
10000	309040	0.1699	257027.85	0.141305
50000	1545200	0.8171	1285139.2	0.67958
100000	3090400	1.626	2570278.5	1.35234
150000	4635600	2.4436	3855417.7	2.032336
200000	6180800	3.2795	5140556.9	2.727552
250000	7726000	4.1319	6425696.1	3.436492
300000	9271200	4.9966	7710835.4	4.155661
350000	10816400	5.8991	8995974.6	4.906268
400000	12361600	6.8875	10281114	5.728318
450000	13906800	8.8199	11566253	7.33549
500000	15452000	10.194	12851392	8.478326
550000	16997200	11.7244	14136531	9.751156
600000	18542400	13.4805	15421671	11.2117
650000	20087600	15.5285	16706810	12.91502
660000	20396640	15.8818	16963838	13.20886
670000	20705680	16.3007	17220866	13.55725
680000	21014720	16.7224	17477893	13.90798
690000	21323760	17.1463	17734921	14.26054
710000	21941840	18.0698	18248977	15.02861
720000	22250880	18.56	18506005	15.43631
730000	22559920	19.0473	18763033	15.84159
740000	22868960	19.5368	19020061	16.24871
750000	23178000	20.0321	19277088	16.66065
760000	23487040	20.5314	19534116	17.07592
765000	23641560	20.7837	19662630	17.28575
766000	23672464	20.8366	19688333	17.32975
767000	23703368	20.8883	19714036	17.37275
768000	23734272	20.9395	19739739	17.41533
769000	23765176	20.9904	19765441	17.45767
770000	23796080	21.0411	19791144	17.49983
771000	23826984	21.092	19816847	17.54217
772000	23857888	21.1427	19842550	17.58433
773000	23888792	21.1932	19868252	17.62633

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

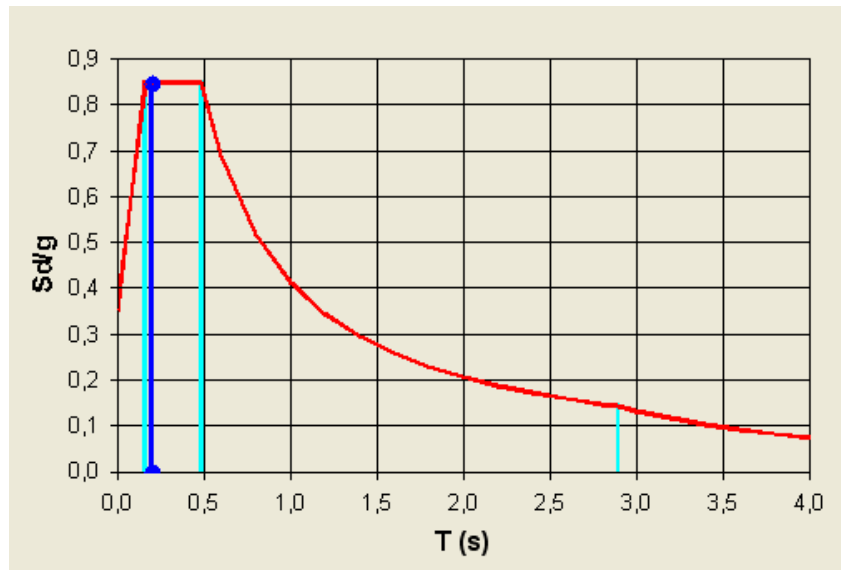
Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.202273357
$m^*$	1669.54
$k^*$	1610939.387

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.





Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 31,06 \text{ rad} / s$$

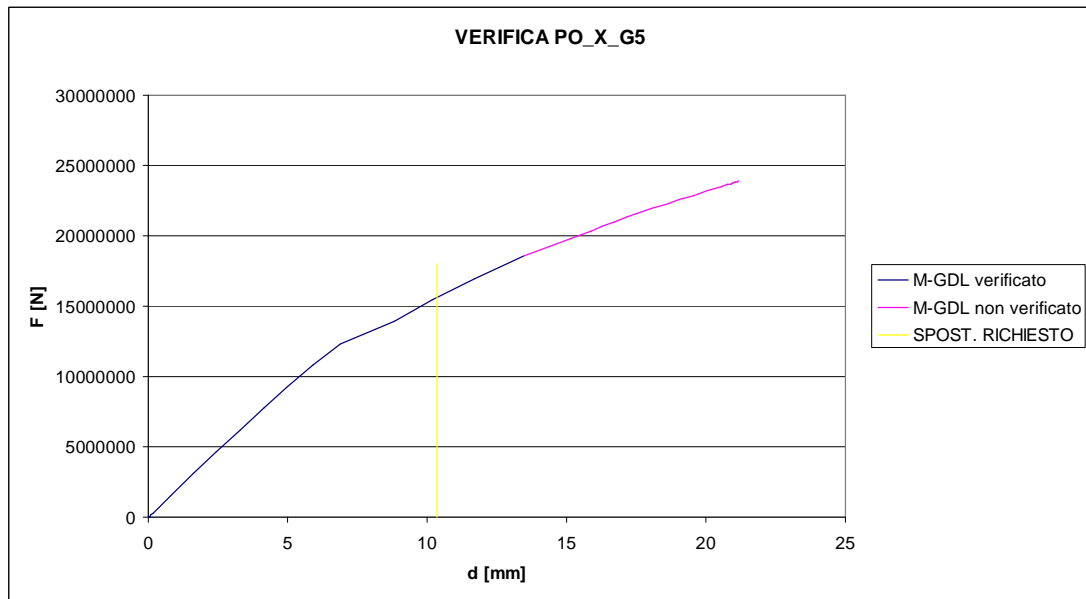
$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,785$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 8,61 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione x è di 10,35 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura. Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta verificata.

*Per la verifica degli elementi fragili si esegue la verifica a taglio corrispondente al 21° incremento. Questo è il corrispondente al massimo spostamento richiesto dal sisma in esame.*

*Le verifiche risultano verificate.*

#### 7.2.7.2 PUSHOVER IN DIREZIONE Y

Ai nodi del modello strutturale si applicano forze proporzionali all'accelerazione data dal modo principale di vibrare della struttura. In questo caso il sesto.

Come già descritto nel paragrafo 7.1.2 a ogni nodo vengono applicate forze ottenute come il prodotto della massa afferente e lo spostamento dato dal sesto modo di vibrare.

Il taglio alla base calcolato come la somma di tutte le forze applicate inizialmente ai nodi è pari a -44,167 N.

### 7.2.7.2.1 Punto di controllo I

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal sesto modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 6°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano terra	0.003	0.107066381	884	94.64668094	10.1334776
piano primo	0.01912	0.682369736	1223	834.538187	569.463602
piano copertura	0.02802	1	884	884	884
	r=	1.23885521		1813.184868	1463.59708

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

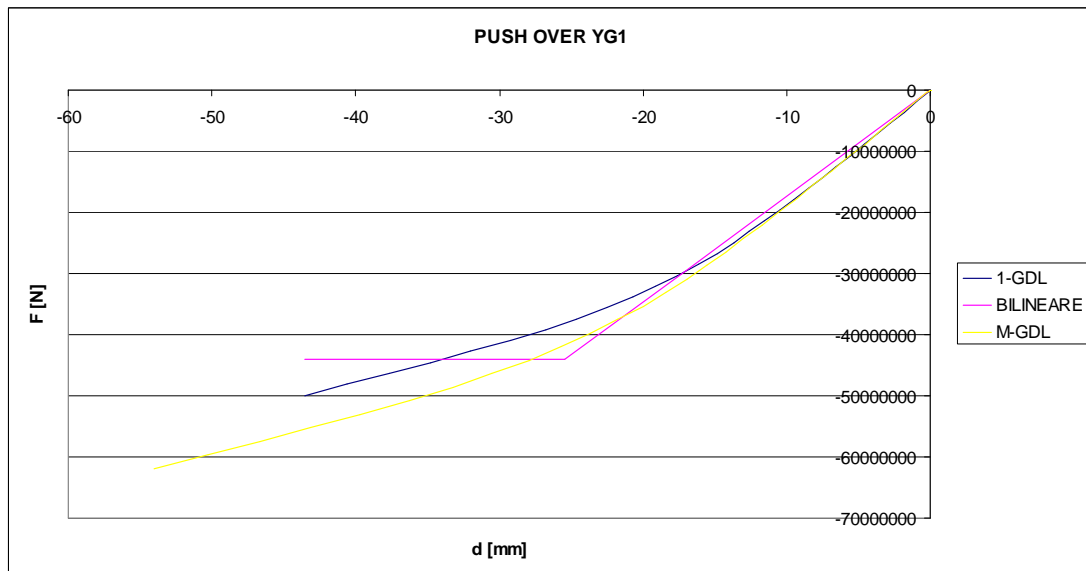
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0.1	-4.4167	0	-3.5650174	0
1	-44.167	0	-35.650174	0
10	-441.67	0	-356.50174	0
100	-4416.7	0	-3565.0174	0
1000	-44167	-0.0174	-35650.174	-0.014044717
5000	-220835	-0.1081	-178250.87	-0.087254823
10000	-441670	-0.2214	-356501.74	-0.178706917
50000	-2208350	-1.1282	-1782508.7	-0.910646541
100000	-4416700	-2.2618	-3565017.4	-1.825651788
150000	-6625050	-3.3975	-5347526	-2.742352087
200000	-8833400	-4.5421	-7130034.7	-3.666236177
250000	-11041750	-5.703	-8912543.4	-4.603277101
300000	-13250100	-6.8851	-10695052	-5.557429978
350000	-15458450	-8.0769	-12477561	-6.519412382
400000	-17666800	-9.2754	-14260069	-7.486802809
450000	-19875150	-10.4923	-16042578	-8.469045121
500000	-22083500	-11.7254	-17825087	-9.464363548
550000	-24291850	-12.9802	-19607595	-10.47719751
600000	-26500200	-14.2603	-21390104	-11.51045282
650000	-28708550	-15.5724	-23172613	-12.56953749
700000	-30916900	-16.9385	-24955121	-13.67220922
750000	-33125250	-18.392	-26737630	-14.8454274
800000	-35333600	-20.0045	-28520139	-16.14698523
850000	-37541950	-21.7893	-30302648	-17.58761805
900000	-39750300	-23.6963	-32085156	-19.12688675
950000	-41958650	-25.6752	-33867665	-20.72419081

1000000	-44167000	-27.9339	-35650174	-22.54734038
1050000	-46375350	-30.5117	-37432682	-24.62805715
1100000	-48583700	-33.2093	-39215191	-26.8054726
1150000	-50792050	-36.2419	-40997700	-29.25328921
1200000	-53000400	-39.6672	-42780208	-32.01808056
1250000	-55208750	-43.1343	-44562717	-34.81661151
1300000	-57417100	-46.63	-46345226	-37.63822746
1350000	-59625450	-50.2542	-48127734	-40.56356445
1400000	-61833800	-53.9956	-49910243	-43.58350149

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



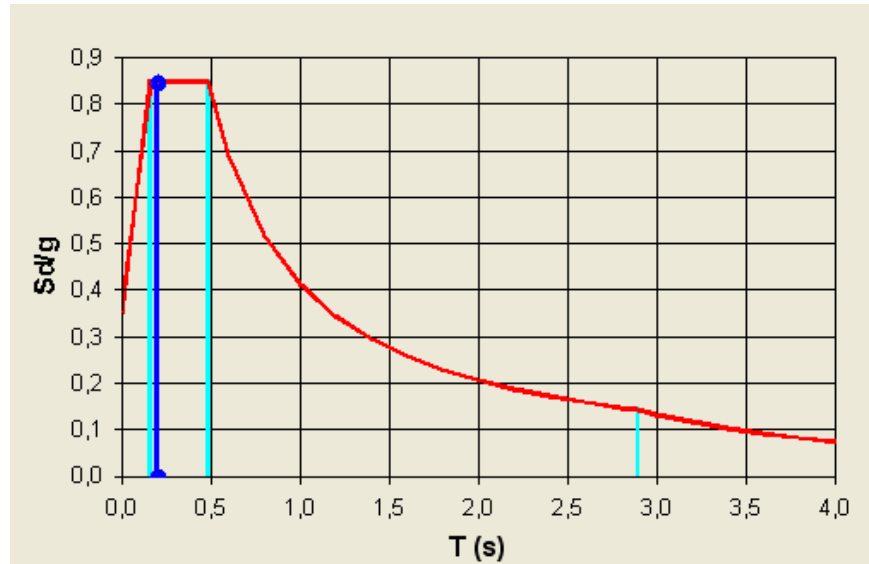
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.203354371
$m^*$	1813.185
$k^*$	1730991.085

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \text{ mm/s}^2$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = 2\pi/T^* = 30,898 \text{ rad/s}$$

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,342$$

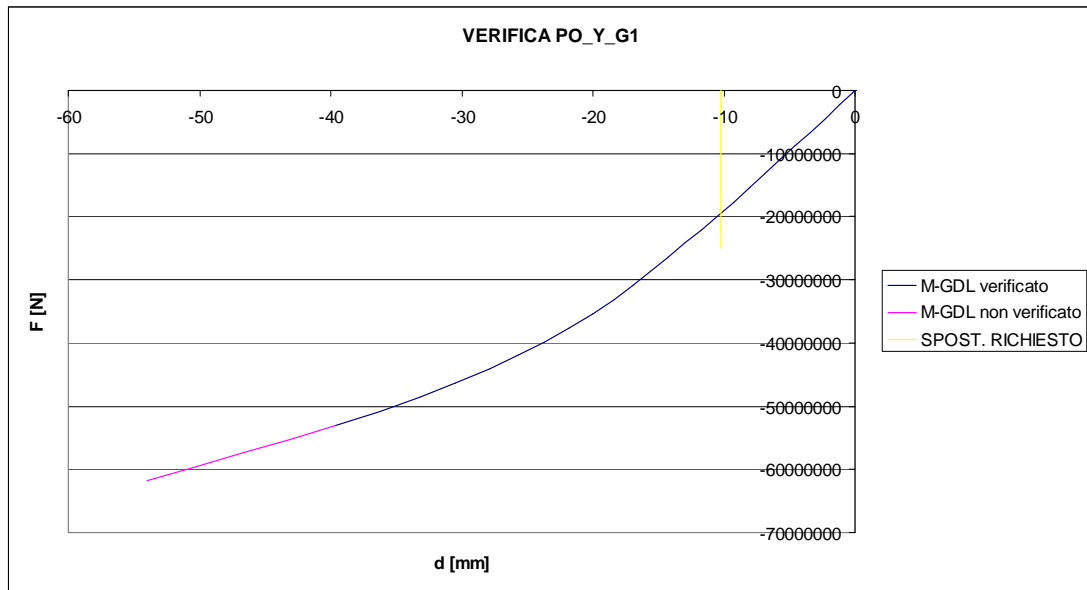
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 8,70 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 10,783 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

#### 7.2.7.2.2 Punto di controllo 2

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal sesto modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 6°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano primo	0.01824	0.652827487	1223	798.4080172	521.2227
piano copertura	0.02794	1	884	884	884
		r=	1.197253658	1682.408017	1405.2227

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

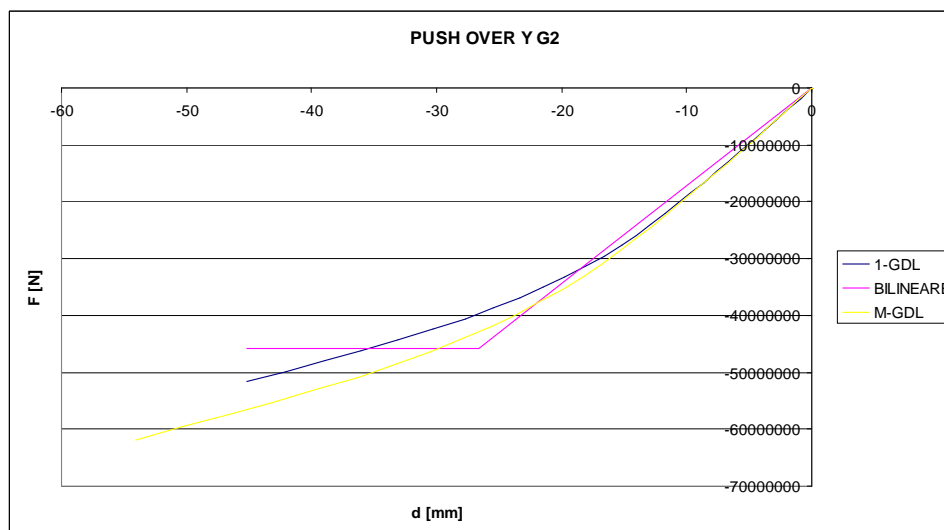
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0.1	-4.4167	0	-3.689807853	0
1	-44.167	0	-36.89807853	0
10	-441.67	0	-368.9807853	0
100	-4416.7	0	-3689.807853	0
1000	-44167	-0.0201	-36898.07853	-0.01679
5000	-220835	-0.1094	-184490.3926	-0.0914
10000	-441670	-0.221	-368980.7853	-0.18463

50000	-2208350	-1.1139	-1844903.926	-0.93058
100000	-4416700	-2.2302	-3689807.853	-1.86316
150000	-6625050	-3.3483	-5534711.779	-2.79724
200000	-8833400	-4.4765	-7379615.706	-3.73977
250000	-11041750	-5.6221	-9224519.632	-4.69683
300000	-13250100	-6.7872	-11069423.56	-5.67018
350000	-15458450	-7.9635	-12914327.49	-6.65288
400000	-17666800	-9.1463	-14759231.41	-7.64102
450000	-19875150	-10.3464	-16604135.34	-8.64361
500000	-22083500	-11.5625	-18449039.26	-9.65957
550000	-24291850	-12.8024	-20293943.19	-10.6954
600000	-26500200	-14.0702	-22138847.12	-11.7546
650000	-28708550	-15.375	-23983751.04	-12.8446
700000	-30916900	-16.7433	-25828654.97	-13.9877
750000	-33125250	-18.2173	-27673558.9	-15.2191
800000	-35333600	-19.8813	-29518462.82	-16.6093
850000	-37541950	-21.7159	-31363366.75	-18.1419
900000	-39750300	-23.6508	-33208270.68	-19.7584
950000	-41958650	-25.6577	-35053174.6	-21.435
1000000	-44167000	-27.9327	-36898078.53	-23.3356
1050000	-46375350	-30.5032	-38742982.46	-25.483
1100000	-48583700	-33.1973	-40587886.38	-27.7338
1150000	-50792050	-36.2343	-42432790.31	-30.2709
1200000	-53000400	-39.675	-44277694.24	-33.1454
1250000	-55208750	-43.1608	-46122598.16	-36.0575
1300000	-57417100	-46.6743	-47967502.09	-38.9927
1350000	-59625450	-50.3066	-49812406.02	-42.0272
1400000	-61833800	-54.0512	-51657309.94	-45.1556

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



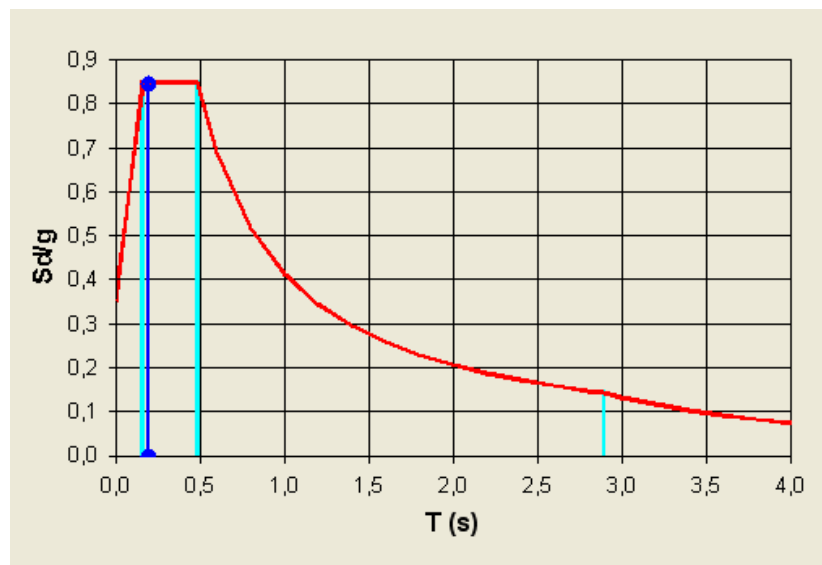
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.196399566
$m^*$	1682.41
$k^*$	1721910.331

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 8309,07 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 31,992 \text{ rad} / s$$



$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* = 0,304$$

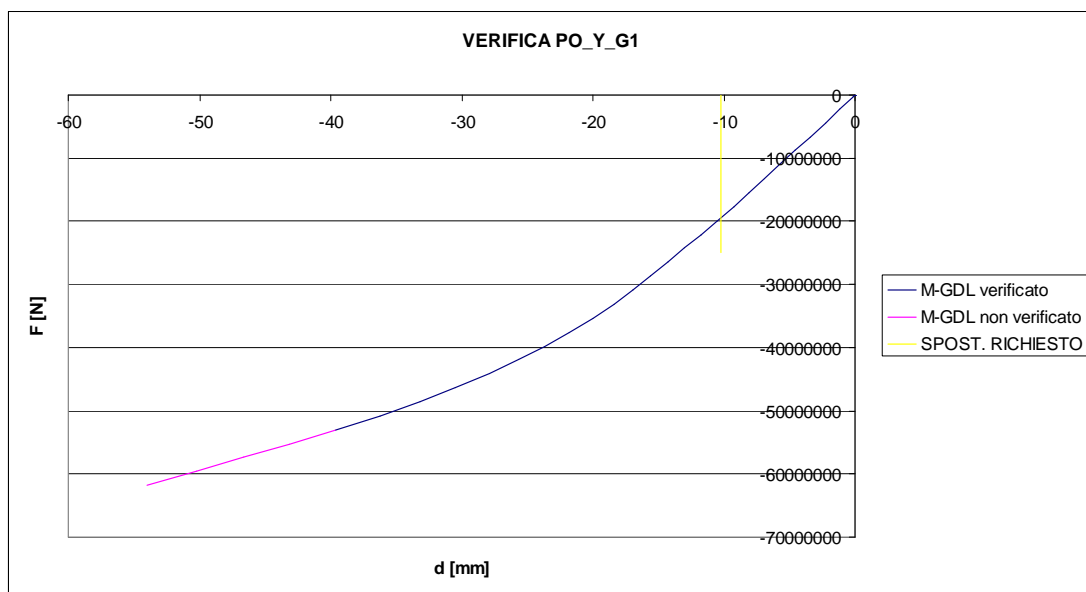
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 8,118mm$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 9,718 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

### 7.2.7.2.3 Punto di controllo 3

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal sesto modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 6°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*GAM^2
piano primo	0.00294	0.6	1223	733.8	440.28
piano copertura	0.0049	1	884	884	884
	r=	1.221644969		1617.8	1324.28

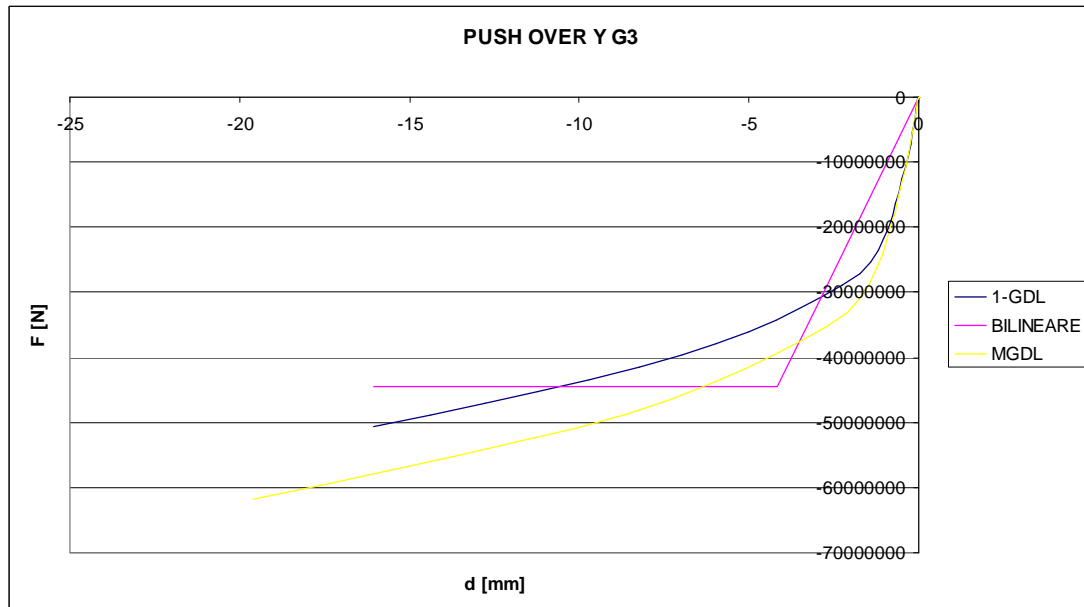
Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00	0	-0.0012	0	0
0.00E+00	0	-0.0062	0	-0.00508
0.00E+00	0	-0.0123	0	-0.01007
1.00E-01	-4.4167	-0.0123	-3.615504257	-0.01007
1.00E+00	-44.167	-0.0123	-36.15504257	-0.01007
1.00E+01	-441.67	-0.0123	-361.5504257	-0.01007
1.00E+02	-4416.7	-0.0125	-3615.504257	-0.01023
1000	-44167	-0.0137	-36155.04257	-0.01121
5000	-220835	-0.0191	-180775.2128	-0.01564
10000	-441670	-0.0258	-361550.4257	-0.02112
50000	-2208350	-0.08	-1807752.128	-0.06549
100000	-4416700	-0.1475	-3615504.257	-0.12074
150000	-6625050	-0.215	-5423256.385	-0.176
200000	-8833400	-0.294	-7231008.513	-0.24067
250000	-11041750	-0.3865	-9038760.642	-0.31639
300000	-13250100	-0.4841	-10846512.77	-0.39628
350000	-15458450	-0.5947	-12654264.9	-0.48682
400000	-17666800	-0.707	-14462017.03	-0.57875
450000	-19875150	-0.8242	-16269769.16	-0.67469
500000	-22083500	-0.9466	-18077521.28	-0.77489
550000	-24291850	-1.0863	-19885273.41	-0.88924
600000	-26500200	-1.2505	-21693025.54	-1.02366
650000	-28708550	-1.4484	-23500777.67	-1.18566
700000	-30916900	-1.7125	-25308529.8	-1.40185
750000	-33125250	-2.1029	-27116281.93	-1.72143
800000	-35333600	-2.732	-28924034.05	-2.23641
850000	-37541950	-3.4951	-30731786.18	-2.86108
900000	-39750300	-4.2996	-32539538.31	-3.51965
950000	-41958650	-5.1507	-34347290.44	-4.21636
1000000	-44167000	-6.138	-36155042.57	-5.02456
1050000	-46375350	-7.2915	-37962794.7	-5.96881
1100000	-48583700	-8.5459	-39770546.82	-6.99566
1150000	-50792050	-10.0471	-41578298.95	-8.22454
1200000	-53000400	-11.8697	-43386051.08	-9.71652
1250000	-55208750	-13.7345	-45193803.21	-11.243
1300000	-57417100	-15.6174	-47001555.34	-12.7844
1350000	-59625450	-17.5692	-48809307.47	-14.3821
1400000	-61833800	-19.5921	-50617059.59	-16.0381

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



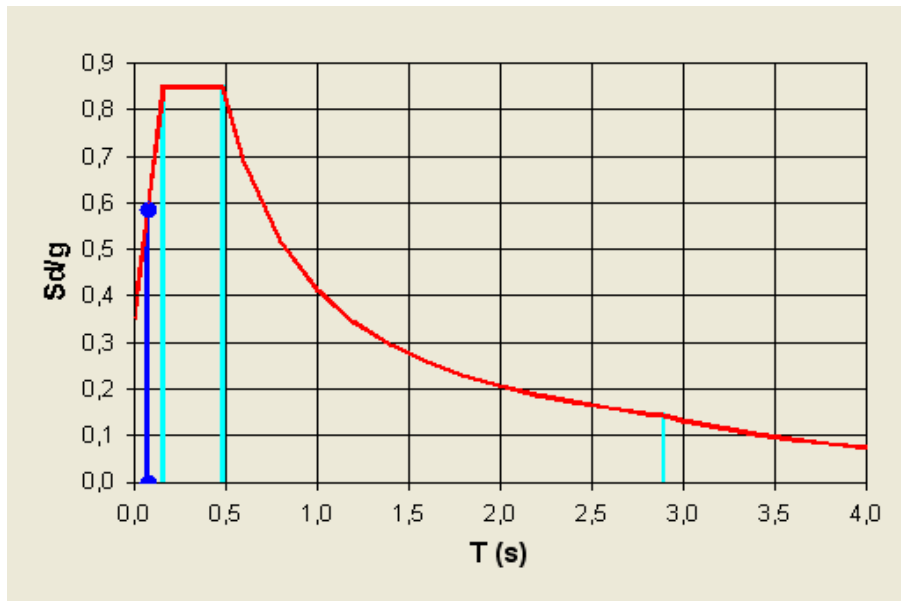
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.077281826
$m^*$	1617.8
$k^*$	10693744.98

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 5768,28 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 81,30 \text{ rad/s}$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,209$$

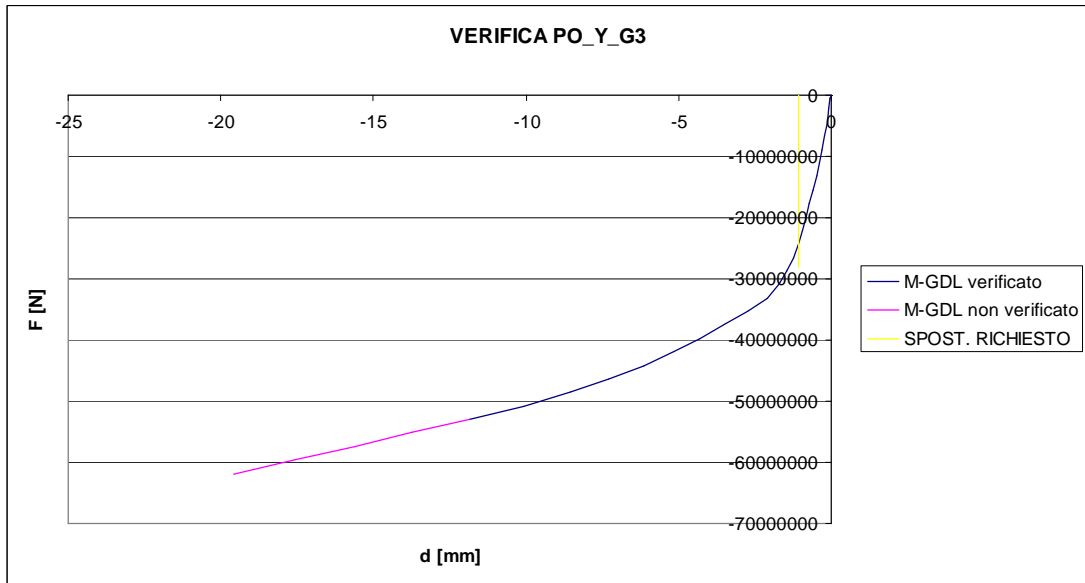
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 0,873 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 1,066 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

#### 7.2.7.2.4 Punto di controllo 4

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal sesto modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 6°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*G AM^2
piano primo	0.00099272	0.583952941	1223	714.1744471	417.044269
piano copertura	0.0017	1	884	884	884
	r=	1.228378223		1598.174447	1301.04427

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

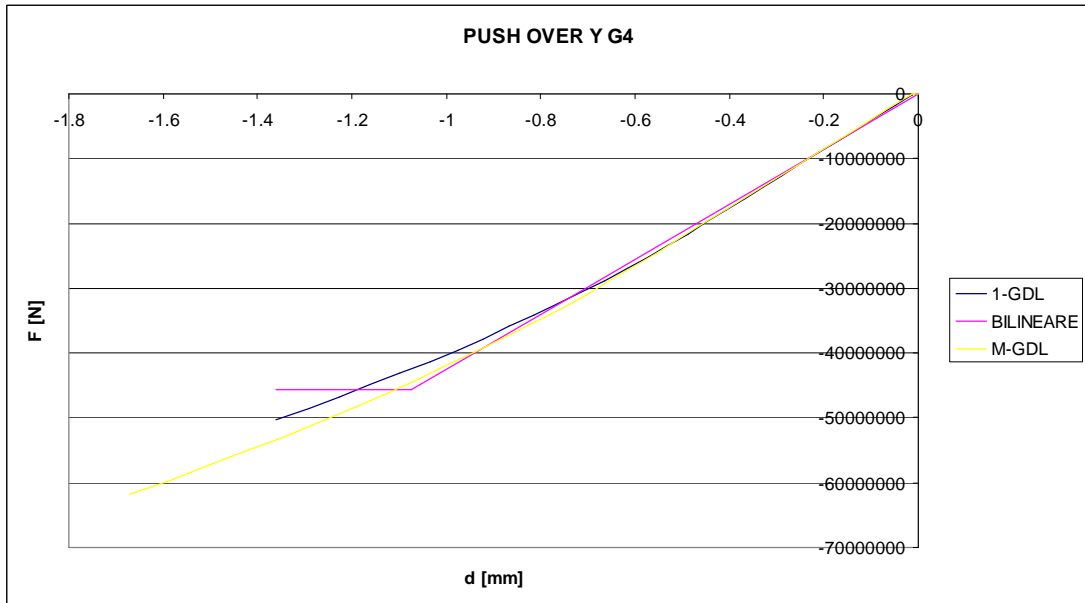
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0.00E+00		0	-0.0012	0
0.00E+00		0	-0.006	-0.00488
0.00E+00		0	-0.0119	-0.00969
1.00E-01	-4.4167	-0.0119	-3.595490068	-0.00969
1.00E+00	-44.167	-0.0119	-35.95490068	-0.00969
1.00E+01	-441.67	-0.0119	-359.5490068	-0.00969

1.00E+02	-4416.7	-0.012	-3595.490068	-0.00977
1000	-44167	-0.0129	-35954.90068	-0.0105
5000	-220835	-0.0168	-179774.5034	-0.01368
10000	-441670	-0.0217	-359549.0068	-0.01767
50000	-2208350	-0.0608	-1797745.034	-0.0495
100000	-4416700	-0.1096	-3595490.068	-0.08922
150000	-6625050	-0.1584	-5393235.103	-0.12895
200000	-8833400	-0.2073	-7190980.137	-0.16876
250000	-11041750	-0.2564	-8988725.171	-0.20873
300000	-13250100	-0.3052	-10786470.21	-0.24845
350000	-15458450	-0.3542	-12584215.24	-0.28834
400000	-17666800	-0.4032	-14381960.27	-0.32823
450000	-19875150	-0.4521	-16179705.31	-0.36804
500000	-22083500	-0.501	-17977450.34	-0.40785
550000	-24291850	-0.5501	-19775195.38	-0.44782
600000	-26500200	-0.5997	-21572940.41	-0.4882
650000	-28708550	-0.6499	-23370685.44	-0.52906
700000	-30916900	-0.7015	-25168430.48	-0.57107
750000	-33125250	-0.7558	-26966175.51	-0.61527
800000	-35333600	-0.8155	-28763920.55	-0.66387
850000	-37541950	-0.8773	-30561665.58	-0.71418
900000	-39750300	-0.9387	-32359410.62	-0.76416
950000	-41958650	-1.001	-34157155.65	-0.81488
1000000	-44167000	-1.0658	-35954900.68	-0.86763
1050000	-46375350	-1.1314	-37752645.72	-0.92104
1100000	-48583700	-1.199	-39550390.75	-0.97607
1150000	-50792050	-1.2708	-41348135.79	-1.03452
1200000	-53000400	-1.3483	-43145880.82	-1.09761
1250000	-55208750	-1.427	-44943625.85	-1.16167
1300000	-57417100	-1.5065	-46741370.89	-1.22639
1350000	-59625450	-1.5868	-48539115.92	-1.29176
1400000	-61833800	-1.6703	-50336860.96	-1.35974

alpha è il fattore incrementale; Fb è il taglio alla base nei vari incrementi di carico; dc è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo; F\* è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale; d\* è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



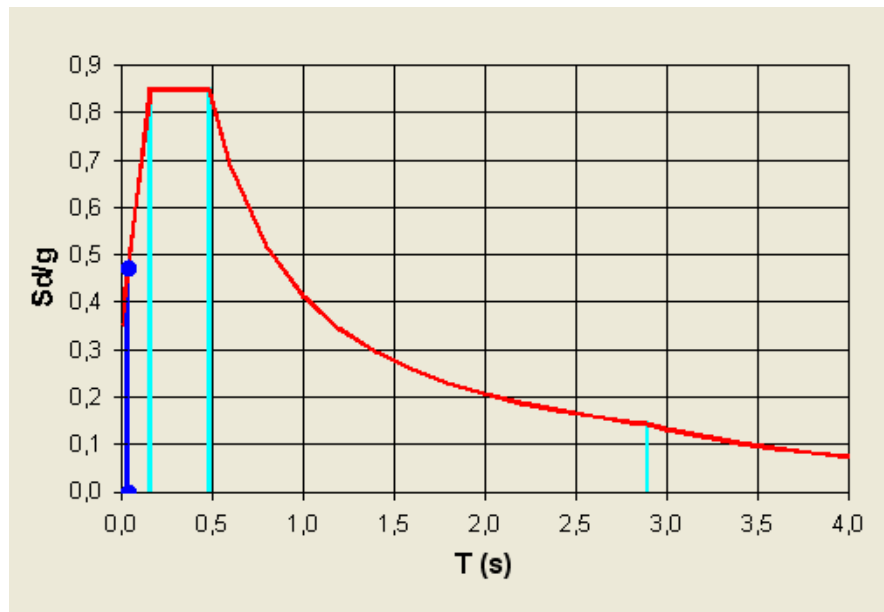
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.038512511
$m^*$	1598.17
$k^*$	42538192.36

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 4610,7 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 163,147 \text{ rad} / s$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,16$$

$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 0,173 \text{ mm}$$

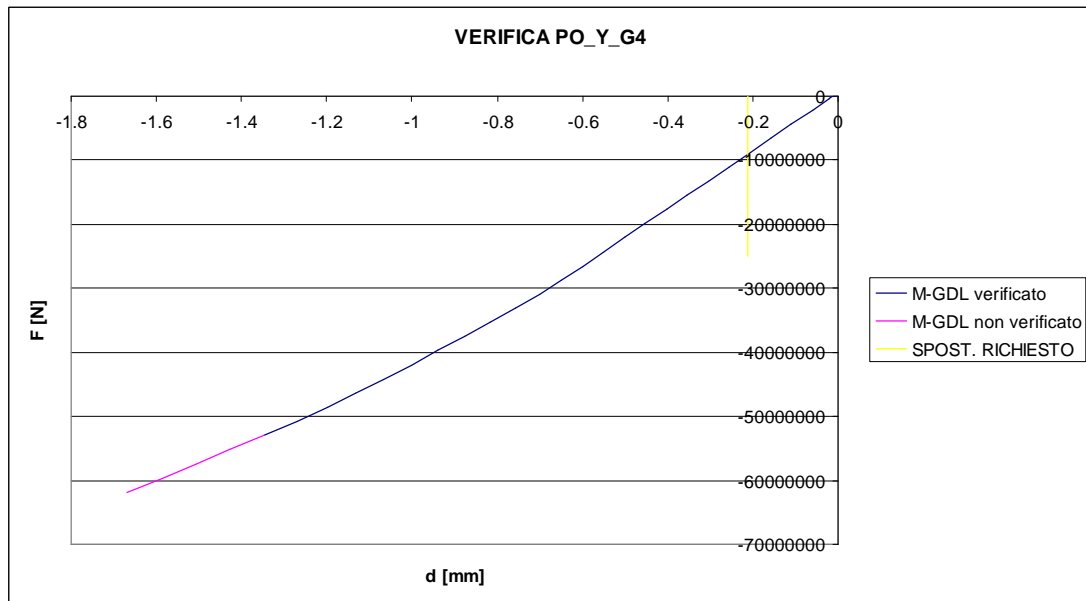
Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 0,213 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.





Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

#### 7.2.7.2.5 Punto di controllo 5

Per calcolare l'oscillatore equivalente a un grado di libertà è fondamentale analizzare il fattore di partecipazione "r". Il calcolo è riassunto nella seguente tabella dove si sono riportati gli spostamenti dei baricentri causati dal sesto modo di vibrare (principale in direzione y).

PIANO	SPOST. 6°MODO	SPOST. NORM	MASSA	M * GAM	M*G AM^2
piano primo	0.00104	0.45814978	1223	560.3171806	256.709193
piano copertura	0.00227	1	884	884	884
$r=$		1.26615722		1444.317181	1140.70919

Ora si incrementa il carico applicato fino al raggiungimento della rotazione ultima di un elemento.

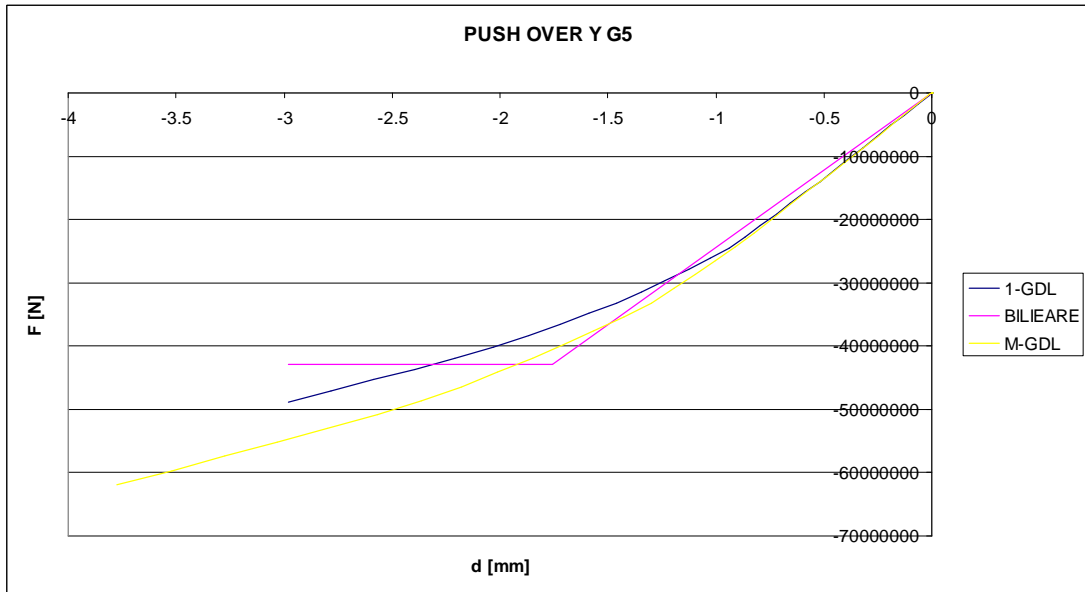
Si ottengono i seguenti risultati:

alpha	Fb	dc	F*	d*
0	0	0	-0.0001	0
0	0	0	-0.0006	0
0	0	0	-0.0012	0
0.1	-4.4167	-0.0012	-3.48870458	-0.00095
1	-44.167	-0.0012	-34.8870458	-0.00095

10	-441.67	-0.0012	-348.870458	-0.00095
100	-4416.7	-0.0014	-3488.70458	-0.00111
1000	-44167	-0.0028	-34887.0458	-0.00221
5000	-220835	-0.0093	-174435.229	-0.00735
10000	-441670	-0.0173	-348870.458	-0.01367
50000	-2208350	-0.0816	-1744352.29	-0.06445
100000	-4416700	-0.162	-3488704.58	-0.12796
150000	-6625050	-0.2421	-5233056.87	-0.19123
200000	-8833400	-0.3232	-6977409.16	-0.25529
250000	-11041750	-0.4054	-8721761.45	-0.32022
300000	-13250100	-0.4881	-10466113.7	-0.38555
350000	-15458450	-0.5717	-12210466	-0.45158
400000	-17666800	-0.6559	-13954818.3	-0.51809
450000	-19875150	-0.7405	-15699170.6	-0.58491
500000	-22083500	-0.8257	-17443522.9	-0.65221
550000	-24291850	-0.9126	-19187875.2	-0.72085
600000	-26500200	-1.0019	-20932227.5	-0.79139
650000	-28708550	-1.094	-22676579.8	-0.86414
700000	-30916900	-1.1918	-24420932.1	-0.94139
750000	-33125250	-1.3	-26165284.4	-1.02686
800000	-35333600	-1.4268	-27909636.7	-1.12701
850000	-37541950	-1.5644	-29653988.9	-1.2357
900000	-39750300	-1.704	-31398341.2	-1.34597
950000	-41958650	-1.8485	-33142693.5	-1.46011
1000000	-44167000	-2.0092	-34887045.8	-1.58705
1050000	-46375350	-2.1813	-36631398.1	-1.72299
1100000	-48583700	-2.3627	-38375750.4	-1.86627
1150000	-50792050	-2.5668	-40120102.7	-2.02749
1200000	-53000400	-2.7981	-41864455	-2.21019
1250000	-55208750	-3.0343	-43608807.3	-2.39676
1300000	-57417100	-3.2739	-45353159.6	-2.58602
1350000	-59625450	-3.52	-47097511.8	-2.78041
1400000	-61833800	-3.7747	-48841864.1	-2.9816

alpha è il fattore incrementale;  $F_b$  è il taglio alla base nei vari incrementi di carico;  $d_c$  è lo spostamento del baricentro rispetto al suolo;  $F^*$  è il taglio alla base del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale;  $d^*$  è lo spostamento del baricentro del sistema a un grado di libertà equivalente alla struttura reale.

Graficando i risultati si ottiene il seguente:



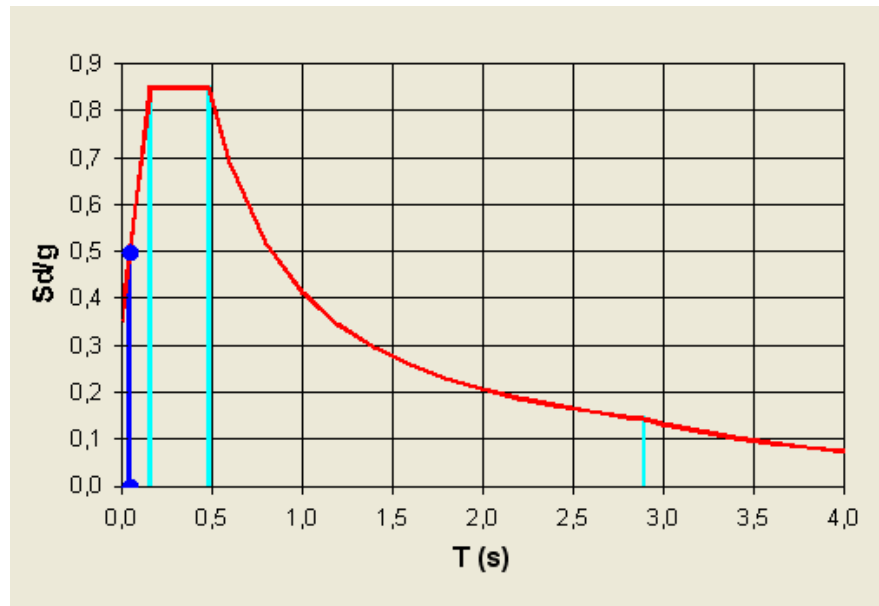
La curva nera è la curva di pushover per il sistema equivalente a un grado di libertà, quella viola è la curva bilineare associata al sistema equivalente e la gialla è la curva di pushover del sistema reale a molteplici gradi di libertà.

Grazie alla bilineare equivalente (rappresentata in viola nel grafico sopra) ricavata dal principio di uguaglianza delle aree, si ottengono i seguenti dati:

$T^*$	0.048320394
$m^*$	1444.32
$k^*$	24420932.07

Si rimanda al paragrafo 3.2.2.1 per le formule che permettono il calcolo dei valori.

Ora si può passare alla determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.



Ordinata dello spettro di accelerazione di progetto:  $S_e = 4905 \frac{mm}{s^2}$

Considerando che il fattore  $q^*$  è minore di 1 il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$\omega = \frac{2\pi}{T^*} = 130,03 \text{ rad} / s$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = 0,165$$

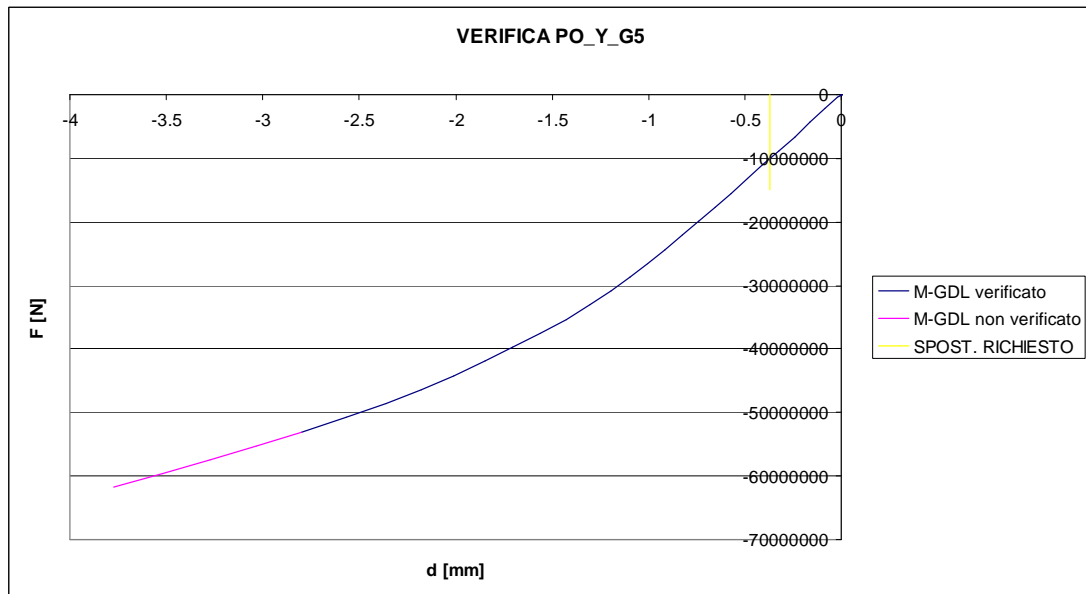
$$S_{de}(T^*) = S_e / \omega^2 = 0,29 \text{ mm}$$

Lo spostamento effettivo della struttura in direzione y è di 0,367 mm.

Questo spostamento va confrontato con lo spostamento ammissibile della struttura.

Si ricorda che la rotazione ammissibile della struttura viene assunta pari al 75% della rotazione ultima calcolata.

Il grafico seguente mette in evidenza la curva di pushover con il tratto ammissibile, quello non ammissibile e lo spostamento effettivo dalla struttura per gli effetti del sisma in esame.



Sotto il punto di vista degli elementi duttili la struttura risulta ampiamente verificata.

*Per la verifica degli elementi fragili si esegue la verifica a taglio corrispondente al 21° incremento. Questo è il corrispondente al massimo spostamento richiesto dal sisma in esame.*

*Le verifiche risultano verificate.*

### 7.3. Conclusioni

In questo paragrafo verranno riassunti in tabelle i risultati delle analisi pushover. Sarà riportato anche qualche commento.

#### 7.3.1 BLOCCO PALESTRA

Nella seguente tabella verranno riportati i valori significativi ricavati mediante l'analisi pushover sui modelli utilizzati per la modellazione del blocco palestra.

- *PALESTRA LINK*: modellazione del blocco palestra con solai infinitamente rigidi nel piano;
- *PALESTRA ACC.*: modellazione del blocco palestra con solai non

infinitamente rigidi nel piano;

- $PO\_X$ : analisi pushover in direzione x (parallelo al lato lungo);
- $PO\_Y$ : analisi pushover in direzione y (parallelo al lato corto);
- $F_u$ : taglio alla base che provoca la rotazione ultima su un elemento;
- $F_{amm}$ : taglio alla base che provoca il 75% della rotazione ultima su un elemento;
- $d_u$ : spostamento del punto di controllo associato a  $F_u$ ;
- $d_{amm}$ : spostamento del punto di controllo associato a  $F_{amm}$ ;
- $d_{rich}$ : spostamento richiesto dal sisma.

		$F_u$ [N]	$F_{amm}$ [N]	$d_u$ [mm]	$d_{amm}$ [mm]	$d_{rich}$ [mm]
<b>PALESTRA</b>	<b>PO_X</b>	6480000	6100000	86,6	60,69	6,05
<b>LINK</b>	<b>PO_Y</b>	6830000	6200000	72,62	45,175	4,28
<b>PALESTRA</b>	<b>PO_X</b>	6631920	6387300	73,24	57,58	6,21
<b>ACC.</b>	<b>PO_Y</b>	7102000	6566000	79,88	55,33	5,21

Confrontando i risultati tra i due modelli strutturali si può notare che non si discostano molto.

La struttura risulta verificata.

### 7.3.2 BLOCCO TEATRO

Nella seguente tabella verranno riportati i valori significativi ricavati mediante l'analisi pushover sui modelli utilizzati per la modellazione del blocco teatro.

- *TEATRO LINK*: modellazione del blocco teatro con solai infinitamente rigidi nel piano;
- *TEATRO ACC.*: modellazione del blocco teatro con solai non infinitamente rigidi nel piano;
- *TEATRO INTER.*: modellazione del blocco teatro rimuovendo qualche

rinforzo sismico (FRP, aumento sezione dei pilastri);

- $PO\_X$ : analisi pushover in direzione x (parallelo al lato corto);
- $PO\_Y$ : analisi pushover in direzione y (parallelo al lato lungo);
- $F_u$ : taglio alla base che provoca la rotazione ultima su un elemento;
- $F_{amm}$ : taglio alla base che provoca il 75% della rotazione ultima su un elemento;
- $d_u$ : spostamento del punto di controllo associato a  $F_u$ ;
- $d_{amm}$ : spostamento del punto di controllo associato a  $F_{amm}$ ;
- $d_{rich}$ : spostamento richiesto dal sisma.

		$F_u$ [N]	$F_{amm}$ [N]	$d_u$ [mm]	$d_{amm}$ [mm]	$d_{rich}$ [mm]
<b>TEATRO LINK</b>	<b>PO_X</b>	5700000	5300000	58,55	45,156	6,55
	<b>PO_Y</b>	5500000	5000000	60,75	46,9	8,5
<b>TEATRO ACC.</b>	<b>PO_X</b>	5937787	5412460	66,57	45,48	6,46
	<b>PO_Y</b>	5636112	4933467	63,57	44,24	8,59
<b>TEATRO INTER.</b>	<b>PO_X</b>	3246220	2930616	52,63	40,0	10,27
	<b>PO_Y</b>	3583104	3110912	64,5	45,98	13,27

Confrontando i risultati tra i primi due modelli strutturali si può notare che non si discostano molto.

Diminuendo i rinforzi strutturali, come nel terzo modello, la struttura rimane verificata.

Mentre con l'analisi modale (analisi lineare dinamica) la struttura necessitava di molti rinforzi sismici per essere verificata, svolgendo l'analisi pushover si può scegliere di diminuire gli interventi.

### 7.3.3 BLOCCO AULE

Nella seguente tabella verranno riportati i valori significativi ricavati mediante l'analisi pushover sul modello utilizzato per la modellazione del blocco aule.

- *AULE P1/2/3/4/5*: modellazione del blocco aule considerando come punto di controllo i punti 1/2/3/4/5;
- *PO\_X*: analisi pushover in direzione x (parallelo al lato corto);
- *PO\_Y*: analisi pushover in direzione y (parallelo al lato lungo);
- $F_u$ : taglio alla base che provoca la rotazione ultima su un elemento;
- $F_{amm}$ : taglio alla base che provoca il 75% della rotazione ultima su un elemento;
- $d_u$ : spostamento del punto di controllo associato a  $F_u$ ;
- $d_{amm}$ : spostamento del punto di controllo associato a  $F_{amm}$ ;
- $d_{rich}$ : spostamento richiesto dal sisma.

		$F_u$ [N]	$F_{amm}$ [N]	$d_u$ [mm]	$d_{amm}$ [mm]	$d_{rich}$ [mm]
<b>AULE P1</b>	<b>PO_X</b>	23888792		0,1023		
	<b>PO_Y</b>	61833800	53000400	54,0	39,67	10,78
<b>AULE P2</b>	<b>PO_X</b>	23888792	18542400	2,09	1,16	0,569
	<b>PO_Y</b>	61833800	53000400	54,05	39,67	9,72
<b>AULE P3</b>	<b>PO_X</b>	23888792	18542400	59,43	39,47	33,54
	<b>PO_Y</b>	61833800	53000400	19,59	11,87	1,07
<b>AULE P4</b>	<b>PO_X</b>	23888792	18542400	56,91	37,50	30,75
	<b>PO_Y</b>	61833800	53000400	1,67	1,34	0,21
<b>AULE P5</b>	<b>PO_X</b>	23888792	18542400	21,19	13,48	10,35
	<b>PO_Y</b>	61833800	53000400	3,77	2,80	0,367

La struttura risulta verificata.



# INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	<b>3</b>
<b>2. SISMOLOGIA</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1. Onde sismiche</b> .....	<b>5</b>
2.1.1. ONDE P (LONGITUDINALI).....	5
2.1.2. ONDE S (TRASVERSALI) .....	5
2.1.3. ONDE DI RAYLEIGH .....	6
2.1.4. ONDE DI LOVE .....	6
<b>2.2. Struttura interna della Terra</b> .....	<b>7</b>
2.2.1. VELOCITA' DELLE ONDE ALL'INTERNO DELLA TERRA .....	8
2.2.2. MOTI CONVETTIVI.....	8
2.2.3. ORIGINE DEI TERREMOTI .....	9
<b>2.3. Strumentazioni</b> .....	<b>9</b>
<b>2.4. La classificazione sismica in Italia</b> .....	<b>10</b>
<b>3. METODI DI ANALISI</b> .....	<b>14</b>
<b>3.1. Analisi dinamica lineare</b> .....	<b>14</b>
<b>3.2. Analisi statica non lineare (push over)</b> .....	<b>16</b>
3.2.1. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA NON LINEARE.....	16
3.2.2. ANALISI STATICA NON LINEARE.....	23
<b>4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>33</b>
<b>4.1. "Nuove norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008 e circolare n.617 del 2 febbraio 2009</b> .....	<b>33</b>
4.1.1. INTRODUZIONE .....	33
4.1.2. PRINCIPI GENERALI.....	33
4.1.2. STATI LIMITE .....	34
4.1.3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	35
4.1.4. AZIONI SULLE COSTRUZIONI .....	37
4.1.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	38
4.1.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	39
4.1.7. PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	40
4.1.8. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	40
4.1.9. CARICHI VARIABILI .....	41
4.1.10. AZIONE SISMICA .....	43
4.1.11. AZIONI DEL VENTO .....	48
4.1.12. AZIONE DELLA NEVE.....	53
4.1.13. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO, METODI DI ANALISI.....	57
4.1.14. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	60
4.1.15. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE.....	65
4.1.16. COSTRUZIONI ESISTENTI.....	79
<b>4.2. "Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" del 24 luglio 2009</b> .....	<b>86</b>
4.2.1. PRINCIPI GENERALI DEL PROGETTO DI RINFORZO .....	86
4.2.2. COEFFICIENTI PARZIALI .....	87
4.2.3. PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E FATTORI DI CONVERSIONE .....	88

4.2.4 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DELLA DELAMINAZIONE .....	89
4.2.5 RINFORZO A FLESSIONE .....	92
4.2.6 RINFORZO A TAGLIO .....	96
<b>5. ISTITUTO STATALE D'ARTE, "G. MAZARA" DI SULMONA (AQ) – STATO DI FATTO.....</b>	<b>101</b>
<b>5.1. Caratterizzazione strutturale .....</b>	<b>101</b>
5.1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'EDIFICIO.....	101
5.1.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	109
5.1.2 CARICHI SULLA STRUTTURA .....	110
5.1.3 COEFFICIENTI PARZIALI DI COMBINAZIONE E DELLE AZIONI .....	113
5.1.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	114
<b>5.2. Modellazione strutturale .....</b>	<b>115</b>
5.2.1 ANALISI LINEARE DINAMICA.....	117
<b>5.3. Verifica elementi strutturali (pilastri) .....</b>	<b>133</b>
5.3.1 METODOLOGIE E PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	133
5.3.2 RISULTATI ALLE VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA E A TAGLIO SU PILASTRI.....	140
<b>6. ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO STATALE D'ARTE, "G. MAZARA" DI SULMONA (AQ).....</b>	<b>149</b>
<b>6.1. Tipologie di rinforzi sismici utilizzati .....</b>	<b>149</b>
6.1.1 CONTROVENTI.....	149
6.1.2 AUMENTO DI SEZIONE DEI PILASTRI E SETTI IN CEMENTO ARMATO .....	155
6.1.3 RINFORZI CON FRP .....	155
<b>6.2. Progetto rinforzi .....</b>	<b>157</b>
<b>6.3. Analisi dinamica lineare .....</b>	<b>164</b>
<b>6.4. Verifiche pilastri.....</b>	<b>170</b>
6.4.1 RESISTENZE MATERIALI.....	170
6.4.2 RISULTATI ALLE VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA E A TAGLIO SU PILASTRI.....	170
<b>6.5. Altri progetti di adeguamento sismico.....</b>	<b>176</b>
<b>7. ANALISI NON LINEARE STATICA APPLICATA ALL'ISTITUTO STATALE D'ARTE, "G. MAZARA" DI SULMONA (AQ).....</b>	<b>184</b>
<b>7.1. Considerazioni generali .....</b>	<b>184</b>
7.1.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	184
7.1.2 FORZE DI PUSHOVER .....	185
7.1.3 CRITERIO DI ARRESTO DELL'ANALISI.....	189
7.1.4 CARATTERISTICHE DEI MODELLI STRUTTURALI.....	191
<b>7.2. Pushover sui modelli strutturali .....</b>	<b>196</b>
7.2.1 BLOCCO PALESTRA CON SOLAIO INFINITAMENTE RIGIDO....	196
7.2.2 BLOCCO PALESTRA CON SOLAIO NON INFINITAMENTE RIGIDO .....	204
7.2.3 BLOCCO TEATRO CON SOLAI INFINITAMENTE RIGIDI .....	213
7.2.4 BLOCCO TEATRO CON SOLAI NON INFINITAMENTE RIGIDI...229	
7.2.5 BLOCCO TEATRO STATO DI FATTO .....	238
7.2.6 BLOCCO TEATRO CON UN ALTRO TIPO DI INTERVENTO DI RINFORZO .....	247
7.2.7 BLOCCO AULE .....	257

<b>7.3. Conclusioni</b> .....	293
7.3.1 BLOCCO PALESTRA.....	293
7.3.2 BLOCCO TEATRO .....	294
7.3.3 BLOCCO AULE .....	295