

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E  
AMBIENTALE



**TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN  
INGEGNERIA CIVILE  
STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA DI  
STRUTTURE PREFABBRICATE MONOPIANO  
ALLA VARIAZIONE DELLE MODALITA' DI  
CONNESSIONE  
DEGLI ELEMENTI DI COPERTURA**

RELATORE: CH.MO PROF. RENATO VITALIANI

CONTRORELATORE: ING. LORENZO DE STEFANI

LAUREANDO: DAVIDE MUVEGI

ANNO ACCADEMICO 2013-2014

## Sommario

<b>CAPITOLO 1</b> .....	5
<b>BASI TEORICHE DI DINAMICA DELLE STRUTTURE</b> .....	5
1.1. OSCILLAZIONI LIBERE PER UN SISTEMA SMORZATO 1-GDL.....	5
1.2. OSCILLAZIONI SOTTO FORZANTE IMPULSIVA PER UN SISTEMA SMORZATO.....	7
1.3. FORZANTE GENERICI E L'INTEGRALE DI DUHAMEL .....	10
1.4. SISTEMI LINEARI M-GDL NON SMORZATI.....	11
1.5. SISTEMI LINEARI M-GDL SMORZATI .....	16
1.6. COMPORTAMENTO INELASTICO DELLE STRUTTURE .....	20
1.7. IL METODO DI NEWMARK .....	21
1.8. ACCELEROGRAMMI .....	23
<b>CAPITOLO 2</b> .....	24
<b>I RECENTI DANNI DEL SISMA ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE</b> .....	24
<b>CAPITOLO 3</b> .....	37
<b>DEFINIZIONE DELLE TIPOLOGIE DI STRUTTURE PREFABBRICATE</b> .....	37
3.1. VANTAGGI E SVANTAGGI NELLA PREFABBRICAZIONE.....	37
3.3. DIFFERENZE COSTRUTTIVE TRA DIAFRAMMA RIGIDO E DEFORMABILE	41
3.4. COLLEGAMENTI TRAVE-TEGOLO .....	46
<b>CAPITOLO 4</b> .....	53
<b>METODOLOGIE DI CALCOLO MANUALE PER SISTEMI DI VINCOLO DI COPERTURE</b> .....	53
4.1. PRO E CONTRO DEI DUE SISTEMI STRUTTURALI.....	53
4.2. METODI DI CALCOLO DI UNA COPERTURA VINCOLATA ISOSTATICAMENTE.....	54
4.3. METODI DI CALCOLO DI UNA COPERTURA VINCOLATA IPERSTATICAMENTE .....	55
<b>CAPITOLO 5</b> .....	61
<b>DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO</b> .....	61
<b>CAPITOLO 6</b> .....	73
<b>ANALISI DINAMICHE MODALI</b> .....	73
6.1. COPERTURA VINCOLATA ISOSTATICAMENTE .....	73
6.2. COPERTURA VINCOLATA IPERSTATICAMENTE.....	83
<b>CAPITOLO 7</b> .....	93

<b>DISSIPAZIONE ENERGETICA SU COPERTURA ISOSTATICA .....</b>	<b>93</b>
<b>CAPITOLO 8.....</b>	<b>104</b>
<b>DISSIPAZIONE ENERGETICA SU COPERTURA IPERSTATICA.....</b>	<b>104</b>
<b>CAPITOLO 9.....</b>	<b>112</b>
<b>STATO DI FATTO: STRUTTURA CON VINCOLI AD ATTRITO .....</b>	<b>112</b>
<b>CAPITOLO 10.....</b>	<b>126</b>
<b>PANNELLI ORIZZONTALI .....</b>	<b>126</b>
10.1. PANNELLI ORIZZONTALI A SEZIONE CAVA: DESCRIZIONE DEL MODELLO 126	
10.2. ANDAMENTO DELLE FORZE PROPOSTO DALLE NTC'08 .....	127
10.3. PIANO INFINITAMENTE DEFORMABILE .....	130
10.4. PIANO INFINITAMENTE RIGIDO.....	134
10.5. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E COPERTURA INFINITAMENTE DEFORMABILE 137	
10.6. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E COPERTURA INFINITAMENTE RIGIDA.....	142
<b>CAPITOLO 11.....</b>	<b>145</b>
<b>CASI DI STUDIO: PANNELLI VERTICALI .....</b>	<b>145</b>
11.1. PANNELLI VERTICALI A SEZIONE CAVA: DESCRIZIONE DEL MODELLO	145
11.2. ANDAMENTO DELLE FORZE PROPOSTO DALLE NTC'08 .....	146
11.3. PIANO INFINITAMENTE DEFORMABILE .....	148
11.4. PIANO INFINITAMENTE RIGIDO.....	152
11.5. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E PIANO INFINITAMENTE DEFORMABILE ...	155
11.6. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E PIANO INFINITAMENTE RIGIDO.....	158
<b><i>Bibliografia</i> .....</b>	<b>160</b>

# CAPITOLO 1

## BASI TEORICHE DI DINAMICA DELLE STRUTTURE

### 1.1. OSCILLAZIONI LIBERE PER UN SISTEMA SMORZATO 1-GDL

I carichi dinamici agenti sulle strutture possono essere periodici o non periodici. Il carico periodico più semplice è quello di tipo sinusoidale, detto anche sollecitazione armonica. I carichi non periodici possono essere di breve durata o impulsivi, oppure di lunga durata o generici, come quelli generati da scosse sismiche. Inoltre, se il carico è applicato dinamicamente, la risposta strutturale dipende anche dalle forze d'inerzia che si oppongono alle accelerazioni, oltre che a forze elastiche che si oppongono agli spostamenti e forze di smorzamento viscoso, che si oppongono alla velocità.

Per descrivere gli aspetti fondamentali della dinamica di alcune strutture soggette ad un moto del terreno è possibile far riferimento ad un sistema ad 1 GDL. Questa scelta è giustificabile perché:

- varie strutture civili possono essere modellate come sistemi ad un grado di libertà (pile di ponti isostatici, serbatoi, ciminiere, torri, edifici ad un piano con tetto pesante e rigido, etc.);
- la risposta dinamica di sistemi ad un grado di libertà è essenziale per determinare la risposta di sistemi a M-GDL;
- lo spettro di risposta è ottenuto da sistemi 1-GDL soggetti all'azione sismica.

In generale la legge del moto è data dalla seconda legge di Newton

$$F = m \frac{d^2x}{dt^2} = m\ddot{x}$$

Le forze agenti sulla massa sono

- la generica forzante  $F_{est}$  applicata alla massa del corpo;
- la forza elastica  $F_{el} = kx$ ;
- la forza d'attrito  $F_{attr} = cx$

Per cui complessivamente

$$F = F_{el} + F_{attr} + F_{est} = -kx - cx + f(t)$$

Ossia l'equilibrio dinamico ad 1-GDL è

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t)$$

**C** tiene in conto in maniera approssimata dei meccanismi non isteretici di perdita di energia che caratterizzano la risposta dei sistemi elastici. Essi ad esempio consistono nella dispersione di energia tramite le fondazioni, la frizione tra elementi strutturali e non, frizione tra parti di elementi, etc, ed in un sistema

elastico lasciato libero di vibrare, determinano via via oscillazioni di ampiezza decrescente fino all'arresto del moto;  $m$ ,  $k$ ,  $c$  rimangono costanti durante le vibrazioni del sistema.

La forza  $\mathbf{f}(t)$  dipende esclusivamente dal tempo.

La funzione  $\mathbf{x}(t)$  rappresenta la soluzione del problema.

Gli altri parametri cinematici del problema si possono ricavare per diretta derivazione.

Quando tra le forze applicate alla massa non compaiono forze esterne tipo  $f(t)$ , ma solo forze interne (elastiche e viscosi) e passive (inerziali), i movimenti del sistema vengono detti **oscillazioni libere**.

La risposta del modello privo di smorzamento viscoso implica oscillazioni che si protraggono per un tempo infinito. Il comportamento di sistemi reali fa rilevare che, in assenza di forzanti esterne, l'ampiezza delle oscillazioni si smorza col tempo: ciò è dovuto alla dissipazione di energia che coincide con il lavoro svolto da forze di attrito. Lo smorzamento del materiale in campo elastico appare come puramente viscoso, ovvero sia la forza di smorzamento è proporzionale alla velocità. Altre componenti sono lo smorzamento indotto dalle forze di attrito e lo smorzamento interno in cui la forza è proporzionale all'ampiezza dello spostamento.

L'equazione da risolvere è allora

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

dividendo per  $m$  si ottiene

$$\ddot{x} + 2\xi\dot{x} + \omega^2 = 0$$

avendo posto  $\omega^2 = \frac{k}{m}$  e  $\xi = \frac{c}{2\omega m}$

La soluzione è del tipo

$$x(t) = Ae^{\lambda_1 t} + Be^{\lambda_2 t} \quad \text{con} \quad \lambda_{1,2} = -\xi\omega \mp \omega\sqrt{\xi^2 - 1}$$

Nel caso in cui  $\xi < 1$  il moto è sottocritico, ed è proprio il caso delle strutture civili. In questo caso allora il termine sotto radice è negativo e quindi le due radici sono complesse. In particolar modo

$$\lambda_{1,2} = -\xi\omega \mp i\omega_d$$

Dove

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$$

Per cui la soluzione avrà la forma

$$x(t) = e^{-\xi\omega t}(Ae^{i\omega_d t} + Be^{-i\omega_d t})$$

Ricordando le formule di Eulero che sono del tipo

$$e^{i\omega} = \overline{\mp}\omega\cos(\omega t) \overline{\mp} i\text{sen}\omega$$

La soluzione assume la nuova forma

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} [A\text{sen}(\omega_d t) + B\text{cos}(\omega_d t)]$$

Le condizioni iniziali sono

$$\begin{cases} x_0 = x(0) \\ \dot{x}_0 = \dot{x}(0) \end{cases}$$

da applicare alla soluzione per trovare le costanti A e B.

Per cui la soluzione è

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left[ \frac{\dot{x}_0 + \xi\omega x_0}{\omega_d} \text{sen}(\omega_d t) + x_0 \text{cos}(\omega_d t) \right]$$

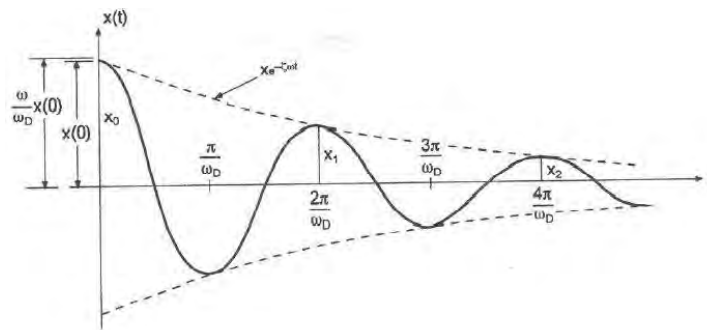


Figura 1.1

## 1.2. OSCILLAZIONI SOTTO FORZANTE IMPULSIVA PER UN SISTEMA SMORZATO

In generale, oltre alle forze elastiche dovute alla rigidità del sistema ed alle forze di

smorzamento, saranno presenti anche delle forzanti esterne  $f(t)$ . Possono essere di tipo:

- *casuali o random*: hanno carattere transitorio, e possono essere dovute a terremoti, moto ondoso, vento (effetto raffica), traffico stradale e ferroviario, lavori di costruzione. In questo caso  $f(t)$  è una funzione descrivibile solo in termini probabilistici (media, deviazione standard, ecc.);

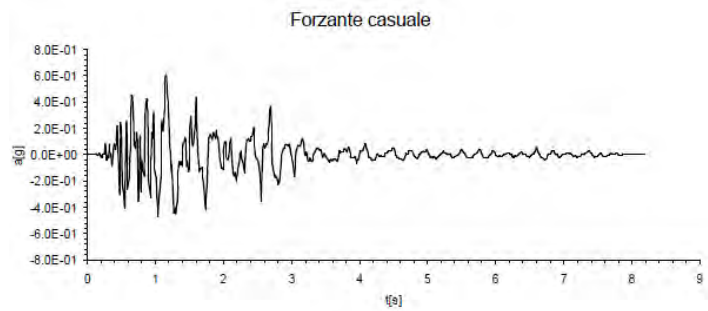


Figura 1.2

- *forzanti periodiche*: sono ripetitive e presentano lo stesso andamento temporale per molti cicli;

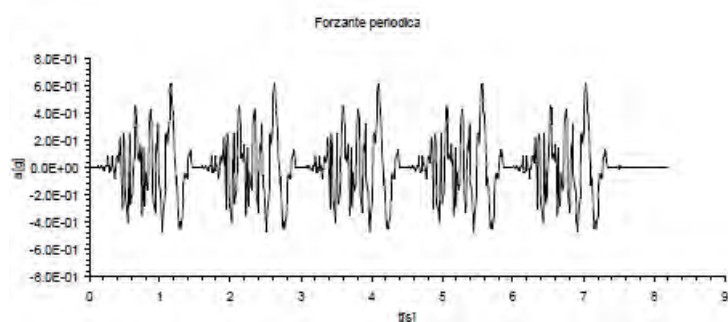


Figura 1.3

- *forzanti non periodiche*: possono essere brevi (impulso) o di lunga durata ma senza periodicità. Ad esempio le forzanti impulsive sono caratteristiche di urti, impatti, esplosioni, situazioni di collasso per cedimenti improvvisi.

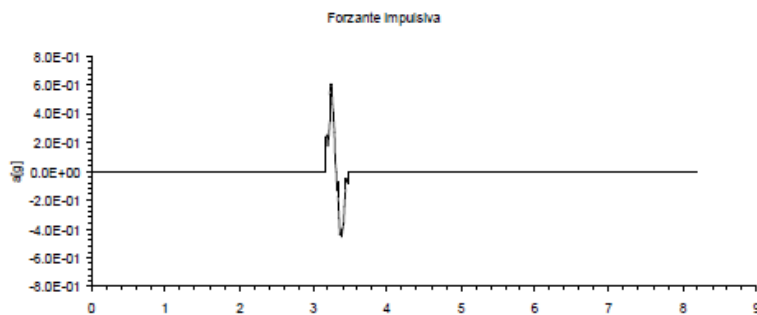


Figura 1.4

Una forza molto grande che agisca per un periodo molto breve  $t_1$ , ma con un integrale nel tempo finito è chiamata forza impulsiva  $t_1 < T$ ; pertanto l'impulso può essere trattato come una variazione istantanea di velocità, mentre si può assumere che non vi sia una significativa variazione di spostamento della massa durante il periodo di applicazione della forzante. In altre parole, il sistema non ha il tempo di reagire durante l'intervallo di tempo  $t_1$ .



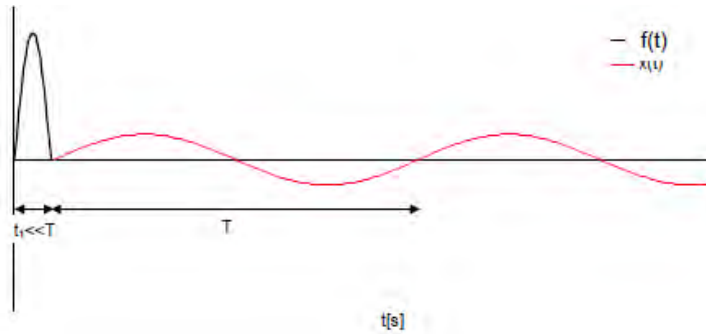


Figura 1.5

A partire dalla seconda legge di Newton, se una forza  $P(t)$  agisce su un corpo di massa  $m$  costante, la derivata della quantità di moto del corpo è uguale alla forza applicata.

$$\frac{d}{dt}(m\dot{x}) = m \frac{d}{dt}\dot{x} = m\ddot{x} = P(t)$$

Integrando ambo o membri rispetto al tempo  $t$ , si ottiene

$$\int_0^{t_1} P(\tau) d\tau = m\dot{x}(t_1) - m\dot{x}(0) = m\dot{x}(t_1)$$

L'impulso della forza è uguale alla variazione della quantità di moto. Alla fine dell'impulso, il sistema si trova in una condizione di vibrazione libera soggetto alle seguenti condizioni iniziali:

$$\dot{x}(t_1) = \frac{1}{m} \int_0^{t_1} P(\tau) d\tau \quad \text{e} \quad x(t_1) = 0$$

Sostituendo allora queste condizioni iniziali nella soluzione generale di un moto sottocritico soggetto ad oscillazioni libere e smorzato si ottiene la soluzione

$$x(t - t_1) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^{t_1} P(\tau) d\tau e^{-\xi\omega(t-t_1)} \text{sen}\omega_d(t - t_1)$$

Nel caso particolare di un impulso rettangolare che agisce per un intervallo  $\Delta t$  la risposta del sistema è data da:

$$x(t - t_1) = \frac{1}{m\omega_d} P(\tau)\Delta\tau e^{-\xi\omega(t-t_1)} \text{sen}\omega_d(t - t_1)$$

### 1.3. FORZANTE GENERICA E L'INTEGRALE DI DUHAMEL

Si consideri un impulso specifico, di durata infinitesima ad un tempo dopo l'inizio dell'applicazione della forza. Questo impulso specifico produce una risposta infinitesima al tempo  $t$  data dall'equazione. Se consideriamo una generica forzante variabile nel tempo  $f(t)$ , questa può essere considerata come formata da una successione di brevi impulsi, ciascuno producente una propria risposta dinamica. Se il sistema è lineare, è possibile sommare tutti questi contributi e determinare la risposta totale  $x(t)$  del sistema. Questo processo di integrazione della risposta nel tempo prende il nome di **integrale di Duhamel**.

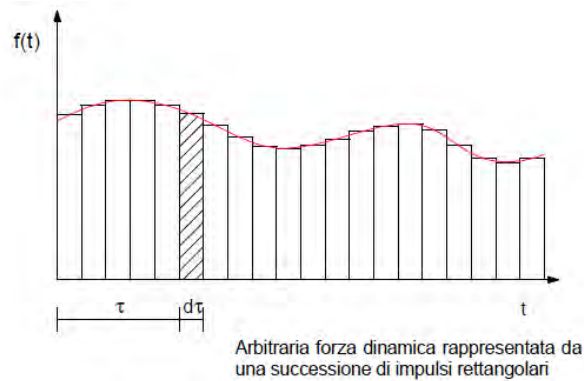


Figura 1.6

Si consideri un impulso specifico, di durata infinitesima  $dt$  ad un tempo  $t$  dopo l'inizio dell'applicazione della forza. Questo impulso specifico produce una risposta infinitesima al tempo  $t$  data dall'equazione:

$$dx(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t f(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega_d(t-\tau) d\tau$$

La risposta del sistema al tempo  $t$  è ottenuta per integrazione delle risposte infinitesime fino al tempo  $t$ :

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t f(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega_d(t-\tau) d\tau$$

L'equazione sopra riportata è detta integrale di Duhamel ricavata ricorrendo al principio di sovrapposizione degli effetti: quindi l'equazione è valida solo per sistemi lineari.

Per una struttura soggetta ad un terremoto alla base, la causa dell'eccitazione non è una forzante esterna  $f(t)$  applicata direttamente alla struttura, ma è una forza d'inerzia risultante dal moto impresso alla base a carattere transitorio. Le forze d'inerzia generate dalla massa del sistema, sono proporzionali all'accelerazione totale del sistema, mentre le forze elastiche sono proporzionali allo spostamento relativo alla base e le forze di smorzamento sono proporzionali alla velocità relativa alla base. Cioè:

$$m\ddot{x}_t = m(\ddot{x}_g + \ddot{x})$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

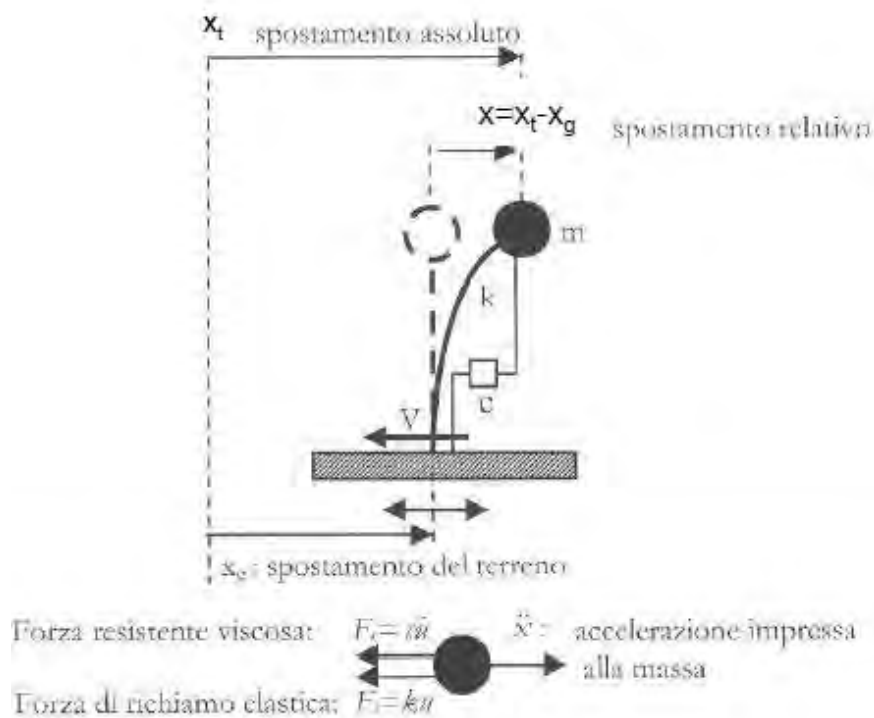


Figura 1.7

#### 1.4. SISTEMI LINEARI M-GDL NON SMORZATI

Una struttura soggetta a vibrazioni libere è una struttura che non è eccitata da nessun input esterno, ma semplicemente da forze interne che possono essere elastiche, viscosi e passivi (ossia inerziali).

In questo capitolo verranno studiati sistemi ad N-GDL non smorzati in oscillazioni libere.

In questo caso particolare allora l'equazione dinamica del moto è

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) = 0 \quad (1)$$

dove

- $\mathbf{M}$  = matrice delle masse (NxN); è simmetrica e diagonale;
- $\mathbf{K}$  = matrice delle rigidezze (NxN); può essere determinata col metodo degli spostamenti (ossia applicando un cedimento unitario ad ogni singolo grado di libertà mantenendo nulli tutti gli altri e ricavando la rigidezza associata tramite la relazione  $F = kx$ ); si tratta di una matrice simmetrica e diagonale;
- $\mathbf{x}(t)$  = vettore degli spostamenti (Nx1);
- $\mathbf{f}(t)$  è la matrice delle forze esterne (Nx1) ed in questo caso è nulla

Equazioni di questo tipo nei sistemi in cui si vuole studiare la soluzione ne esistono N e sono tutte accoppiate tra loro tramite la matrice di rigidezza. L'intento è quello di trovare la soluzione  $\mathbf{x}(t)$  nel tempo che soddisfi le condizioni al contorno iniziali

$$x(0) = x_0$$

$$\dot{x}(0) = \dot{x}_0$$

Per esempio per un sistema a due piani (in questo caso 2-GDL) in cui le masse sono concentrate ai piani e sono di tipo lumped e le rigidità delle colonne sono note (figura 1-a), le vibrazioni libere sono inizializzate dalla flessione delle colonne del sistema (figura1-b)

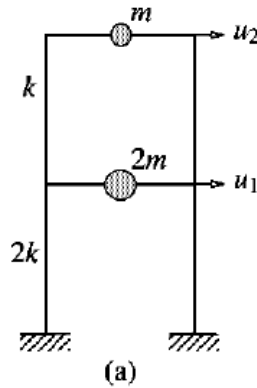


Figura1.8-a

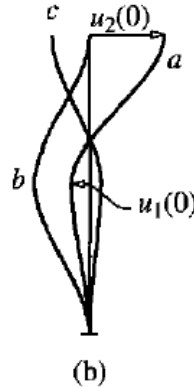


Figura 1.8-b

La soluzione dell'equazione (1) è del tipo

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

e le singole oscillazioni  $x_i$  vengono plottate in figura 2-d in funzione del tempo  $t/T_1$  dove  $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione del sistema.

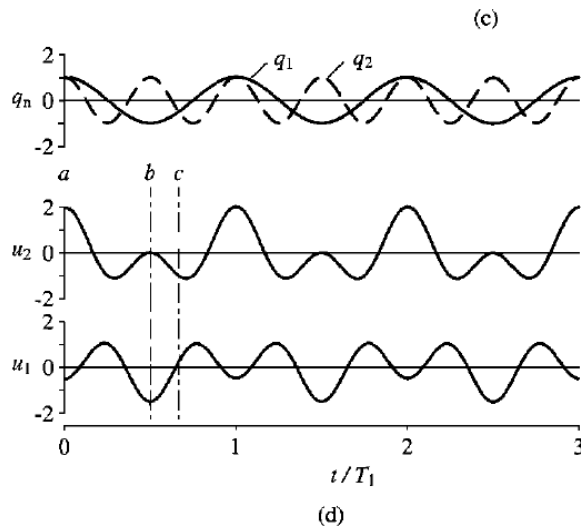


Figura 1.9

Le soluzione del problema può essere descritta in questa forma

$$x(t) = q_n(t)\phi_n \quad (2)$$

Dove  $\phi_n$  sono i modi di vibrare della struttura che non cambiano nel tempo.

La variazione degli spostamenti è descritta dall'equazione

$$q_n = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (3)$$

$A_n$  e  $B_n$  sono le costanti di integrazione che possono essere calcolate a partire dalle condizioni al contorno. Combinando allora la (2) e la (3) risulta

$$\mathbf{x}(t) = \phi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (4)$$

$\phi_n$  e  $\omega_n$  sono incognite e sono rispettivamente il vettore dei modi di vibrare (autovettori) e le frequenze naturali del sistema (autovalori).

Sostituendo questa forma di soluzione (4) nella (1) si ottiene

$$[-\omega_n^2 \mathbf{M} \phi_n + \mathbf{K} \phi_n] q_n(t) = 0 \quad (5)$$

che ha come soluzione banale  $q_n = 0$  ossia quando il sistema non si oscilla ( $\mathbf{x}(t) = 0$ ); le soluzioni non banali invece si hanno risolvendo il problema agli autovalori.

Le soluzioni non banali del sistema omogeneo sono fornite dalla condizione

$$\det[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] = 0 \quad (6)$$

che è l'equazione caratteristica del sistema elastico. L'equazione del determinante fornisce un'equazione di grado N-simo in  $\omega^2$ . Gli N autovalori ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \omega_4^2 \dots, \omega_N^2$ ) del sistema corrispondono alle frequenze naturali del sistema non smorzato. La più piccola frequenza del sistema viene detta frequenza fondamentale e il periodo corrispondente è il periodo fondamentale del sistema. Sostituendo  $\omega_r^2$  nell'equazione del moto, si ricava un set di autovettori  $\psi_r$  detti modi di vibrare.

Si dice modo fondamentale quello corrispondente alla frequenza fondamentale. È possibile allora concentrare gli autovalori e gli autovettori in matrici; la matrice degli autovalori  $\mathbf{\Omega}^2$  è diagonale ed ha appunto nella diagonale gli N autovalori; la matrice degli autovettori  $\mathbf{\Phi}$  ha invece nelle colonne i vari autovettori.

$$\mathbf{\Omega}^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{\Phi} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \cdots & \phi_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \cdots & \phi_{NN} \end{bmatrix}$$

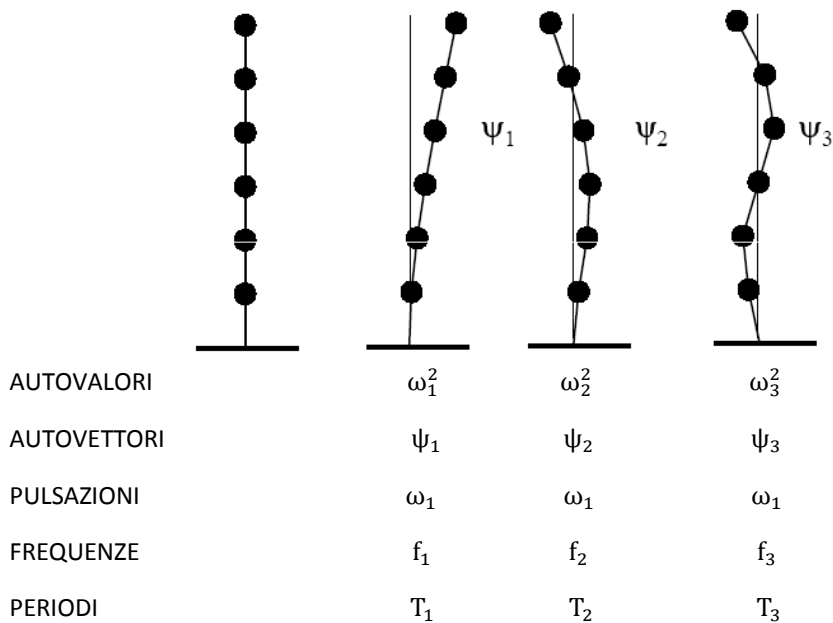


Figura 1.10

La matrice  $\Omega^2$  è unicamente definita, mentre le forme modali sono soggette ad un fattore di scala che non influenza la forma del modo di vibrare ma solo la sua ampiezza. Si dice cioè che gli autovettori sono definiti a meno di una costante, ossia definiscono soltanto una forma di vibrare potendo così avere un fattore moltiplicativo qualsiasi.

In generale il sistema potrà vibrare secondo una combinazione lineare dei due modi.

Rimane il problema di capire se si possano normalizzare i modi di vibrare, in modo da disaccoppiare le equazioni del moto, e trasformare il sistema lineare a N-GDL in N sistemi ad 1-GDL, il cui moto sia pari a quello studiato per l'oscillatore semplice.

Si considerano allora due modi di vibrare diversi e generici  $\psi_r$  e  $\psi_s$ .

Poiché  $(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\phi = 0$  è sempre soddisfatta, allora considerando i due autovettori e autovalori generici risulta che

$$\mathbf{K}\psi_r = \omega_r^2 \mathbf{M}\psi_r \quad \text{e} \quad \mathbf{K}\psi_s = \omega_s^2 \mathbf{M}\psi_s$$

Premoltiplicando la prima per  $\psi_s^T$ , e trasponendo la seconda e postmoltiplicandola per  $\psi_r$  si ottiene

$$\psi_s^T \mathbf{K}\psi_r = \omega_r^2 \mathbf{M}\psi_r \quad (7)$$

$$\psi_s^T \mathbf{K}^T \psi_r = \omega_s^2 \psi_s^T \mathbf{M}^T \psi_r \implies \psi_s^T \mathbf{K}\psi_r = \omega_s^2 \psi_s^T \mathbf{M}\psi_r \quad (8)$$

Sottraendo membro a membro allora le due equazioni si ottiene

$$0 = (\omega_r^2 - \omega_s^2) \psi_s^T \mathbf{M}\psi_r$$

Se  $r \neq s$  allora si dimostra che

$$\psi_s^T \mathbf{M}\psi_r = 0 \quad \psi_s^T \mathbf{K}\psi_r = 0$$

che rappresentano le condizioni di ortogonalità dei modi di vibrare. Si dice che i modi di vibrare sono normali (o ortogonali) rispetto alla matrice delle masse ed alla matrice delle rigidità.

Ciò equivale anche a dire che  $\Phi^T M \Phi$  e  $\Phi^T K \Phi$  sono diagonali.

Ricordando che i modi di vibrare non sono univocamente determinati cioè sono definiti a meno di una costante, è pertanto sempre possibile normalizzarli, ad esempio rispetto alla matrice delle masse:

$$\tilde{M} = \Phi^T M \Phi = I$$

ossia è uguale alla matrice identità (matrice che ha nella diagonali termini uguali a 1 e fuori dalla diagonali tutti termini nulli).

Sostituendo allora il vettore dei modi di vibrare normalizzati alle masse nell'equazione successiva si ottiene

$$\tilde{K} = \Phi^T K \Phi = \Omega^2$$

ossia la matrice degli autovettori definita inizialmente.

Si è dimostrato quindi che i vettori dei vari modi di vibrare sono ortogonali tra loro. Grazie a questa proprietà sugli autovettori, è possibile disaccoppiare finalmente le N equazioni del moto iniziali in modo da poterle risolvere indipendentemente le une dalle altre e riferirci quindi alla soluzione di oscillatore semplice.

Attraverso una trasformazione lineare del tipo

$$x_n(t) = q_n(t)\phi_n$$

o in termini generali

$$x(t) = q(t)\Phi$$

Ossia

$$x(t) = \psi_1 q_1 + \psi_2 q_2 + \dots + \psi_N q_N = \sum_i^N \psi_i q_i$$

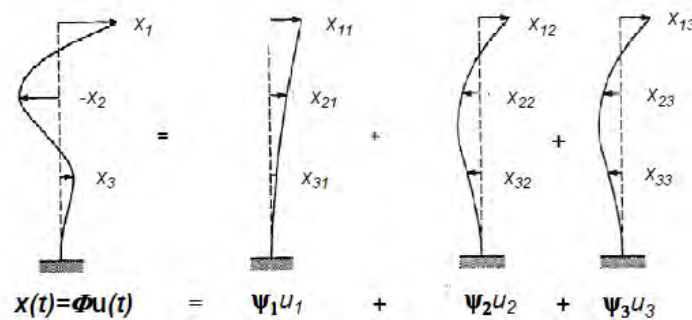


Figura 1.11

Premoltiplicando per  $\Phi^T M$  ottengo

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{x} = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{q}(t) \boldsymbol{\phi}$$

Ossia sostituendo un qualsiasi autovettore indipendente e ricordando la proprietà di ortogonalità degli autovettori, si ottiene

$$\psi_r^T \mathbf{M} \mathbf{x} = \psi_r^T \mathbf{M} (\psi_1 q_1 + \dots + \psi_r q_r + \psi_s q_s)$$

Ma tutti i termini  $\psi_r^T \mathbf{M} \psi_s = 0$ ; solo il termine  $\psi_r^T \mathbf{M} \psi_r \neq 0$ . Per cui

$$\psi_r^T \mathbf{M} \mathbf{x} = \psi_r^T \mathbf{M} \psi_r q_r$$

Grazie a questa premoltiplicazione allora posso disaccoppiare le equazioni del moto, ossia utilizzando un autovettore indipendente, posso rappresentare un qualsiasi vettore di ordine N.

I termini  $q_r$  sono degli scalari e prendono il nome di **fattori di partecipazione modale** e sono definiti nel seguente modo:

$$q_r = \frac{\psi_r^T \mathbf{M} \mathbf{x}(t)}{\psi_r^T \mathbf{M} \psi_r} \quad \text{con } r=1\dots N$$

L'equazione (1)  $\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{x}(t) = \mathbf{0}$  diventa

$$\mathbf{M} \boldsymbol{\phi} \ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K} \boldsymbol{\phi} \mathbf{q}(t) = \mathbf{0}$$

Sostituendo le nuove matrici precedentemente definite si ottiene

$$\tilde{\mathbf{M}} \ddot{\mathbf{q}}(t) + \tilde{\mathbf{K}} \mathbf{q}(t) = \mathbf{0} \quad \Rightarrow \quad \ddot{\mathbf{q}}(t) + \boldsymbol{\Omega} \mathbf{q}(t) = \mathbf{0}$$

che rappresenta un sistema di riferimento in cui le equazioni del moto sono disaccoppiate sia dalla matrice delle masse che da quelle delle rigidezze, quindi ciascuna equazione del moto dipende da un unico GDL.

## 1.5. SISTEMI LINEARI M-GDL SMORZATI

Nel caso più generale, nel sistema MGDG sarà presente un certo smorzamento viscoso. In questo caso l'equazione generale del moto assume la forma

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t)$$

Preso un generico sistema M-GDL come quello rappresentato in figura



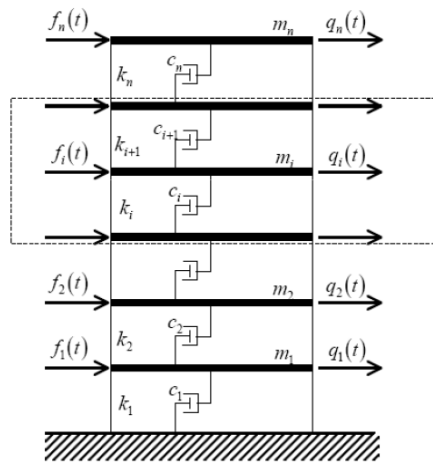


Figura 1.12

Le forze di richiamo, come è noto sono le forze elastiche e le forze dissipative viscose; per un sottosistema del caso precedenti si ha:

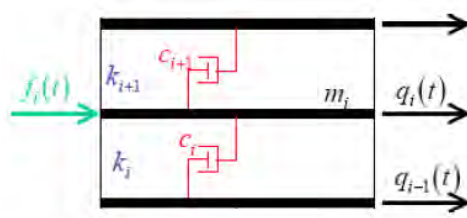


Figura 1.13

$$m_i \ddot{q}_i - c_i \dot{q}_{i-1} + (c_i + c_{i+1}) \dot{q}_i - c_{i+1} \dot{q}_{i+1} - k_i q_i + (k_i + k_{i+1}) q_i - k_{i+1} q_{i+1} = f_i$$

dove

- $-k_i q_i + (k_i + k_{i+1}) q_i - k_{i+1} q_{i+1} = f_{elastica}$
- $-c_i \dot{q}_{i-1} + (c_i + c_{i+1}) \dot{q}_i - c_{i+1} \dot{q}_{i+1} = f_{viscosa}$
- $f_i = f_{esterna}$

Se tentassimo di risolvere il sistema con il metodo di disaccoppiamento modale come visto nel capitolo precedente, si otterrebbe:

$$\Phi^T M \Phi \ddot{q}(t) + \Phi^T C \Phi \dot{q}(t) + \Phi^T K \Phi q(t) = \Phi^T f(t) = n(t)$$

Mentre la matrice di massa e di rigidità sono diagonalizzabili contemporaneamente mediante la matrice modale  $\Phi$ , non è detto che questo accada anche per la matrice di smorzamento ossia:

$$\tilde{M} = \Phi^T M \Phi = I \quad \tilde{K} = \Phi^T K \Phi = \Omega^2$$

$$\Phi^T C \Phi = \text{incognita}$$

C'è però un caso speciale nel quale la matrice modale  $F$  diagonalizza la matrice di smorzamento, e nella forma più generica questo caso avviene quando la matrice di smorzamento  $C$  può essere espressa come una combinazione lineare di  $M$  e di  $K$  (smorzamento proporzionale):

$$C = \alpha M + \beta K$$

dove  $\alpha$  e  $\beta$  sono due coefficienti costanti e vengono chiamati **coefficienti di Rayleigh**.

Premoltiplicando per  $\Phi^T$  e postmoltiplicando per  $\Phi$  si ottiene

$$\Phi^T C \Phi = \Phi^T (\alpha M + \beta K) \Phi$$

e nel caso di autovettori normalizzate alle masse

$$\Phi^T C \Phi = \alpha I + \beta \Omega$$

e l'equazione disaccoppiata del moto diviene

$$\ddot{q}(t) + (\alpha I + \beta \Omega) \dot{q}(t) + \Omega q(t) = n(t)$$

Gli elementi sulla diagonale di questa matrice possono essere espressi come:

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\xi_i \omega_i \quad i = 1 \dots N$$

nella quale  $\xi_i$  è il fattore di smorzamento viscoso modale.

$$\xi_i = \frac{c_i}{2\omega_i m_i} = \frac{\psi_i^T C \psi_i}{2\omega_i \psi_i^T M \psi_i} = \alpha \frac{\psi_i^T M \psi_i}{2\omega_i \psi_i^T M \psi_i} + \beta \frac{\psi_i^T M \psi_i}{2\omega_i \psi_i^T M \psi_i}$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta}{2} \omega_i \quad i = 1 \dots N$$

Le costanti  $\alpha$  e  $\beta$  si possono determinare scegliendo i rapporti di smorzamento  $\xi_1$  e  $\xi_2$  corrispondenti a due diverse frequenze  $\omega_1$  e  $\omega_2$ , e risolvendo:

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(\xi_2\omega_1 - \xi_1\omega_2)}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)} \quad \beta = \frac{2(\xi_1\omega_1 - \xi_2\omega_2)}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)}$$

Di norma i valori di  $\omega_1$  e di  $\omega_2$  sono scelti in modo tale da coprire l'intero campo dell'analisi, prendendo la più piccola e la più grande delle frequenze risultanti.

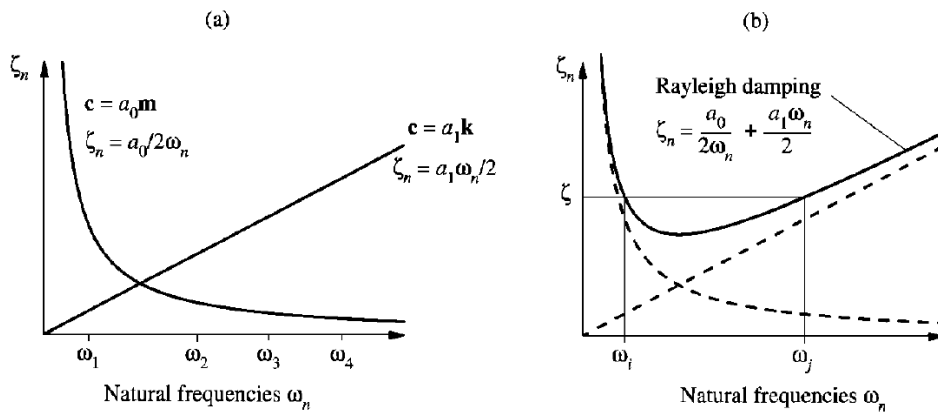


Figura 1.14

L'equazione del moto di ogni grado di libertà può essere così riscritta in equazioni modali indipendenti:

$$\ddot{\mathbf{q}}(t) + (\alpha \mathbf{I} + \beta \mathbf{\Omega}) \dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{\Omega} \mathbf{q}(t) = \mathbf{n}(t)$$

$$\ddot{q}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = \frac{\psi_r^T \mathbf{f}(t)}{\psi_r^T \mathbf{M} \psi_r} = \frac{N_r(t)}{\psi_r^T \mathbf{M} \psi_r}$$

dove  $N_r(t)$  sono le forze modali.

Nel caso di autovettori normalizzate alle masse si ottiene:

$$\ddot{q}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = N_r(t) \quad \text{con } r = 1 \dots N$$

Questo sistema di equazioni può essere pertanto ricondotto ad  $N$  sistemi smorzati viscosamente ad un solo grado di libertà.

L'integrale di Duhamel pertanto ha la seguente forma:

$$q_r(t) = e^{-\xi_r \omega_r t} \left[ \frac{\dot{q}_{r0} + \xi_r \omega_r q_{r0}}{\omega_{dr}} \text{sen}(\omega_{dr} t) + q_{r0} \text{cos}(\omega_{dr} t) \right] + \frac{1}{m_r \omega_{dr}} \int_0^t N_r(\tau) e^{-\xi_r \omega_r (t-\tau)} \text{sen} \omega_{dr} (t-\tau) d\tau$$

Dove

$$\omega_{dr} = \omega_r \sqrt{1 - \xi_r^2}$$

da notare che è la somma di due contributi: il primo è la parte di soluzione per oscillazioni libere che si verifica alla fine dell'impulso, il secondo è quello relativo alla parte di soluzione che si ha durante l'impulso stesso.

Nel caso di eccitazione sismica  $\mathbf{f}(t) = -\mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{x}_g$

dove  $\mathbf{r}$  è il vettore che esprime lo spostamento rigido unitario della struttura nella direzione del sisma e  $\ddot{x}_g(t)$  è la storia temporale dell'accelerazione del terreno applicata alla base della struttura.

Assumendo condizioni iniziali di quiete per i coefficienti modali  $q_r(t)$  del sistema M-GDL

la risposta è data da:

$$q_r(t) = -\frac{\psi_r^T M r}{m_r \omega_{dr}} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi_r \omega_r (t-\tau)} \text{sen} \omega_{dr} (t-\tau) d\tau$$

I fattori di partecipazione modale sono

$$\alpha_r = \frac{\psi_r^T M r}{\psi_r^T M \psi_r}$$

Nel caso di autovettori normalizzati alle masse, il fattore di partecipazione modale vale:

$$\alpha_r = \psi_r^T M r$$

e dipende dalle caratteristiche intrinseche del sistema e dalla direzione dell'azione sismica ed indicano quanto il modo r-esimo partecipa al moto del sistema soggetto ad azione sismica.

## 1.6. COMPORTAMENTO INELASTICO DELLE STRUTTURE

La duttilità di un sistema ad un grado di libertà non lineare è definita analiticamente come il rapporto tra lo spostamento ultimo e quello al limite elastico.

Il fattore di duttilità rappresenta una misura della capacità di escursione in campo plastico. Superato il limite di elasticità lineare e una zona di transizione più o meno estesa di snervamento, nella fase plastica la risposta del sistema non è più proporzionale alle forze e, sotto azione ciclica, si assiste a fenomeni di isteresi con cicli di diversa ampiezza all'aumentare dell'intensità delle forze e dei livelli di deformazioni. L'area racchiusa all'interno dei cicli di isteresi quantifica l'energia plastica dissipata dal sistema sotto azioni cicliche.

L'area triangolare sottesa al tratto elastico è l'energia elastica di deformazione, che viene restituita dal sistema al cessare della causa generatrice, mentre l'area rettangolare sottesa al tratto plastico è l'energia dissipata per deformazione plastica la quale non viene restituita al cessare dell'azione.

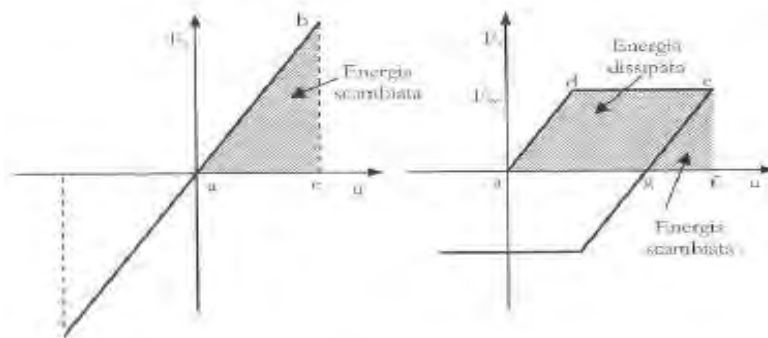


Figura 1.15

Un fenomeno legato alla duttilità è la capacità di subire un certo numero di cicli di carico senza che il danneggiamento prodotto provochi una pericolosa riduzione delle caratteristiche meccaniche di rigidità della struttura. Il fattore di duttilità non individua pertanto da solo la capacità dissipativa.

Assunto il legame costitutivo elasto-plastico, è ancora possibile valutare i massimi effetti di un sisma attraverso una rappresentazione spettrale che implica però l'integrazione di una equazione differenziale non lineare.

$$m\ddot{x}(t) + f_d\dot{x}(t) + f_r x(t) = -m\ddot{x}_g(t)$$

In questa tesi lo smorzamento è stato tenuto sempre costante nel tempo; l'unico termine non lineare è la rigidità; pertanto l'equazione differenziale non lineare si semplifica.

La legge inelastica ciclica che descrive il comportamento non lineare è una semplice normale bilineare caratterizzata da un ramo elastico e uno leggermente incrudente (necessario per far andare a convergenza il solutore).

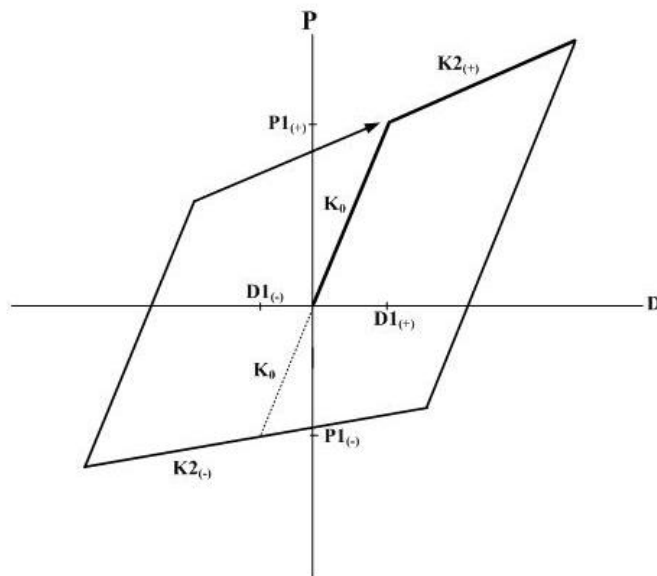


Figura 1.16

### 1.7. IL METODO DI NEWMARK

Il metodo di Newmark appartiene alla famiglia dei metodi alle differenze finite. Tale metodo prevede la discretizzazione dell'intervallo temporale di analisi in passi temporali  $\Delta t$  uguali fra loro. Conoscendo la configurazione del sistema all'istante iniziale, questo metodo permette di ricavare la soluzione all'istante temporale successivo. Tale soluzione diviene la condizione iniziale per il successivo step di calcolo. Il problema dell'equilibrio in un sistema non smorzato è governato da una generica equazione del tipo:

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

cui sono associate le condizioni iniziali. Considerando il generico istante  $t_i$ , sono note le componenti di spostamento, di velocità e di accelerazione in questo istante. Il metodo di Newmark considera accelerazioni nodali lineari nel tempo:

$$\ddot{x}(t) = \ddot{x}_i + \frac{t - t_i}{\Delta t} (\ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i)$$

Integrando si ottengono le relazioni per la determinazione della velocità e dello spostamento:

$$\dot{x}(t) = \dot{x}_i + (t - t_i)\ddot{x}_i + \frac{(t - t_i)^2}{2\Delta t} (\ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i)$$

$$x(t) = x_i + (t - t_i)\dot{x}_i + \frac{(t - t_i)^3}{6\Delta t} (\ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i)$$

Essendo noti  $x_i(t)$ ,  $\dot{x}_i(t)$ ,  $\ddot{x}_i(t)$ . L'unica incognita risulta essere  $\ddot{x}_{i+1}(t)$ . La velocità e lo spostamento all'istante  $t_{i+1}$  sono rispettivamente:

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \Delta t[(1 - \gamma)\ddot{x}_i + \gamma\ddot{x}_{i+1}] \quad (3)$$

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t\dot{x}_i + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{x}_i + 2\beta\ddot{x}_{i+1}] \quad (1)$$

L'equazione di bilancio all'istante  $t_{i+1}$  è la seguente:

$$\mathbf{M}\ddot{x}_{i+1}(t) + \mathbf{K}\dot{x}_{i+1}(t) = \mathbf{f}_{i+1}(t) \quad (2)$$

Sostituendo la (1) nella (2) si ottiene la seguente equazione:

$$\mathbf{M}\ddot{x}_{i+1} + \mathbf{K}x_i + \Delta t\mathbf{K}\dot{x}_i + \frac{\Delta t^2}{2}\mathbf{K}[(1 - 2\beta)\ddot{x}_i + 2\beta\ddot{x}_{i+1}] = \mathbf{f}_{i+1}$$

Nella quale  $\ddot{x}_{i+1}$  è l'unica incognita. Considerando i seguenti termini:

$$K^*\ddot{x}_{i+1} = \frac{p_{i+1}^*}{K^*}$$

$$p_{i+1}^* = f_{i+1} - Kx_i - \Delta tK\dot{x}_i - \frac{\Delta t^2}{2}(1 - 2\beta)K\ddot{x}_i$$

Da cui si ricava l'incognita

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{p_{i+1}^*}{K^*}$$

Inserendo  $\ddot{x}_{i+1}$  nelle equazioni (1) e (3) si ricava la soluzione all'istante  $t_{i+1}$  che diventa la condizione iniziale per la determinazione della soluzione all'istante successivo. L'algoritmo di Newmark non è self-starting in quanto le condizioni iniziali all'istante  $t_0$  riguardano velocità e spostamento, ma non si conosce l'accelerazione  $\ddot{x}_0$ . Per determinarla si impone l'equazione di bilancio all'istante  $t_0$ :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_0 + \mathbf{K}\dot{\mathbf{x}}_0 = \mathbf{f}_0 \Rightarrow \ddot{\mathbf{x}}_0 = \frac{(\mathbf{f}_0 - \mathbf{K}\mathbf{x}_0)}{\mathbf{M}}$$

A seconda dei valori di  $\gamma$  e  $\beta$  l'algoritmo di Newmark prende diverse denominazioni; in particolar modo si chiama algoritmo di Newmark per accelerazioni costanti per valori

$$\gamma = \frac{1}{2} \quad \text{e} \quad \beta = \frac{1}{4}$$

Definendo stabilità dell'algoritmo la condizione per cui un piccolo errore ad un passo temporale determina errori cumulativi più piccoli nei passi temporali successivi, il metodo di Newmark risulta incondizionatamente stabile se:

$$2\beta > \gamma > \frac{1}{2}$$

Se la condizione non viene rispettata, allora il metodo diventa condizionatamente stabile, ovvero risulta stabile se viene rispettata la seguente condizione sulla scelta dell'incremento temporale:

$$\Delta t < \left(\frac{\gamma}{2} - \beta\right)^{-\frac{1}{2}} \frac{1}{\omega_{\max}}$$

dove  $\omega_{\max}$  è il massimo autovalore derivante dalla risoluzione del problema agli autovalori. Più è fitta la discretizzazione del dominio spaziale, maggiore è  $\omega_{\max}$  di conseguenza la condizione sul  $\Delta t$  risulta essere più severa.

## 1.8. ACCELEROGRAMMI

In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25. Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0,15 s \div 1,5 T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio.

## CAPITOLO 2

### I RECENTI DANNI DEL SISMA ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE

#### 2.1. LO STATO DI FATTO IN ITALIA

Gli ultimi eventi sismici che hanno colpito il territorio nazionale (Aquila 2009 ed Emilia 2012) hanno avuto un riscontro pesante sulle strutture prefabbricate.

I danni all'Aquila su tali strutture sono stati meno gravi: si trattava infatti di una zona già riconosciuta sismica e quindi le strutture erano state pensate per affrontare un evento sismico. Le carenze di cui erano affette era principalmente sui collegamenti (tipo Halfen) tra pannelli ed elementi verticali, totalmente inadeguati piuttosto che sulle strutture in generale.

Diversamente invece i danni in Emilia sono stati ben più gravi: la zona infatti non era considerata sismica per cui le strutture erano state progettate solo per carichi verticali o al limite, per carichi da vento.

I difetti quindi erano attribuibili a:

- Pilastri troppo esili: non disponevano di un'adeguata duttilità e quindi risultavano eccessivamente caricati;
- Mancanza di collegamenti tra elementi strutturali come tegolo-trave o trave-pilastro;
- Elementi di tamponatura non adeguatamente vincolati alla struttura;
- Presenza di scaffalature portanti materiali pesanti non controventate che nel collasso hanno coinvolto la struttura.

L'Agencia del territorio stima che nel 2010 sono circa 655mila i capannoni presenti sul territorio nazionale; in particolar modo l'Emilia, il Veneto e la Lombardia sono le tre regioni in cui sono maggiormente presenti strutture come queste e totalmente inadeguate ad una potenziale forza sismica.

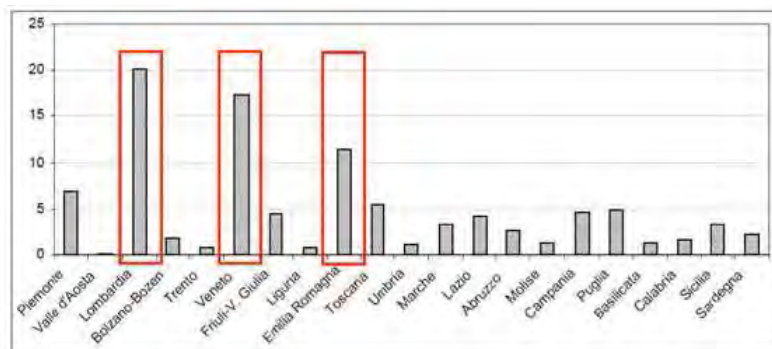


Figura 2.1



## 2.2. NORMATIVA SISMICA DEL PASSATO

Le leggi secondo cui sono state progettate gran parte dei capannoni esistenti in Italia sono:

- D.M.LL.PP. del 3/12/1987 *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”*;
- Circ. LL.PP. del 16/03/1989 *“Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”*;
- CNR 10025/84 *“Istruzioni per il progetto, l’esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per strutture costruite con sistemi industrializzati”*.

In particolare la norma si soffermava sull’analisi degli appoggi, riportando opportune prescrizioni: *“Gli appoggi vanno calcolati tenendo conto delle condizioni peggiori, determinate dalla combinazione delle tolleranze di produzione e di montaggio. Gli appoggi devono essere tali da soddisfare le condizioni di resistenza dell’elemento appoggiato, dell’eventuale apparecchio di appoggio e del sostegno, tenendo conto delle variazioni termiche, della deformabilità delle strutture e dei fenomeni lenti. [...]”*.

La norma poi sottolineava che per elementi di solaio o simili doveva essere garantita una profondità dell’appoggio, a posa avvenuta, non inferiore a 3 cm se era prevista in opera la formazione della continuità dell’unione, e non inferiore a 5 cm se definitivo. Per appoggi discontinui (nervature, denti) i valori precedenti venivano raddoppiati. Per le travi, la profondità minima dell’appoggio definitivo doveva essere non inferiore a 8 cm + l/300, con l la luce netta della trave.

E ancora *“...in zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata al solo attrito. Appoggi di questo tipo sono consentiti ove non venga messa in conto la capacità di trasmettere azioni orizzontali; l’appoggio deve consentire spostamenti relativi secondo quanto previsto dalle norme sismiche.”*

Purtroppo però le zone sismiche dell’epoca erano ben poche per cui, visto che per tutte le altre era ancora consentito l’appoggio affidato all’attrito, gran parte delle strutture erano progettate secondo questo criterio.

I carichi orizzontali inoltre erano considerati in minima parte. Potevano essere dovuti a:

- Urti in fase di montaggio;
- Un’eccentricità accidentale sulle forcella pari a L/300 della reazione vincolare verticale della trave. La forcella, che serve semplicemente a dare un leggero equilibrio alla trave, era dimensionata per carichi veramente bassi.

$$M_{ACC} = V \frac{L}{300} \quad L = 10 \text{ m} \Rightarrow M_{ACC} = V * 0.033$$

Lo spessore minimo di qualsiasi porzione facente parte della sezione trasversale e per le forcelle stesse non doveva essere inferiore a 5 cm o comunque non inferiore

a 5 volte il diametro dell'armatura da precompressione ivi presente. Il risultato erano forcelle non sufficientemente spesse da permettere l'inserimento di due livelli di armatura. Spesso quindi si inseriva un'armatura baricentrica con una conseguente resistenza a flessione praticamente nulla.

Nelle "Norme tecniche per le costruzioni" del 14/09/2005, nate con la esigenza di un riordino organico e sistematico delle normative tecniche presenti in Italia, si ritrovano nuovamente prescrizioni per le strutture prefabbricate. In particolare al Punto 5.1.10.6.2 delle stesse, dopo una chiara classificazione delle strutture prefabbricate, si pone attenzione al problema delle unioni precisando che *"per le costruzioni in zona sismica le unioni tra elementi devono essere in grado di assicurare all'insieme strutturale un comportamento duttile adeguato a garantire la sicurezza sismica, consentendo la formazione e lo sviluppo delle necessarie plasticizzazione, senza dar luogo a rotture o meccanismi di collasso locali"*. È subito messa in luce, quindi, la necessità di una attenta analisi delle unioni che influenzano in maniera fondamentale il comportamento dell'intero organismo strutturale. Questo concetto è ribadito al Punto 5.7.9 dove si precisa che *"la prefabbricazione di una struttura [...] richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità. I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche"*.

Nel caso invece in cui i collegamenti non siano di natura monolitica, sono possibili tre situazioni alle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- Collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- Collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- Collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di qualità di energia dissipabile.

Inoltre viene specificata una nuova mappa del territorio sismico in Italia e viene vietato l'affidamento al solo attrito nelle connessioni degli elementi strutturali con le strutture sottostanti.

### 2.3. PRINCIPALI CAUSE E DANNI SISMICI SULLE STRUTTURE DI EMILIA ED AQUILA

Segue quindi una rassegna dei principali danni nei due eventi sismici di Emilia e Aquila:

- Problema della colonna tozza: È capitato che la tamponatura in una facciata venisse interrotta lungo l'altezza per poter inserire magari una fascia

finestrata sotto la trave oppure perché, nel corso degli anni, è stata sostituita la tamponatura stessa passando da un pannello in cartongesso (privo di rigidezza, fragile e deformabile, spesso 10 cm) ad un muro in laterizio spesso anche 20-25 cm. Tutte situazioni che hanno permesso la formazione di un vincolo rigido di incastro sul pilastro su cui il sisma ha scaricato un taglio enorme. Nel punto in cui si interrompe il pannello il pilastro non è duttile (era stato pensato originariamente duttile al piede, per esempio) e quindi facilmente propenso alla fragilità. Sostanzialmente quindi se il pannello è regolare in altezza allora si ha un effetto positivo in quanto esso funziona come una parete di controvento; negativo se è irregolare in altezza. Una soluzione per ovviare a questo tipo di problema è inserire dei giunti sismici fra tamponamenti e pilastri.

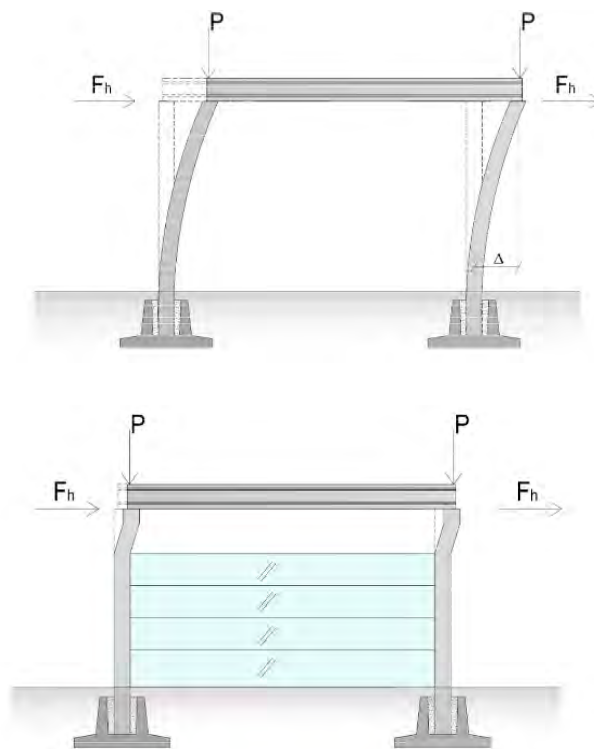


Figura 2.2

$$K = \frac{12EJ}{L^3} \quad K_1 = \frac{12EJ}{\left(\frac{L}{4}\right)^3} = 64K$$





*Figura 2.3 – San Felice Sul Panaro*

- Torsione della trave: a causa della caduta dei tegoli (i quali trascinano per l'appunto la trave) oppure a causa del momento torcente che si crea per l'eccentricità tra il baricentro della trave e l'applicazione in copertura della forza sismica, è possibile che le travi subiscano una rotazione torcente andando ad appoggiarsi sullo spigolo del pilastro il quale inevitabilmente si rompe portando al naturale collasso dell'intera struttura. La duttilità degli spinotti che fissano la trave al pilastro è risultata poi totalmente insufficiente.



*Figura 2.4 – Mirandola*

- Caduta dei pannelli orizzontali: a causa di accelerazioni verticali il profilo Halfen si è rivelato inadeguato con la conseguente caduta dei pannelli e tranciamento dei bulloni.





*Figura 2.5 – Sant'Agostino*

- Travi a Y torsionalmente flessibili: questa forma di sezione nasce per portare solo carichi verticali a causa della ridottissima rigidità torsionale. In caso di sisma allora è facile aspettarsi un loro ribaltamento



*Figura 2.6*



- Martellamento dei pannelli orizzontali e verticali nel punto d'angolo: in generale i pannelli sono collegati ai pilastri mediante profili metallici tipo Halfen i quali permettono, tramite un'asola, uno scorrimento nel piano del pannello; in questo modo il pannello non è obbligato a seguire il pilastro durante la sua oscillazione ma può sostanzialmente mantenersi fermo. I profili però non permettono lo scorrimento anche fuori dal piano del pannello, per cui in caso di sisma si genera un vero e proprio martellamento nell'angolo del capannone: uno dei due pannelli che confluiscono nell'angolo infatti rimane fermo grazie all'Halfen ma il secondo, perpendicolare al primo, a causa della sua scarsa resistenza fuori piano, oscilla assieme al pilastro andando così a martellare l'altro pannello facendolo così facilmente distaccare dal pilastro e cadere.

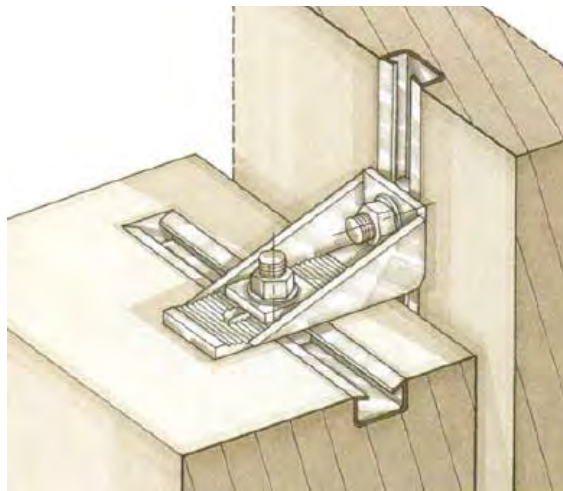




Figura 2.7 – Mirandola e Medolla

Una soluzione da adottare nel nuovo è quella di usare dei pannelli a taglio termico: si ferma le croste interne dei pannelli a circa metà sezione del pilastro e si riempie la seconda porzione con del poliuretano espanso; in questo modo, in caso di martellamento indotto da sisma, si staccherà soltanto la crosta esterna che è decisamente meno spesso e più leggera. Sull'esistente invece una soluzione può essere quella di tagliare una parte del pannello e ricoprire l'angolo con una lamiera.

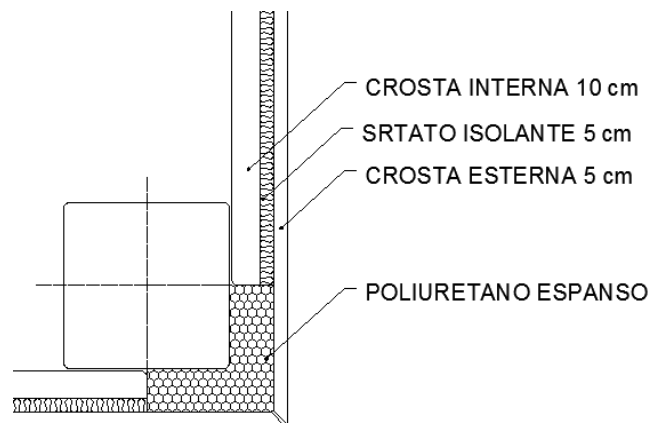


Figura 2.8

- **Forcelle esili:** spesso sono di spessore molto sottile per cui debolmente armate e con scarsa resistenza a flessione (armatura solo nel baricentro). La trave che appoggia sul pilastro, e che è delimitata dalle forcelle, può andare in torsione generando un effetto leva che trancia le forcelle del pilastro.



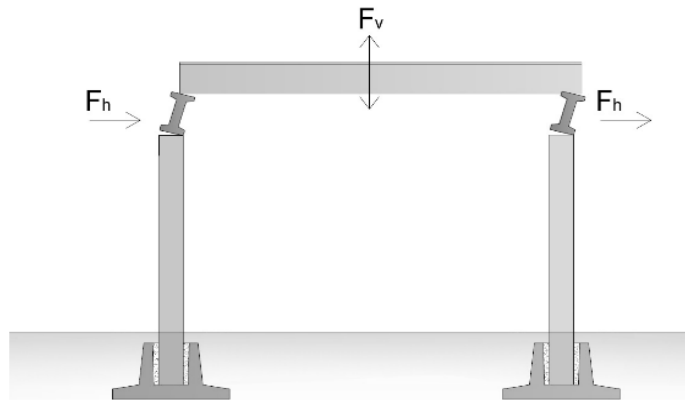


Figura 2.9

Quando poi su un pilastro arrivano ben due travi, spesso le forcelle si trovano ancora più esili.

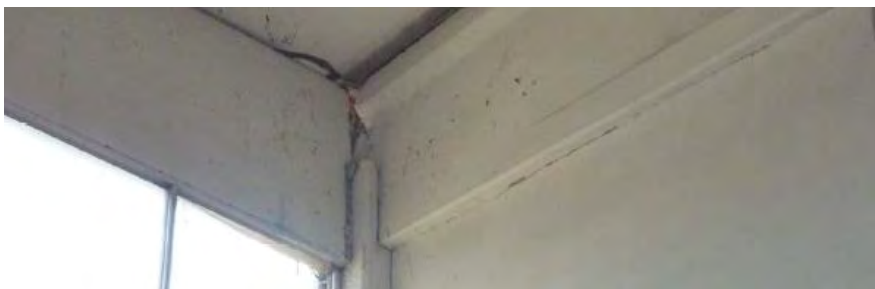


Figura 2.10 - San Felice su Panaro

- Liquefazione del terreno: se l'accelerazione è alta e combinata con un terreno molto molto molle, che tende alla liquefazione, l'azione sismica è ancora più amplificata e può portare alla rotazione dei plinti con conseguente perdita di verticalità dei pilastri (i pilastri infatti nel caso dell'immagine qui sotto sono rimasti integri).



Figura 2.11



Figura 2.12 – Sant'Agostino

- Scaffalature: bancali metallici molto alti spesso costituiscono la struttura stessa perché copertura e pareti sono collegati ad essi costituendo così una struttura molto flessibile; ovvio che è sempre da verificare la flessibilità degli scaffali con quella delle pareti che nel piano sono comunque sempre molto rigide.



Figura 2.13 – Sant'Agostino

- Perdita di appoggio delle travi o dei tegoli: l'appoggio (spesso di pochi cm) si è rivelato assolutamente insufficiente oppure l'attrito è venuto a mancare. Il sisma infatti è spaziale ossia può avere sia le due componenti orizzontali, sia quella verticale. In quest'ultimo caso solleva letteralmente le travi annullando di fatto la reazione vincolare e quindi la forza d'attrito sulla quale le vecchie normative facevano affidamento come condizione d'appoggio. L'attrito diventa una grande incognita nei calcoli ingegneristici perché spesso viene trascurato, ma di fatto nella realtà esiste ed è di difficile previsione. Oggi, come soluzione si ha l'obbligo di collegare, mediante dispositivi a scelta del progettista, l'elemento strutturale.



Figura 2.14

- Formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri



*Figura 2.15*

## CAPITOLO 3

### DEFINIZIONE DELLE TIPOLOGIE DI STRUTTURE PREFABBRICATE

#### 3.1. VANTAGGI E SVANTAGGI NELLA PREFABBRICAZIONE

Con prefabbricazione edilizia si intende la produzione di elementi di edifici che è lontano dalla sede dell'opera ed il loro assemblaggio in cantiere; con industrializzazione invece si intende la produzione di massa dei singoli elementi mediante operazioni ripetute. La prefabbricazione è una tecnica che porta alla industrializzazione ovvero permette di passare da una produzione di tipo artigianale ad una produzione di tipo industrializzata e presuppone:

- Ridotta incidenza delle fasi di montaggio;
- Elevato grado di finitura

Tutti i materiali si prestano alla realizzazione di manufatti prefabbricati: cemento armato, cemento armato precompresso, acciaio, legno, laterizio ecc.

La casistica di strutture prefabbricate è praticamente infinita e non è possibile darne una catalogazione completa.



*Figura 3.1*

I principali vantaggi di una struttura prefabbricata sono:

- Velocità di realizzazione;
- Costi di realizzazione meno elevati;
- Risoluzione di problemi di mancanza di manodopera specializzata;
- Indipendenza dagli eventi climatici;
- Migliore qualità e controllo dei materiali impiegati;
- Migliore conoscenza del comportamento strutturale;
- Coefficienti di sicurezza inferiori (in quanto si ha una conoscenza più sicura sui materiali) e quindi strutture più leggere;
- Possibilità di eseguire prove di laboratorio in scala reale;

- Spesso la struttura è isostatica e quindi risolvibile senza l'uso di software specifico.

Gli svantaggi invece sono:

- Costi e problemi di trasporto degli elementi;
- Limitazioni dimensionali legate al trasporto;
- Necessità di eseguire giunti;
- Scarsa flessibilità e possibilità di personalizzazione del prodotto
- Minore iperstaticità: una struttura iperstatica infatti, avendo più riserve di accumulo di energia, riesce a dissipare energia sismica.

La prefabbricazione spesso conviene quando si ha a che fare con piante regolari e con elevati gradi di ripetibilità delle tipologie nodali, delle luci e degli elementi strutturali; in assenza di queste condizioni si può sempre ricorrere ad una prefabbricazione parziale con ulteriori vantaggi:

- Ottimizzazione strutturale grazie alla precompressione ed all'uso di materiali avanzati;
- Ottimizzazione dell'aspetto ed il grado di finitura (il progettista infatti può ispezionare gli elementi prima che questi siano trasportati in sito e montati);
- Rispetto delle tolleranze: minimizzazione e controllo statistico, sebbene il progettista debba considerare quelle relative al montaggio;
- Il progetto degli elementi deve tenere in conto la presenza degli impianti;
- Assicurazione della qualità e certificazione del prodotto che può essere assicurati in stabilimento con programmi di controllo, con un piano di certificazione con supervisione di un organo indipendente.

### 3.2. CLASSIFICAZIONE DEI PRINCIPALI SISTEMI COSTRUTTIVI

Le strutture prefabbricate per antonomasia sono quelle in c.a. e in c.a.p. Queste si distinguono in:

- *Sistemi a telaio*: questi tipi costruttivi sono comuni per la copertura piana con luci sia modeste sia molto grandi. In particolare una tipologia comune è a pilastri incastrati alla base con capriate accoppiate a cerniera

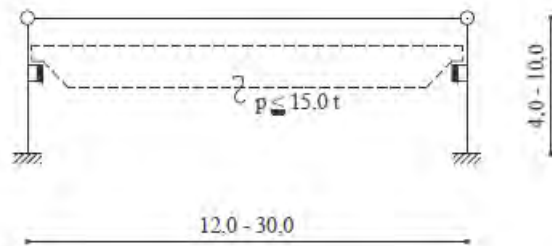


Figura 3.2



Un ulteriore vantaggio da sottolineare per tali schemi statici è la limitata sensibilità ai cedimenti differenziali. Il limite d'impiego si ha in circa 30 m di luce e 10 m d'altezza.



*Figura 3.3*

Questa tipologia è particolarmente adeguata alla prefabbricazione e molto diffusa in quanto comporta economie notevoli sia nella fabbricazione sia nel montaggio. Gli elementi lineari vengono fabbricati e posti in opera con minor fatica, mentre il collegamento a cerniera pilastro-colonna assicura un rapido montaggio. Con  $l/h > 6$  si sceglie questo tipo esecutivo poiché nel telaio rigido si produrrebbero forze di taglio molto elevate che richiederebbero fondazioni costose. Per le grandi luci, dove l'intera capriata non può essere trasportata, si realizzeranno i singoli conci in fabbrica da collegare poi insieme in cantiere.

Molto diffuso è il capannone con la trave principale a doppia pendenza (circa 10%) in c.a. ordinario o precompresso, che poggia semplicemente sui pilastri, conformati a forchetta o meno e su cui è ordita la copertura fatta con tegoli, coppelle o pannelli prefabbricati.



*Figura 3.4*

- *Sistemi controventati*: sistemi con pareti di controvento che necessitano di un piano rigido che distribuisca le forze orizzontali sugli elementi verticali.
- *Sistemi a pannelli portanti e scatolari*: un caso può essere presentato da un nuovo materiale da costruzione, l'XLAM ossia pannelli in legno incrociati spessi una decina di centimetri che insieme formano un vero e proprio sistema strutturale stabile.



Figura 3.5

Anche in questi sistemi scatolari si ha la necessità di un diagramma rigido solidarizzato alle pareti che ridistribuisca le azioni e il sistema di distribuzione delle forze è uno schema classico che presenta puntoni e tiranti. La stabilità della struttura richiede forze di taglio elevate nei giunti di copertura.

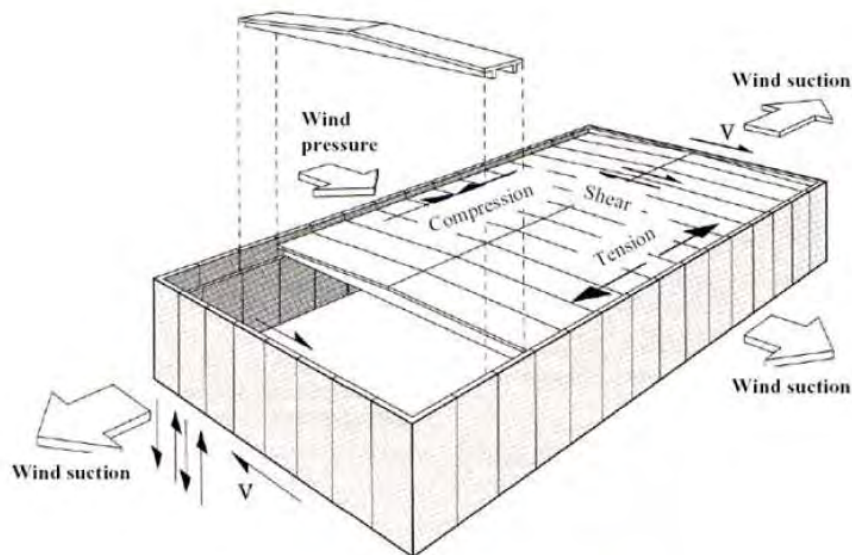


Figura 3.6



### 3.3. DIFFERENZE COSTRUTTIVE TRA DIAFRAMMA RIGIDO E DEFORMABILE

Nell'ambito delle strutture prefabbricate si possono avere solai e coperture con elementi semplicemente affiancati o uniti con connessioni puntuali fatte di profilati metallici e saldature, con o senza getti di completamento fatti in opera, o ancora con l'eventuale presenza di lucernari.

Esistono dunque le seguenti tipologie di impalcati:

- Impalcati monolitici con diaframma rigido;
- Impalcati continui con diaframma rigido;
- Coperture sconnesse senza diaframma.

La copertura degli edifici industriali è realizzata nella maggior parte dei casi impiegando tegoli binervati precompressi (tipo TT), al di sopra dei quali è effettuato il getto di una soletta collaborante in calcestruzzo di 5 cm, opportunamente armata con rete elettrosaldata. I pannelli vengono posti in opera accostati tra loro in condizione vincolare di libero appoggio e rivestiti con manto impermeabile previa interposizione dello strato coibente.

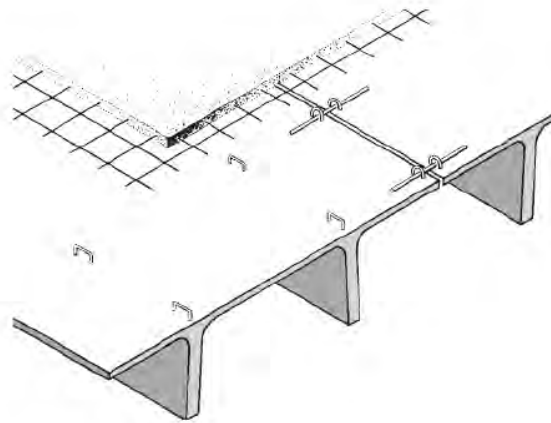


Figura 3-7

In alternativa è possibile evitare il getto di calcestruzzo e di collegare i vari tegoli accostati l'un l'altro tramite delle piastrelle saldate ai bordi delle ali. In questo caso la solidarietà del diaframma è realizzata in modo discreto attraverso connessioni puntuali.

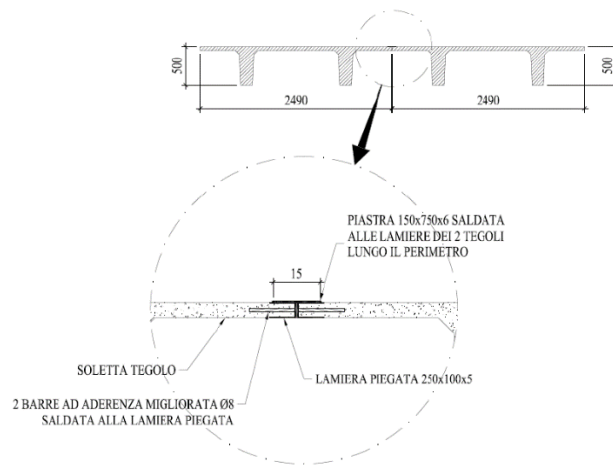


Figura 3.8

L'analisi degli sforzi trasmessi dalle connessioni in tale soluzione può essere fatto su modelli semplificati che rappresentino l'equilibrio del singolo elemento di copertura soggetto alla risultante delle forze di diaframma ed alle reazioni restituite attraverso le connessioni puntuali e dagli elementi adiacenti e dalle travi portanti.

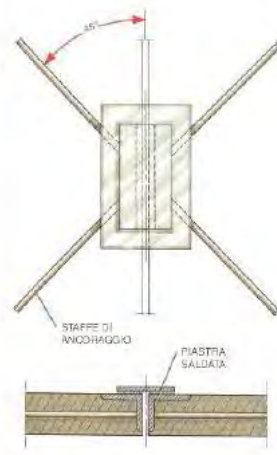


Figura 3.9

Nel caso di elementi di copertura mononervati con semplice connessione fissata sulla trave portante non vi può essere alcun grado di incastro reciproco e la copertura rimane articolata e sconnessa nel piano orizzontale. Gli elementi funzionano come bielle incapaci di trasmettere alcuna azione di diaframma. La copertura potrà dunque avere risposte sconnesse al sisma con pilastrate che vibrano anche in opposizione di fase rispetto a quelle contigue. Per un tale assetto strutturale, oltre che di resistenza, sorgono problemi di compatibilità deformativa delle connessioni che coinvolgono anche la stabilità degli elementi di completamento.

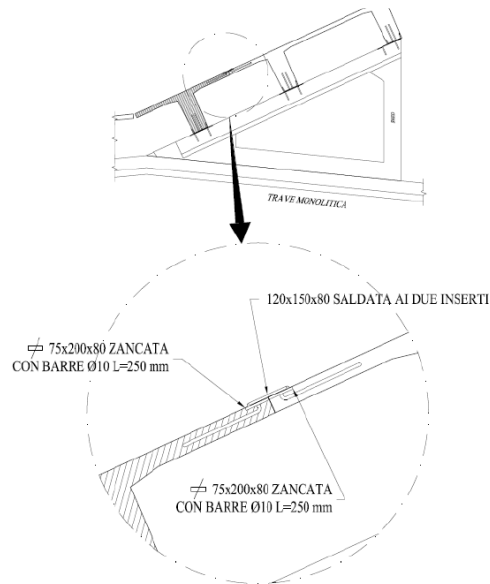


Figura 3.10

Le strutture prefabbricate poi possono essere multipiano e sono realizzate in modo diverso da quelle monopiano: spesso infatti gli impalcati di solaio di interpiano, per un buon funzionamento in caso di sisma, sono considerati infinitamente rigidi e sono disposti di una cappa in calcestruzzo armato che collabora con le travi portanti.

Le travi, essendo prefabbricate, hanno infatti delle staffe e reggistaffe uscenti dal getto in modo da avere una legatura unica nella successiva ripresa di getto. Oppure, ancora, si usano i solai alveolari o detti "hollow-core" ossia solai che hanno delle fresature longitudinali che permettono il passaggio, e quindi la successiva legatura, del calcestruzzo. Gli alveoli inoltre permettono un alleggerimento del peso. Ovvio che in questo caso sono necessari dei pannelli di tamponamento solidali con i solai che portino le forze orizzontali in fondazione. Diversamente, ossia se non c'è un piano rigido e quindi neanche delle pareti di controvento, il pilastro risulta troppo deformabile in caso di sisma e, poiché la struttura è multipiano, questo viene aggravato dal troppo peso soprastante che lo porta ad un facile collasso.





Figura 3.11

Le strutture monopiano invece hanno in copertura i soli tegoli i quali possono non avere una cappa in calcestruzzo collaborante in quanto questo implicherebbe un maggior peso sismico. La forza sismica invece si distribuirebbe sui pilastri in ugual misura al caso di piano rigido.

È possibile quindi fare una schematizzazione tra il funzionamento di una struttura con piano rigido e una con piano deformabile.

Si prende a titolo di esempio una pianta quadrata e una copertura sorretta da quattro pilastri:

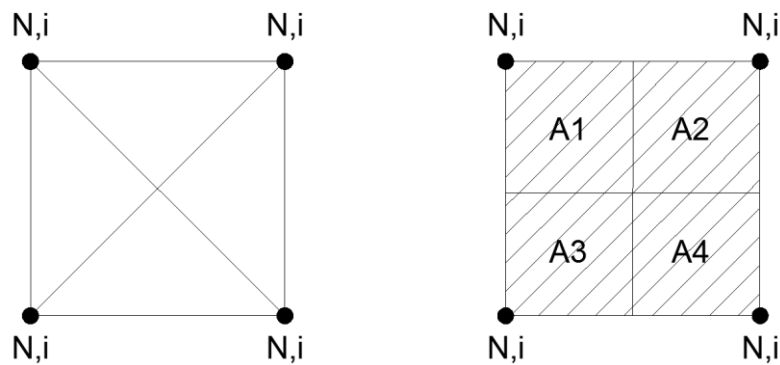


Figura 3.12

In entrambi i casi il peso di competenza su ogni pilastro è lo stesso:

$$N_i = \frac{N_{TOT}}{4} = \frac{N_{TOT}}{A_I}$$

In caso di sisma le due coperture si deformano in modo diverso, ma la forza sismica su ogni pilastro continua ad essere sempre la stessa.

$$F_{sismica} = \frac{N_{TOT}}{4} a_g = \frac{N_{TOT}}{A_I} a_g$$

Per questo motivo quindi non conviene fare il piano rigido nelle strutture monopiano in quanto si andrebbe soltanto ad incrementare il peso sismico producendo così maggiori sollecitazioni sui pilastri.

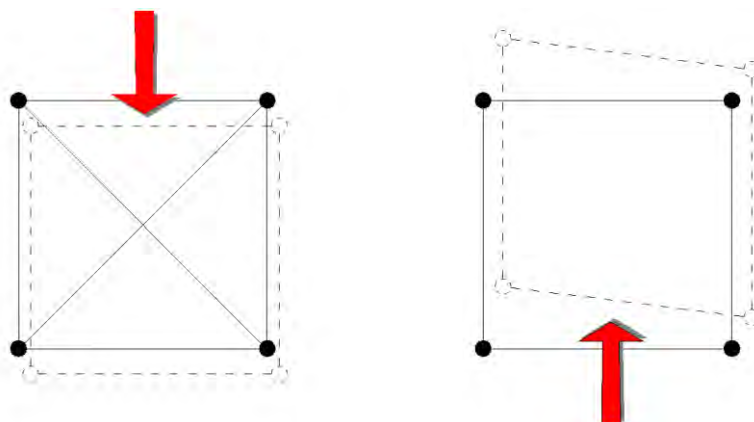


Figura 3.13

L'unico vantaggio del piano rigido, anche in queste strutture monopiano, si ha nel caso in cui venga a mancare un pilastro; nel primo caso infatti la forza continua a distribuirsi proporzionalmente alle rigidezze, nel secondo invece in modo proporzionale alle aree di competenza.

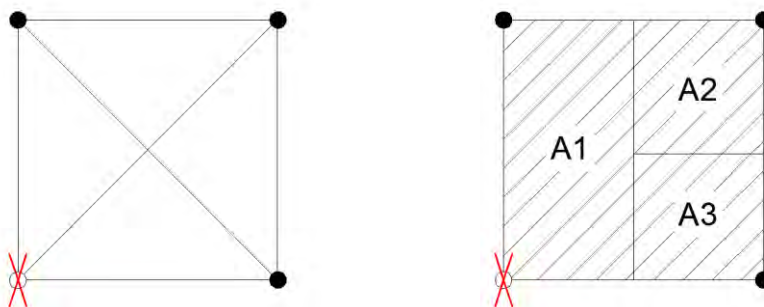


Figura 3.14

$$N_i = \frac{N_{TOT}}{3} \quad N_1 = \frac{N_{TOT}}{2} \quad N_2 = \frac{N_{TOT}}{4}$$

Per cui sostanzialmente la condizione di iperstaticità offerta dal piano rigido dà solo un margine di sicurezza maggiore a fronte però di una struttura più pesante, più costosa e con pilastri più sollecitati.

### 3.4. COLLEGAMENTI TRAVE-TEGOLO

Per tegoli dotati di nervature di appoggio (ad esempio tegoli a “pi greca”), una connessione molto usata è quella con scarpetta metallica.

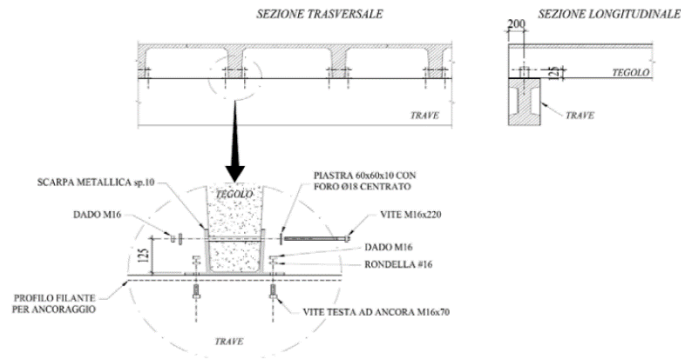


Figura 3.15

Essa consiste in un profilo in acciaio che viene fischerato in stabilimento al piede del tegolo e successivamente avvitato con due bulloni alla trave in sito. Molto simile alla precedente, ma maggiormente diffusa nel panorama italiano, anche per la maggiore economicità e versatilità di impiego, è la connessione realizzata con angolari metallici a L.

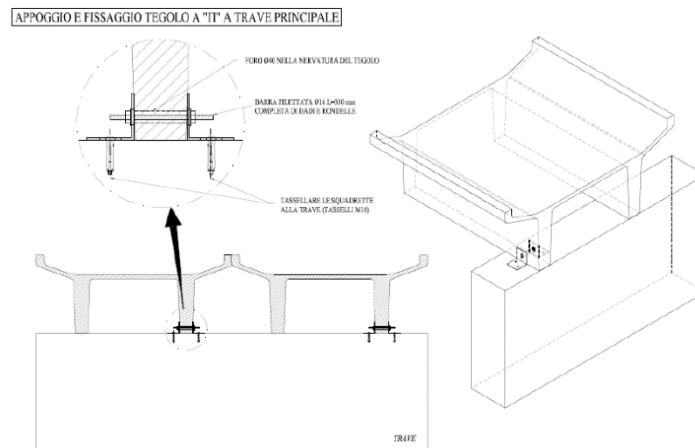


Figura 3.16

Gli angolari sono collegati con viti al tegolo e connessi sempre meccanicamente a profili a C muniti di zanche affogati in fase di getto nella trave. Il tegolo, inoltre, poggia su cuscinetti di neoprene che rendono possibile la rotazione dell'elemento secondario e dunque creano un vincolo di perfetta cerniera.

Per elementi di forma particolare e dissimmetrici si può preferire spinottare direttamente alla trave l'elemento secondario senza l'uso di profili metallici. Questo tipo di connessione è di sicuro quella più economica ma ha lo svantaggio di non essere molto duttile in zona sismica non potendo contare sulla plasticizzazione di tale collegamento.

### 3.5. GENERALITA' SULLE CHIUSURE ESTERNE

La chiusura di edifici prefabbricati può essere realizzata con pannelli prefabbricati. Rispetto alla composizione stratigrafica, i pannelli di tamponamento possono essere suddivisi in:

- **Monolitici:** questa soluzione non offre significative prestazioni termiche, rimandate a controparti esterne od interne, e viene utilizzata soprattutto quando sono richieste particolari resistenze meccaniche e/o al fuoco;
- **Alleggeriti:** sono pannelli costituiti da due lastre in calcestruzzo, collegate fra loro da nervature o connessioni puntuali, con interposti strati di materiale coibente avente preminente funzione di alleggerimento;
- **A taglio termico:** sono pannelli costituiti da un insieme di strati o "croste" con funzioni diverse. La crosta interna è più resistente ed è spessa circa 16 cm, mentre quella esterna, spessa sui 6-7 cm è non strutturale e concorre al lato estetico del prefabbricato. Dal punto di vista dell'isolamento termico rappresentano la soluzione più completa.

Se i dispositivi di collegamento fra lastra esterna ed interna consentono il libero movimento della prima rispetto alla seconda, il pannello viene definito liberamente dilatabile. Da un punto di vista progettuale la lastra interna è portante, mentre quella esterna è portata, ovvero costituisce il peso "portato". Con riferimento al comportamento statico delle due lastre di calcestruzzo questi pannelli vengono denominati "non compositi". Se i dispositivi di collegamento fra lastra esterna ed interna non consentono il libero movimento fra le due lastre il pannello viene definito rigidamente connesso. Da un punto di vista progettuale entrambe le lastre sono portanti. Con riferimento al comportamento statico delle due lastre di calcestruzzo questi pannelli vengono denominati "compositi". Il collegamento fra le lastre deve essere tale da garantire l'assenza di ponti termici e, nel caso, la dilatazione della lastra esterna dovuta a fenomeni termo-igrometrici.

### 3.6. SISTEMI DI COLLEGAMENTO NEI PANNELLI

I dispositivi di fissaggio rivestono una notevole importanza nell'ambito delle strutture prefabbricate poiché attraverso il loro impiego vengono realizzate le connessioni tra gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio. Tali connessioni sono soggette ad azioni che derivano principalmente da carichi che agiscono in direzione orizzontale, in particolare vento e sisma. Questi dettagli costruttivi quindi devono essere progettati in modo da garantire la trasmissione delle sollecitazioni, impedendo cedimenti o assestamenti non espressamente previsti in sede progettuale.

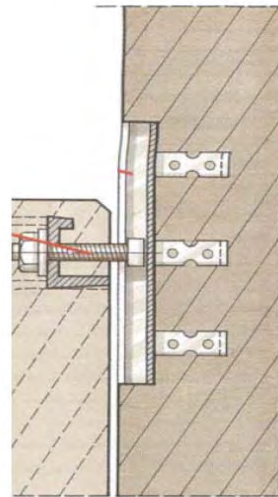
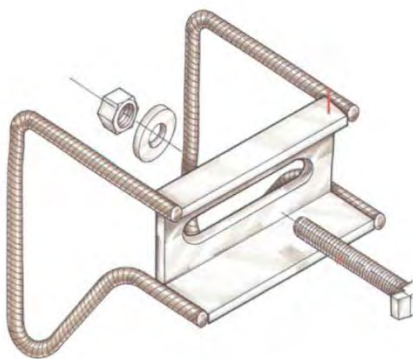
La soluzione progettuale deve tenere in conto la resistenza sia degli elementi da connettere, sia degli apparecchi di appoggio o di ritegno facenti parte del sistema di fissaggio, computando anche gli effetti legati alle variazioni termiche, alla deformabilità della struttura a agli eventuali fenomeni lenti.

Oltre alla capacità di assorbire i carichi di progetto, i sistemi di fissaggio devono:

- consentire una facile e veloce messa in opera;
- devono assicurare un bloccaggio pressoché immediato dell'elemento da connettere e trattenerlo quindi in orizzontale;
- devono consentire successivi aggiustamenti alla posizione relativa degli elementi nelle direzioni di interesse;
- devono permettere una certa libertà di assestamenti legati a deformazioni termiche, senza danneggiamento degli elementi strutturali: poiché infatti i pannelli sono esposti in modo diretto all'irradiazione solare, a differenza del telaio in c.a. che rimane a temperature uniformi, questi si surriscaldano per cui se il movimento non fosse consentito, si avrebbe inevitabilmente uno scontro tra gli elementi strutturali.

Spesso i pannelli nelle strutture prefabbricate sono collegati al pilastro, o alla trave, tramite i profili "Halfen"; il sistema di fissaggio cioè è composto da tre elementi fondamentali:

- il profilo incavo "Halfen" ossia un profilo laminato a caldo oppure formato a freddo a seconda del produttore commerciale;
- il connettore: il più semplice è la vite a testa sagomata che collega l'infisso al profilo la quale ha una forma tale per cui possa scorrere all'interno del profilo. Per esigenze più evolute, sono disponibili connettori che affiancano le viti per realizzare collegamenti adatti al montaggio dell'infisso a distanza variabile dal profilo, oppure progettati per particolari giunti; questo viene poi regolato in lunghezza da un dado.
- l'infisso





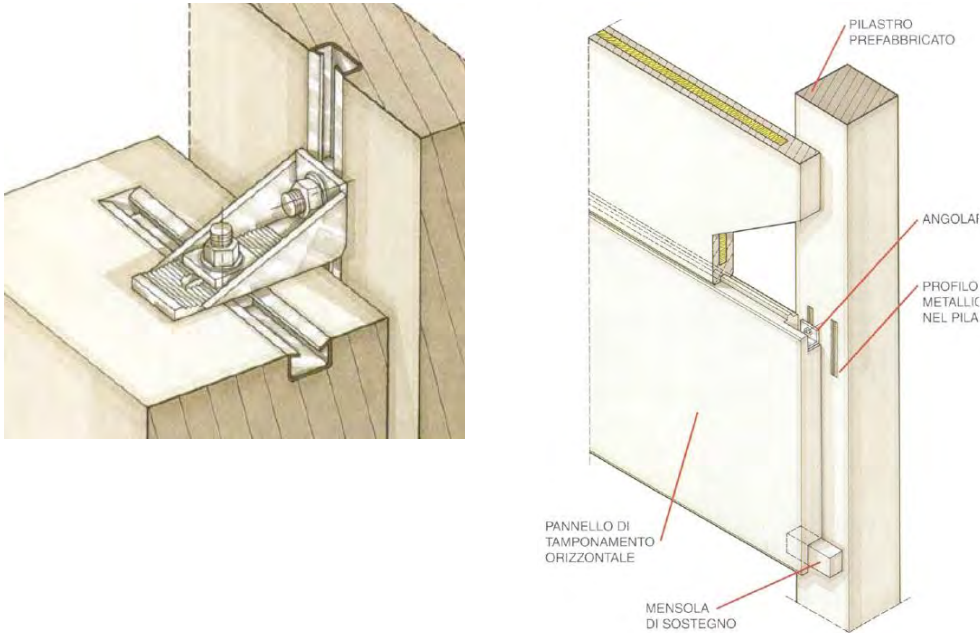


Figure 9.1

Sia il profilo incavo che l'infisso sono inserti che vanno posizionati prima del getto negli elementi prefabbricati da connettere (generalmente pannelli, pilastri e travi, ma anche elementi di copertura) accompagnati da armature di ripresa, come si vede nella figura.

Il connettore tra un sistema di connessione pannello-elemento orizzontale può essere realizzato anche tramite una piastrina zigrinata per impedire scorrimenti, con un'estremità a martello per l'inserimento nel profilo del pannello e fornita di asola per la regolazione in aggetto del pannello. I gradi di libertà gestibili allora sono tre: l'asola permette spostamenti dell'ordine dei 50 mm, mentre nelle altre due direzioni gli spostamenti ammessi dipendono dalla lunghezza dei profili annegati.

Il connettore può anche essere realizzato con una squadretta che unisce le viti a testa quadra di collegamento con i profili annegati negli elementi. La connessione così risulta più rigida rispetto alla soluzione che impiega la piastrina, contrastando la rotazione relativa tra i due elementi e, grazie all'attrito, lo spostamento verticale. Se si modifica la disposizione del profilo annegato nell'elemento verticale si può pensare di bloccare lo spostamento verticale dopo il posizionamento facendo uso di apposite piastre zigrinate.

In zona sismica la funzione di questi profili è essenziale: i pannelli sono dotati di una grande inerzia nel proprio piano ed essendo fissati a terra in caso di sisma tendono a non muoversi, a differenza invece del telaio il quale oscilla con spostamenti in sommità dei pilastri dell'ordine dei 10-15 cm. L'asola del profilo Halfen quindi permette questi scorrimenti in modo che, in caso di eventi sismici, il telaio sia libero di oscillare indipendentemente dal pannello che rimane invece fermo.

Il punto debole però di questi profili è che il bullone (o la vite a seconda del caso), durante l'evento, può inclinarsi generando un "effetto leva" di attrito impedendo al pannello di scorrere.

Altre tipologie di collegamenti sono quelli adattati ai pannelli per facciate ventilate

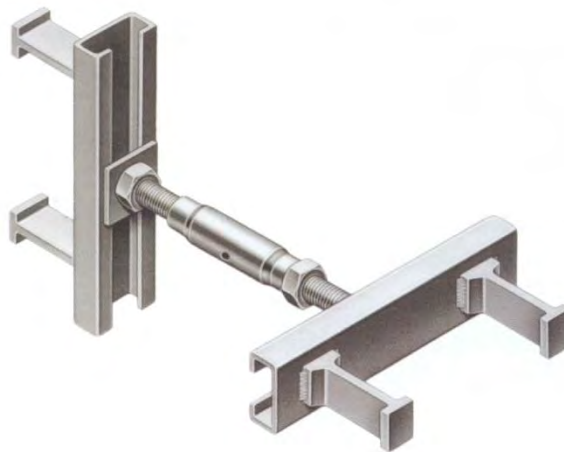
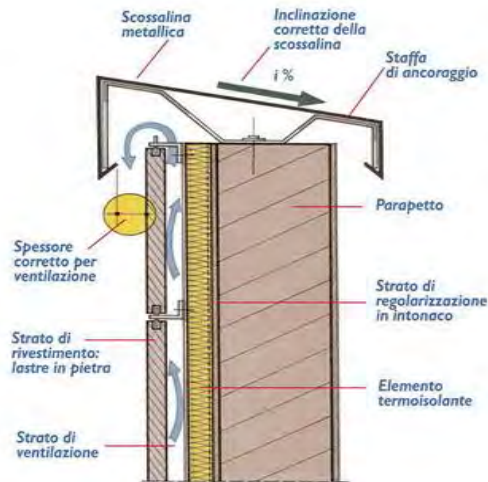


Figura 9.2

Come si nota nell'immagine a destra infatti è presente una serie di distanziatori tra i due profili Halfen regolabili in lunghezza in modo da eliminare eventuali errori di non verticalità del pilastro i quali quindi permettono di avere lo spazio necessario sia per avere l'areazione tra il pannello e il telaio sia per inserire un isolamento termico.

La facciata ventilata funziona molto bene d'estate: l'aria fresca infatti entra dalla parte inferiore del pannello e per irraggiamento sale lungo la superficie del pannello per essere quindi espulsa da una bocchetta posta in sommità. In questo modo la facciata rimane ombreggiata ma soprattutto l'isolamento termico rimane asciutto. D'inverno invece è preferibile tenere il flusso d'aria fermo chiudendo la griglia che è alla base, altrimenti si avrebbe un ponte termico enorme tra interno ed esterno.

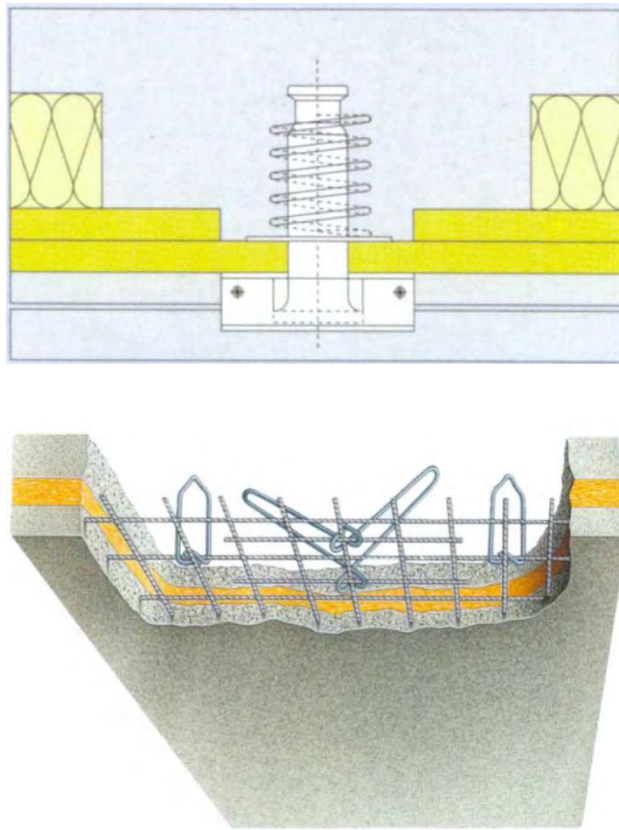


Figura 6.3

I problemi a cui può andare incontro un pannello sono:

- **Problema termico:** quando è presente un gradiente termico è inevitabile che si formi una sollecitazione sui pannelli non a taglio termico il quale provoca un allungamento e una freccia dovuta alla curvatura che va verso l'esterno d'estate e verso dentro d'inverno dell'ordine del centimetro.

$$\varepsilon = T\alpha \qquad \Delta l = \varepsilon_m h$$

$$\chi = \frac{\Delta T}{s_{\text{PANNELLO}}} \qquad f = \frac{1}{8} \chi l^2$$

Il taglio termico nei pannelli invece risolve parzialmente questo problema: il salto termico infatti si ha solo nello strato isolante, mentre nelle due croste l'andamento del diagramma di temperatura è costante; in questo modo allora le due croste avranno allungamenti diversi ma una curvatura praticamente nulla. Il collegamento quindi adatto per questo tipo di pannelli è quello rappresentato in figura in alto.

- **Problema idrometrico:** la crosta interna è spesso asciutta a differenza di quella esterna che è esposta a pioggia o a essiccamento da sole; oppure ancora il ritiro subito dopo il getto del calcestruzzo può generare tensioni sulla struttura in quanto il fondo cassero è bagnato e quindi ritira meno rispetto alla sommità che essicca più velocemente.

I pannelli dei vecchi prefabbricati invece non erano a taglio termico, ma erano costituiti da una sezione sostanzialmente cava all'interno della quale veniva inserito lo strato isolante, spesso in lana di roccia che favoriva anche l'alleggerimento del pannello stesso per un totale di 20 cm.

Oltre al problema del ponte termico vi è il problema della fessurazione tra le zone con interposto l'isolante e quelle ai lati: le due parti infatti sono soggette ad un gradiente termico diverso a causa dello strato isolante facendo nascere così delle coazioni interne tra le due parti che portano alla nascita di tensioni di compressione o talune volte di trazione. La fessurazione quindi si ha nella zona più debole ossia nella crosta esterna.

## CAPITOLO 4

### METODOLOGIE DI CALCOLO MANUALE PER SISTEMI DI VINCOLO DI COPERTURE

#### 4.1. PRO E CONTRO DEI DUE SISTEMI STRUTTURALI

Le coperture degli edifici industriali monopiano sono usualmente realizzate con elementi prefabbricati senza il getto di una soletta collaborante in opera; in questo modo è possibile non aggravare le strutture verticali con ulteriore peso e realizzare strutture più esili e meno costose.

Il comportamento “a diaframma” (rigido o deformabile) della copertura dipende dal posizionamento, dalla rigidità e dalla resistenza dei collegamenti del sistema di copertura i quali influenzano enormemente la risposta strutturale: questi possono essere collocati a cavallo tra tegolo e tegolo (funzionamento allora di un vero e proprio piano rigido) oppure tra le anime dei tegoli a “pi greco” e la trave sottostante e, a seconda del numero e della posizione di questi ultimi, si tende in maniera diversa ad una risposta strutturale di piano rigido o deformabile.

La presenza e la rigidità di questi collegamenti riveste un importante ruolo nell’analisi sismica della strutture esistente perché le azioni sismiche si possono distribuire proporzionalmente alle masse o alle rigidità sui vari elementi del sistema sismo resistente in ragione della deformabilità della copertura e pertanto in funzione dei collegamenti reciproci tra elementi di solaio e/o tra elementi di solaio e travi.

I maggiori danni causati dall’inadeguatezza del comportamento a diaframma della copertura in edifici prefabbricati sono:

- Eccessiva deformabilità del solaio;
- Perdita di appoggio degli elementi di solaio o copertura dovuta agli eccessivi movimenti registrati nei diaframmi deformabili;
- Distribuzione delle azioni sismiche in funzione delle masse;
- Concentrazione delle sollecitazioni sismiche in corrispondenza di pochi elementi (quelli più caricati dai pesi sismici);
- Grandi deformazioni delle travi (potenzialmente soggette ad effetti del secondo ordine);
- Grandi spostamenti differenziali dei pilastri;
- Elevate richieste di spostamento ai collegamenti pannello/telaio.

Al fine di adeguare sismicamente un edificio prefabbricato è possibile evidenziare una lista di priorità di interventi al fine di ottimizzare il rapporto costi/benefici; una visione complessiva quindi del rapporto resistenze-sollecitazioni di tutti gli elementi strutturali e dei loro collegamenti permette di evitare di eseguire interventi privi di efficacia ovvero interventi che non riducono la vulnerabilità sismica dell’edificio.

Sostanzialmente esistono diversi modi per fissare il tegolo alla trave; come già visto in precedente spesso si fa uso di profili metallici a "L" imbullonati sia all'anima che alla trave. A seconda però della resistenza e del numero di questi la risposta della struttura cambia totalmente.

#### 4.2. METODI DI CALCOLO DI UNA COPERTURA VINCOLATA ISOSTATICAMENTE

Definiamo isostatico un sistema di collegamento fra tegolo e trave che non permette la trasmissione di momenti fra tegolo e trave. In particolare i collegamenti sono 2 per tegolo e allineati sulle teste dello stesso; inoltre i tegoli non sono collegati tra loro.

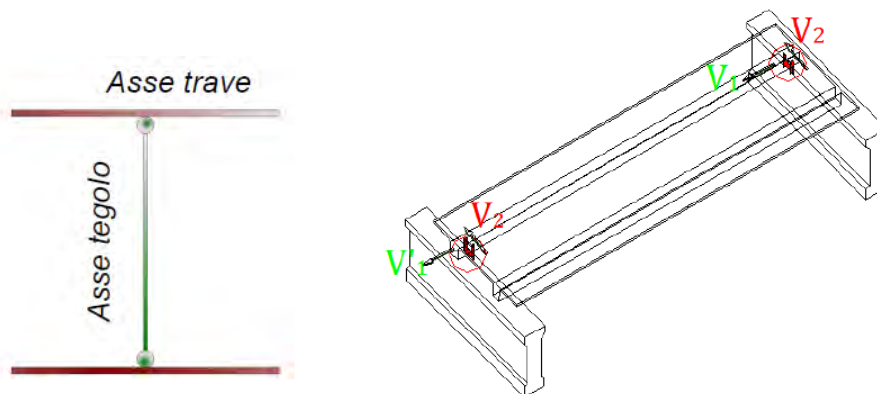


Figura 4.1

Questo tipo di collegamento porta a considerare il diagramma deformabile e le principali caratteristiche sono:

- Maggiori periodi propri di vibrare rispetto al caso di diaframma rigido;
- Maggiori spostamenti assoluti del sistema e spostamenti relativi non trascurabili;
- Grandi deformazioni delle travi principali, potenzialmente soggette ad effetti del secondo ordine;
- I collegamenti trave/tegolo sono generalmente soggetti ad azioni inferiori rispetto al caso di diaframma rigido;
- Distribuzioni delle sollecitazioni sui pilastri in funzione delle masse;
- Elevate sollecitazioni trasversali sulle travi principali;
- Grandi deformazioni delle travi principali, potenzialmente soggette a ribaltamenti o ad effetti del secondo ordine.

Le norme NTC 2008 al punto 10.2 sottolineano il fatto che i risultati che si hanno da un'analisi modale con spettro di risposta devono necessariamente essere giustificati con semplici conti manuali.

Per cui è possibile calcolare, grazie ad un'analisi dei carichi, la massa gravante su ogni trave e, poiché è già nota la rigidezza, velocemente i due periodi fondamentali di vibrazione con la nota formula

$$T_{1,x} = 2\pi \sqrt{\frac{m_x}{k_x}}$$

$$T_{2,y} = 2\pi \sqrt{\frac{m_y}{k_y}}$$

Con questi valori allora si entra nello spettro di progetto (o quello elastico) e si ricavano le accelerazioni

$$MS_d(T_1) = V'_{x,1} + V''_{x,1}$$

$$MS_d(T_2) = V'_{y,1} + V''_{y,1}$$

#### 4.3. METODI DI CALCOLO DI UNA COPERTURA VINCOLATA IPERSTATICAMENTE

Definiamo ora iperstatico un sistema di collegamento fra tegolo e trave che permette la trasmissione di momenti fra tegolo e trave. In particolare i collegamenti sono ora 4 per tegolo.

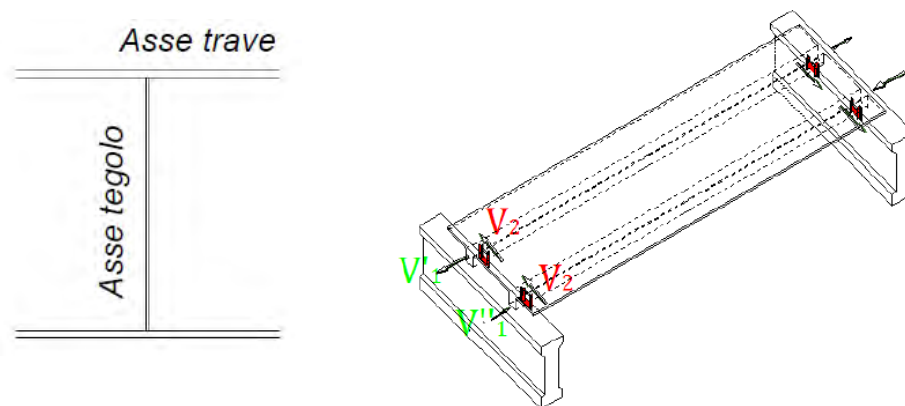


Figura 4.2

Come per il caso di collegamento isostatico segue una lista dei principali pro e contro di questo sistema:

- Minori periodi propri di vibrare rispetto al caso di diaframma deformabile;
- Minori spostamenti assoluti del sistema e spostamenti relativi trascurabili;
- Piccole deformazioni delle travi principali;
- I collegamenti trave/tegolo sono generalmente soggetti ad azioni molto elevate;
- Distribuzione delle sollecitazioni sui pilastri in funzione delle rigidzze.

A causa dell'iperstaticità del sistema di copertura, le azioni sui collegamenti derivanti dall'analisi modale non corrispondono alle forze di inerzia, per cui il controllo dei valori uscenti dall'analisi può essere fatto assumendo uno schema iperstatico semplificato del sistema di copertura e uno schema può essere quello della trave Vierendeel.

Nella travata Vierendeel, come noto, la maglia quadrangolare fa sì che la statica della struttura sia assicurata solo a prezzo di flessioni e tagli nei montanti. Il calcolo viene condotto attraverso il metodo di Grinter, assumendo come incognite gli spostamenti verticali dei montanti e quello orizzontale del corrente superiore. Nei casi più comuni in tale soluzione si possono trascurare le deformazioni assiali delle aste, essendo l'influenza di queste limitata sempre a qualche unità percentuale. Spesso la Vierendeel è simmetrica e pure simmetricamente caricata: risultano in tal caso uguali gli spostamenti verticali dei nodi simmetrici rispetto all'asse verticale di mezzeria e nullo lo spostamento orizzontale del corrente superiore.

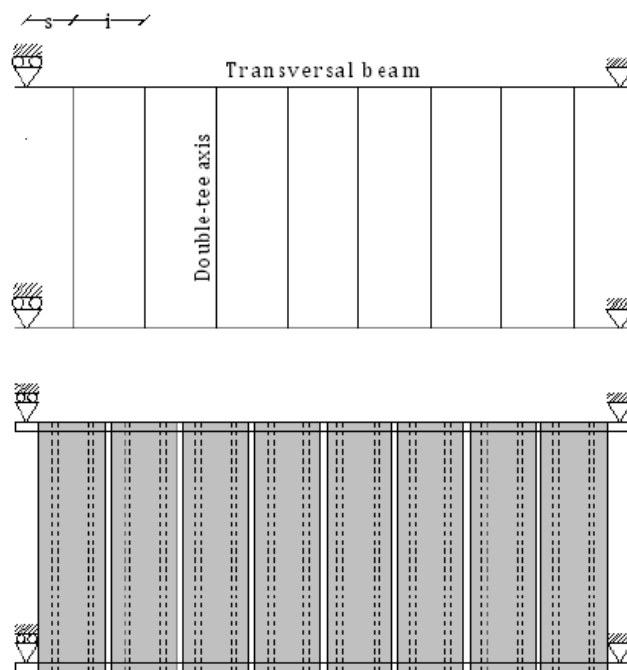


Figura 4.3

Nel caso in cui il sisma sia parallelo all'asse longitudinale dei tegoli e trascurando il contributo delle masse dei pannelli e della trave longitudinale è possibile ricavare una semplice relazione che lega il taglio sul pilastro alle forze  $F_i$  agenti sul tegolo.

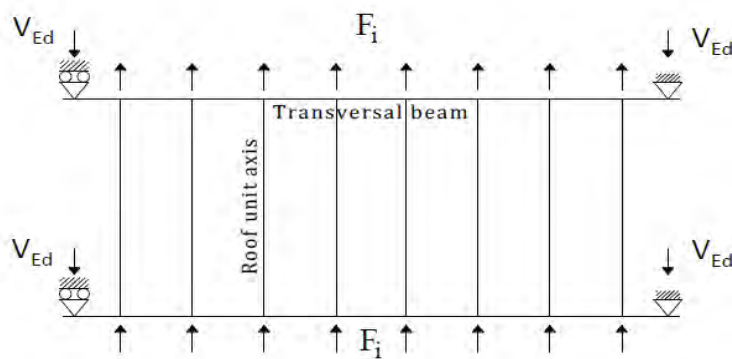


Figura 4.4



dove, se  $n$  è il numero dei tegoli, le singole forze valgono

$$F_i = \frac{2V_{ed}}{n}$$

Noto il diagramma del taglio sulla trave, nell'ipotesi di comportamento "shear type" del sistema di copertura è molto semplice ricavare il diagramma del momento sulla trave e a sua volta, noto il diagramma del momento sulla trave, è possibile ricavare il diagramma del momento sull'asse del tegolo.

$$M_i = \frac{V_i}{2}$$

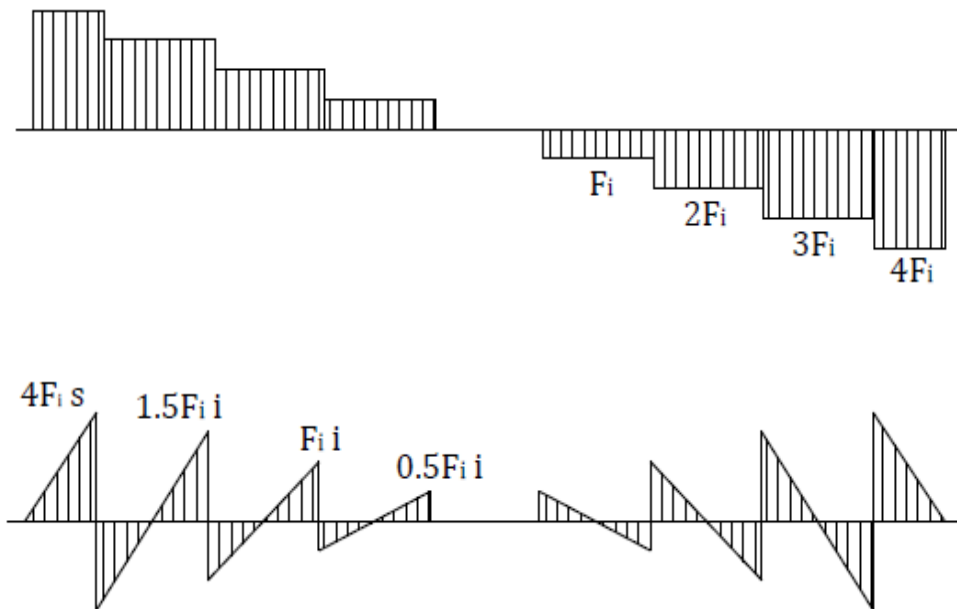


Figura 4.5

Nel semplice caso di una campata il momento che si genera sull'asse del tegolo dipende:

- Dalla posizione del tegolo rispetto all'asse di simmetria;
- Dalla forza sismica agente sull'asse del tegolo;
- Dal taglio  $V_{ed}$  sul pilastro.

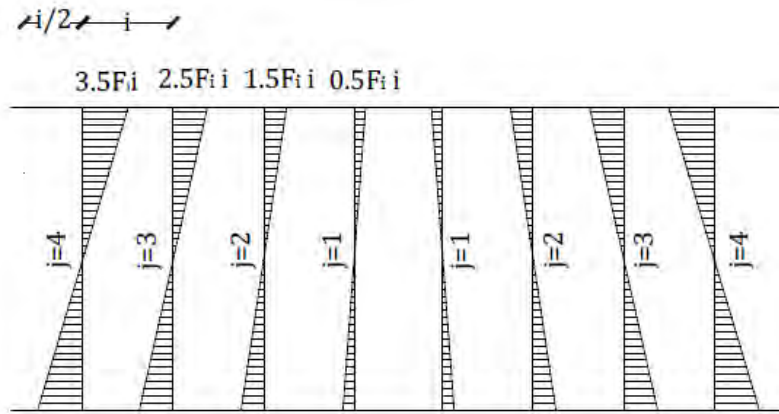


Figura 4.6

Se  $L$  è la luce della trave, il momento sull'asse dei tegoli è:

$$M_j = 2 \left( \frac{2j-1}{2} \right) \frac{V_{ed} i}{n} = (2j-1) \frac{V_{ed} L}{n^2}$$

Mentre il taglio sui collegamenti tegolo/trave è:

$$V_j = \frac{1}{\Delta} (2j-1) \frac{V_{ed} i}{n} = \frac{1}{\Delta} (2j-1) \frac{V_{ed} L}{n^2}$$

Nel caso di più campate il taglio nei collegamenti posti in corrispondenza delle travi intermedie sarà circa la metà di quello dei collegamenti posti in corrispondenza delle travi laterali:

$$V_j = (2j-1) \frac{V_{ed}}{n}$$

Nel caso invece in cui il sisma sia perpendicolare all'asse longitudinale dei tegoli il comportamento è ancora diverso.

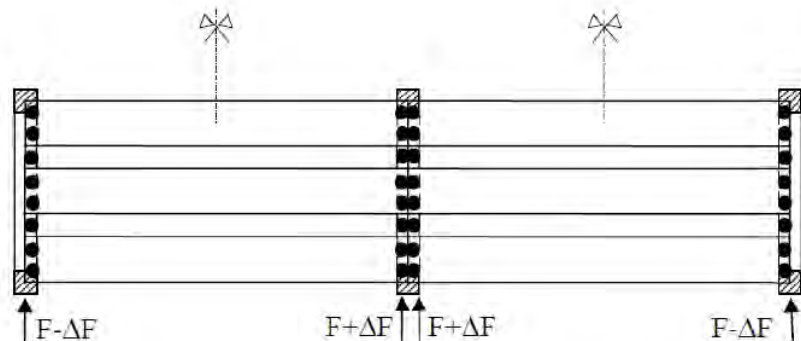


Figura 4.7

Se  $k$  è il numero delle campate, per il concetto della gerarchia delle resistenze, vale

$$F = \frac{\sum M_{rd} \gamma_{rd}}{kh}$$

$\Delta F$  = azioni derivanti da confronto tra distribuzione di forze proporzionali alle masse e alle rigidezze

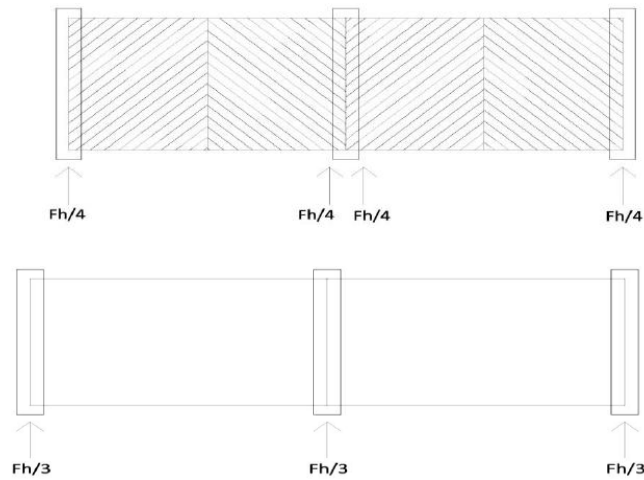


Figura 4.8

$$\Delta F = \frac{F}{3} - \frac{F}{4} = \frac{F}{12}$$

La presenza di  $\Delta F$  con segni opposti genera un momento che a sua volta genererà forze in direzione perpendicolare alla direzione del sisma.  
Azioni nella direzione del sisma

$$R = \frac{\frac{F}{n} + \frac{\Delta F}{n}}{2}$$

Azioni perpendicolari al sisma

$$Q = \frac{\Delta F}{n} \quad M = \frac{Ql}{2}$$

E l'equilibrio viene ristabilito dalla forza H

$$H = \frac{\Delta M}{\Delta} = \frac{Ql}{2\Delta}$$

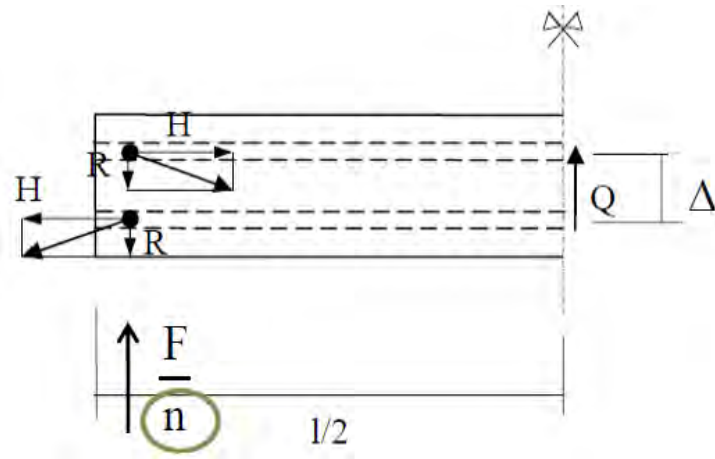


Figura 4.9

## CAPITOLO 5

### DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO

#### 5.1. DESCRIZIONE DELLE TIPOLOGIA STRUTTURALE

Il caso di studio del presente elaborato ricalca un tipico capannone monopiano realizzato con elementi prefabbricati.

Osservandola in pianta, la struttura è composta da due file di 3 pilastri esterni ciascuna, posti tra loro ad interasse di 10 m, per un interasse tra i primi e gli ultimi pilastri di 20 m.

Questa disposizione in pianta dei pilastri è stata considerata per poter osservare nel pilastro centrale le sollecitazioni e gli spostamenti tipici di un pilastro perimetrale in un capannone prefabbricato monopiano. Al fine di poter analizzare e comprendere anche il comportamento dei pilastri d'angolo, si è scelto di "chiudere" il capannone anche sugli altri due lati. Si realizzano così delle facciate, lunghe 26 m, costituite da altri 2 pilastri ciascuna oltre a quelli d'angolo. Questi sono posti con la funzione di sostenere i pannelli di tamponamento e di definire un'apertura centrale della luce di 6 m. L'unica navata ha pertanto una luce di 26 m. I pilastri hanno un'altezza di 9 m.

Longitudinalmente sono disposte delle travi a I di dimensioni 60x100 cm, lunghe 9.80 m, che poggiano ciascuna su 2 pilastri laterali. Sulle travi laterali trovano appoggio a tegoli di copertura, aventi una luce di 26 m, e caratterizzati da una sezione a TT alta 100 cm. La quota di sotto trave corrisponde quindi a quella di sommità dei pilastri, ovvero 9 m, mentre e la quota di sotto tegolo corrisponde a 10 m.

Sui pilastri che costituiscono le due facciate trovano appoggio due travi reggi pannello, a sezione rettangolare e con dimensioni 40x60 cm. Esse hanno la sola funzione di sostenere i pannelli di tamponamento. I pannelli di tamponamento realizzano la chiusura laterale del fabbricato fino all'altezza di 11.25 m.

Per il calcolo dell'azione sismica si assume che la struttura sia posta nel comune di Cittadella, in provincia di Padova.

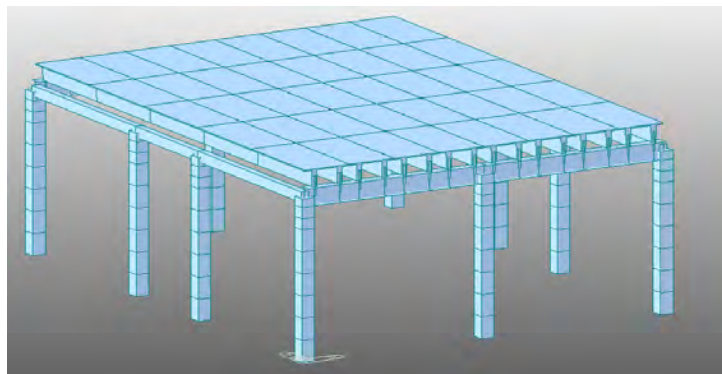


Figura 5.1: Rappresentazione del caso oggetto di studio

## 5.2. ANALISI DEI CARICHI

Allo scopo di determinare le caratteristiche inerziali dei diversi elementi strutturali (tegoli, travi e pilastri) si è preliminarmente svolta una fase di predimensionamento, facendo riferimento alle normative vigenti in Italia negli anni '80-'90. In particolare, le normative a tal fine considerate sono:

- CNR 10025-1984 - Prefabbricazione e strutture prefabbricate;
- DM 3-12-1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate;
- DM 14-2-1992 – Norme tecniche per l'esecuzione delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche;
- DM 9-1-1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche.

Questa scelta è stata fatta con lo scopo di ottenere un capannone con caratteristiche il più possibile simili a quelli esistenti (che necessitano di interventi migliorativi e di adeguamento), in modo di poter comprendere il comportamento ed analizzare gli effetti degli interventi migliorativi di seguito proposti.

Elementi	Sezioni[cm]
Pilastri	60x60
Travi	Tipo a I 60x100
Tegoli	Tipo TT100/25
Pannelli verticali	250x20x1125
Pannelli orizzontali	250x20x1000

I carichi ottenuti dall'analisi delle sezioni e dei materiali ed utilizzati per il predimensionamento degli elementi, vengono riassunti in maniera sintetica nella tabella suddividendoli in permanenti e variabili.

Carichi			
CARICHI PERMANENTI			
Peso permanente appeso (sui tegoli)	$Q_{\text{appeso}}$	1.00 kN/m <sup>2</sup>	2.50 kN/m
Peso proprio tegoli	$Q_{\text{tegolo}}$	16.04 kN/m	
Peso proprio pannelli	$Q_{\text{pannello}}$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	
Peso proprio travi	$Q_{\text{trave}}$	8.47 kN/m	
Peso proprio travi reggi-pannelli	$Q_{\text{reggi-pan.}}$	6.00 kN/m	
Peso proprio pilastri	$Q_{\text{pilastro}}$	11.53 kN/m	

Per quanto riguarda invece il peso del pannello si è semplicemente calcolata l'area della sezione al netto del foro interno moltiplicata per il peso specifico del calcestruzzo; trattandosi poi di pannelli orizzontali, questi sono stati considerati

come delle travi in semplice appoggio che scaricano il taglio di competenza sui pilastri.

Si hanno infine pannelli alti 2.5 e 1.25 m. Segue quindi uno schema delle reazioni vincolari che sono state calcolate per considerare i pannelli:

ALTEZZA 2.5 m - parete nord/sud		
AREA INFLUENZA 10 m	77	kN
AREA INFLUENZA 5 m	39	kN
ALTEZZA 2.5 m - parete ovest/est		
AREA INFLUENZA 5 m	39	kN
AREA INFLUENZA 8 m	62	kN

ALTEZZA 1.25 m - parete nord/sud		
AREA INFLUENZA 10 m	40	kN
AREA INFLUENZA 5 m	20	kN
ALTEZZA 1.25 m - parete ovest/est		
AREA INFLUENZA 5 m	20	kN
AREA INFLUENZA 8 m	32	kN

### 5.3. RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica di progetto viene individuata in accordo con la normativa vigente, secondo le prescrizioni fornite dalle N.T.C. 2008, attraverso i dati relativi al sito in cui sorge l'opera e alle caratteristiche della costruzione stessa.

Per il capannone in questione si hanno i seguenti dati:

- Zona 3,
- Vita Nominale 50 anni
- Classe d'uso II
- Classe suolo C

I dati di in-put, qui riportati, permettono di individuare una seconda serie di parametri, indipendenti e dipendenti, direttamente connessi allo spettro elastico di progetto orizzontale:

Qui di seguito, nel grafico, l'azione sismica viene rappresentata graficamente, attraverso lo spettro elastico di progetto, nelle sue componenti orizzontali e verticali.

Componente orizzontale		
SLV parametri indipendenti		
$a_0$	0.164	g
$F_0$	2.393	
$T_C^*$	0.302	s
$S_s$	1.465	
$C_c$	1.558	
$S_r$	1.000	
$q$	1.000	
SLV parametri dipendenti		
$S$	1.465	
$\eta$	1.000	
$T_B$	0.157	s
$T_C$	0.471	s
$T_D$	2.255	s

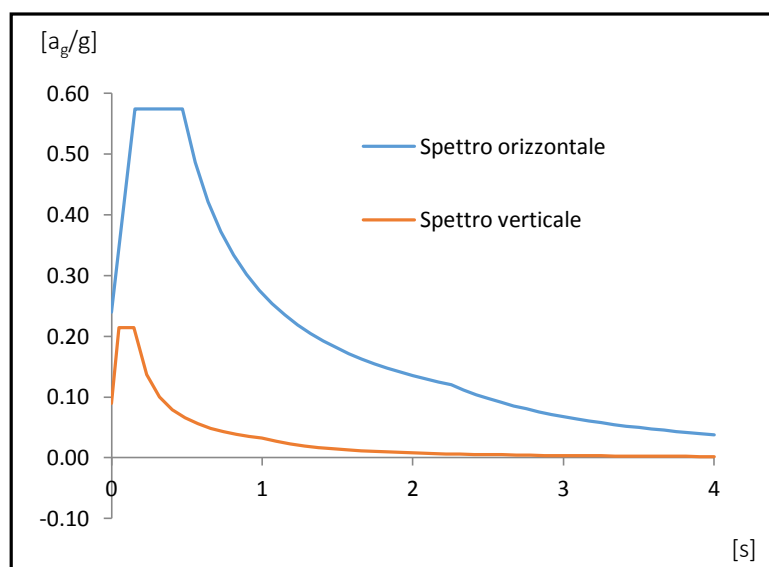


Grafico 4.1:  
Rappresentazione dell'azione sismica: componenti orizzontali e verticali

Esistono diversi tipi di analisi con cui si può valutare il comportamento sismico di una struttura. Essi differiscono in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente, oltre che a secondo a che l'analisi sia lineare o non lineare.

Come descritto dalle NTC §7.3.1, "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 sismiche sono calcolati, quale che 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 capitoli 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 esse 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.

L'analisi non lineare si utilizza per 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.”

Le NTC §7.3.2 stabiliscono che “oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'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.

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 su sistemi 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.”

In questo caso specifico, per analizzare la struttura ed il suo comportamento in presenza di un sisma si utilizza l'analisi dinamica lineare e non lineare.

In particolare, l'analisi non lineare verrà utilizzata nei casi in cui si prenderanno in considerazione sistemi dissipativi non lineari per materiale. La non linearità verrà impiegata per modellare quei sistemi di connessione che potranno entrare in campo plastico, oppure per simulare l'attrito tra il tegolo e la trave.

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante l'integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello

non lineare della struttura e rappresentando l'azione sismica grazie agli accelerogrammi.

*La norma infatti prosegue: "Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.*

*I modelli strutturali da utilizzare devono consentire una corretta rappresentazione del comportamento degli elementi strutturali in termini di resistenza, anche in funzione di possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche, e di comportamento post-elastico."*

Ai fini di svolgere le analisi oggetto di questo studio, che mirano a comprendere ed analizzare il comportamento della struttura e delle nuove connessioni, si è reso necessario svolgere delle analisi *Time-History*, ovvero delle analisi dinamiche transitorie con integrazione al passo, lineari o non lineari a seconda dei singoli casi.

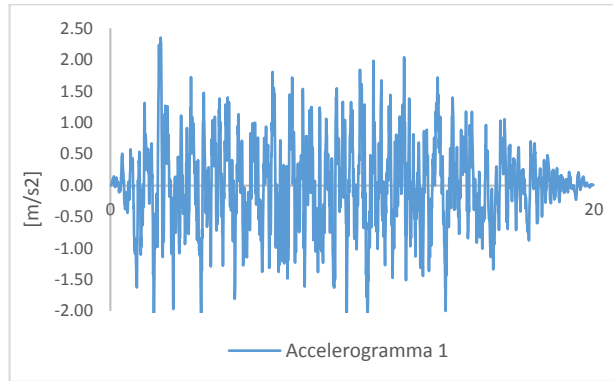
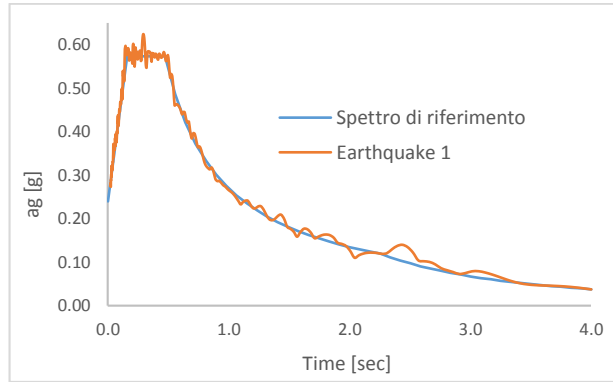
Tali analisi dinamiche non possono essere svolte facendo riferimento allo spettro di risposta elastico di progetto, come avviene per l'analisi modale con spettro di risposta, ma necessitano di un accelerogramma, ossia di un in-put che ad ogni passo temporale di integrazione associa una sollecitazione, espressa come accelerazione al suolo.

Si è quindi provveduto, utilizzando il software *SimQke-Gelfi* a determinare 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico di progetto descritto al precedente paragrafo.

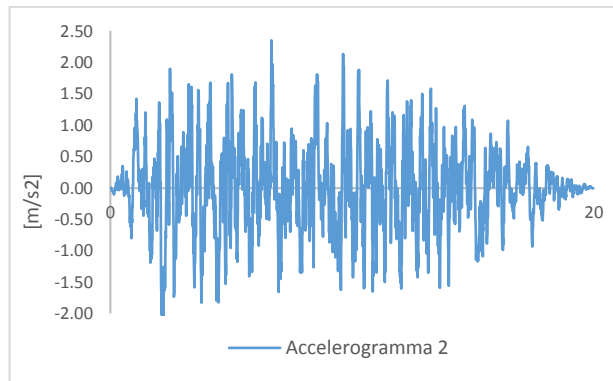
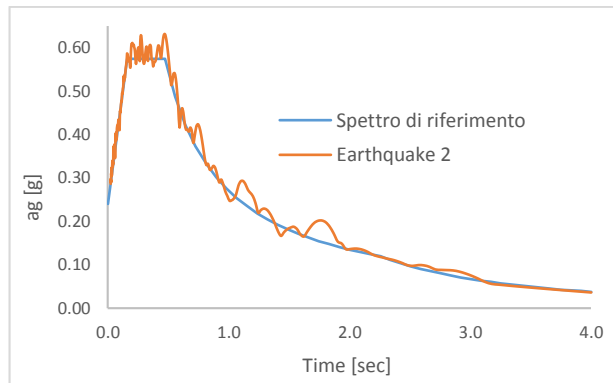
*Come disposto dalle NTC2008 §3.2.3.6 "gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\alpha$  del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0,15 s \div 1,5 T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio."*

Si raffigurano di seguito le 7 azioni sismiche di riferimento, ovvero e 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, riportando a sinistra il grafico di confronto tra lo spettro di risposta fornito dalla normativa e quello compatibile generato artificialmente e a destra l'accelerogramma derivante dallo spettro artificiale.

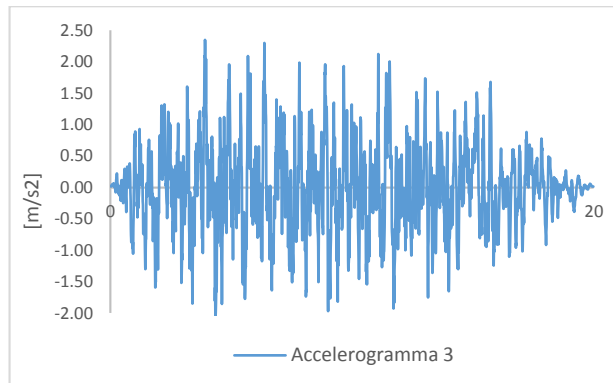
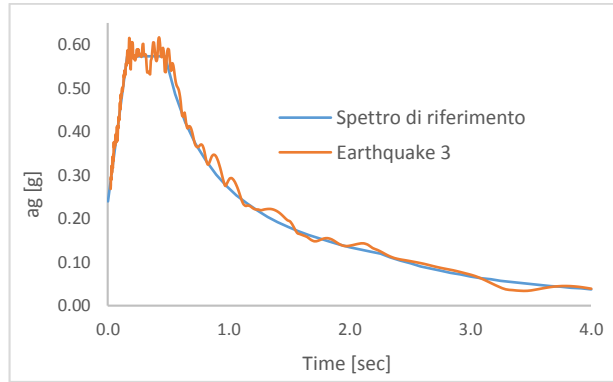
### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.1



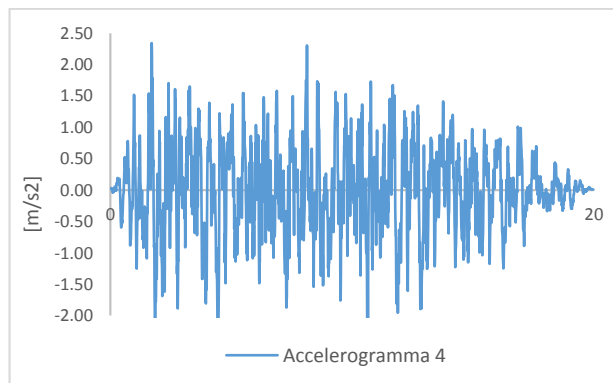
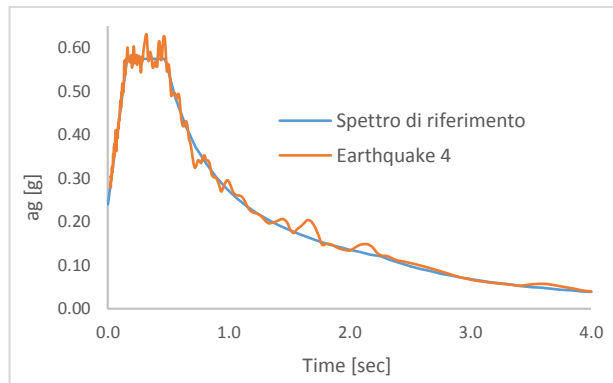
### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.2



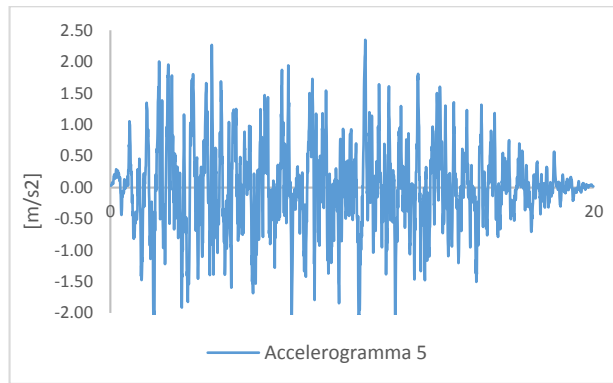
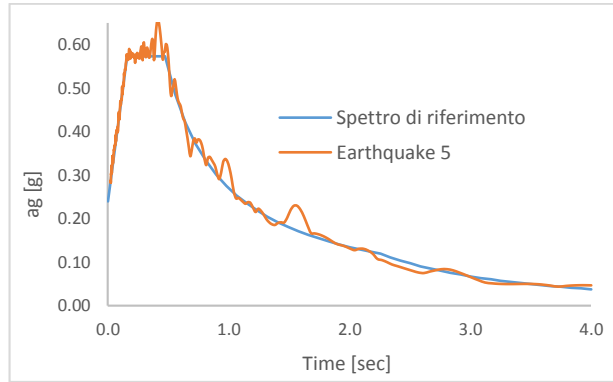
### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.3



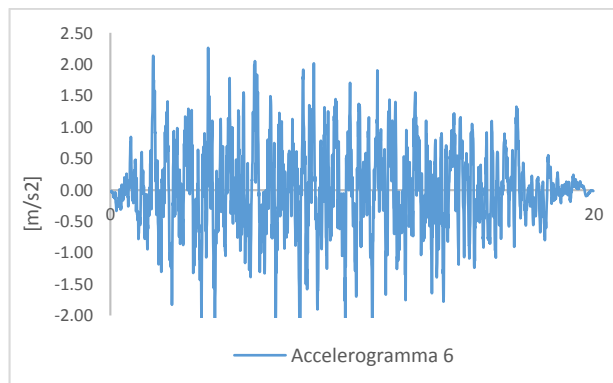
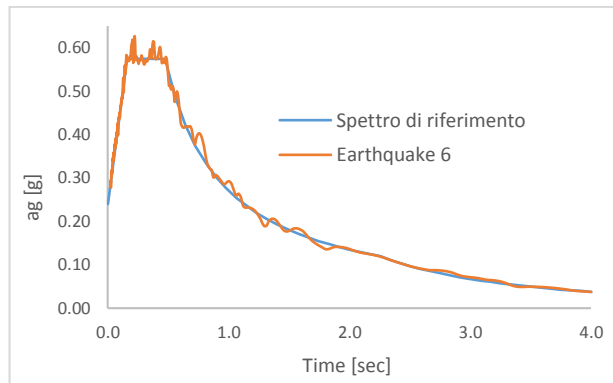
### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.4



### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.5



### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.6



### Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.7

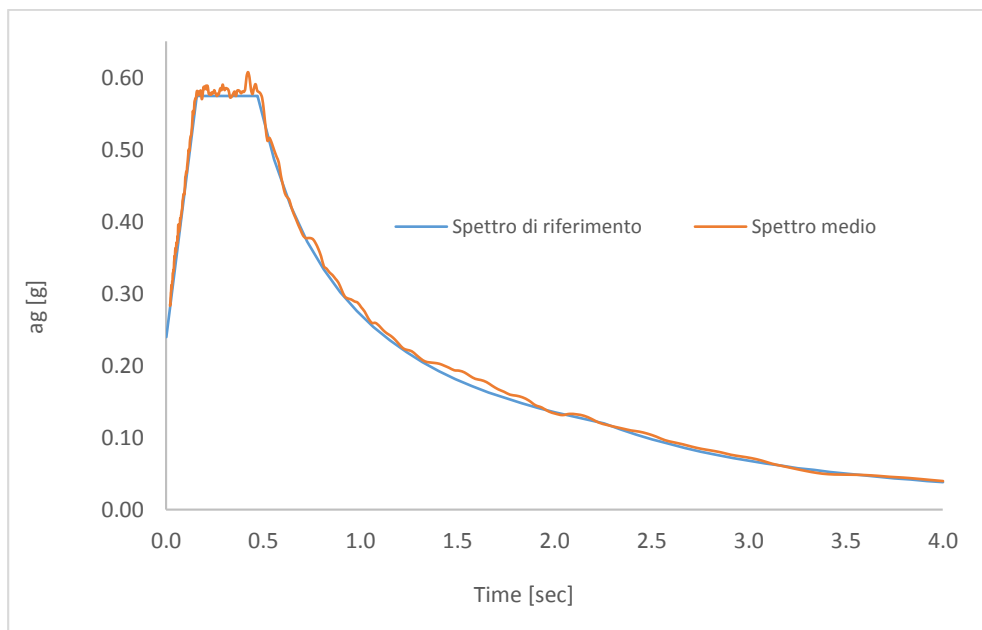
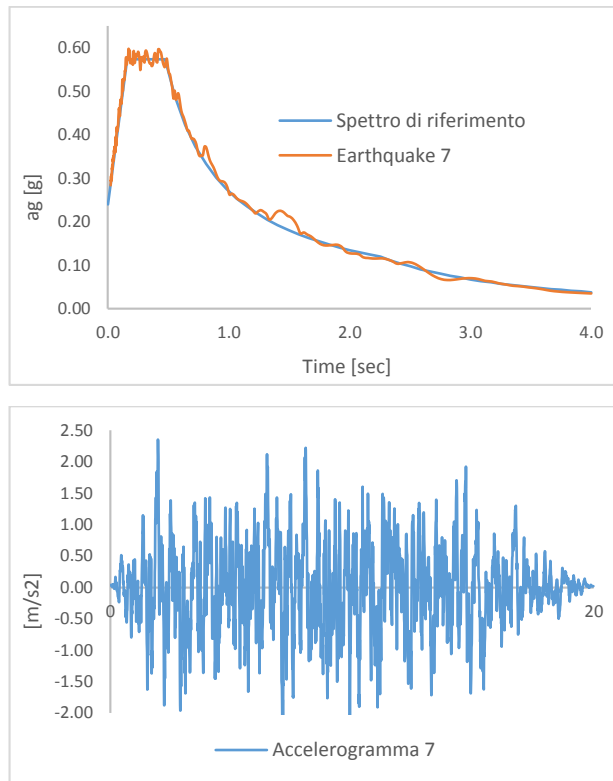


Grafico 4.2:  
Confronto tra la media degli spettri relativi ai 7 accelerogrammi artificiali e lo spettro di risposta elastico di riferimento

È stata verificata la coerenza con lo spettro di risposta elastico di riferimento controllando che la media delle ordinate spettrali relative ai 7 accelerogrammi

artificiali non presenti uno scarto in difetto maggiore al 10%. Nello specifico, si ottiene uno scarto medio del -2.2%.

Ad ogni buon conto, la verifica di coerenza viene implicitamente soddisfatta se si considera gli accelerogrammi artificiali vengono determinati dal software utilizzato in maniera da soddisfare i requisiti di coerenza stessi.

#### 5.4. DESCRIZIONE DEL MODELLO

Si è deciso di studiare gli effetti della copertura (rigida o deformabile) senza l'interazione dei pannelli di tamponamento.

Poiché però questi inducono massa sismica e quindi forze sulle strutture verticali, si è deciso di considerare comunque il contributo che offrono questi in termini di massa, ma non in termini di rigidità. In particolar modo poi le masse sismiche sono state introdotte solo considerando le componenti perpendicolari al sisma: come spiegato precedentemente infatti i pannelli sono liberi di muoversi nel proprio piano grazie al collegamento Halfen e quindi non sono obbligati, per uno scuotimento ad essi parallelo, ad oscillare assieme ai pilastri. Soltanto le masse dei pannelli d'angolo sono state introdotte considerando entrambe le componenti orizzontali.

Inoltre l'ultima porzione di pannello, ossia quella che è ancorata alla trave reggi pannello è stata inserita tramite un *Rigid-Link* in quanto la quota in cui essa è presente genera inevitabilmente un momento torcente sulla trave che non si vuole trascurare.

Le masse infine lungo il pilastro sono state inserite considerando la reazione vincolare applicata al baricentro del singolo pannello.

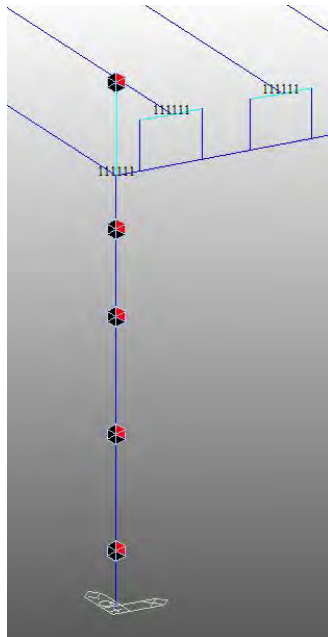


Figura 5.2 – Particolare della distribuzione della masse dei pannelli

|

Il collegamento invece trave-pilastro è stato modellato semplicemente con dei *beam end-release* rotazionali, ossia si sono rilasciate le rotazioni delle estremità della trave attorno ai due assi principali d'inerzia della sezione. La torsione invece è stata tenuta fissa in quanto, in caso contrario, il modello sarebbe risultato labile.



## CAPITOLO 6

### ANALISI DINAMICHE MODALI

#### 6.1. COPERTURA VINCOLATA ISOSTATICAMENTE

Si considera prima il comportamento di copertura deformabile a taglio; per realizzare tale tipo di comportamento, come detto anche in precedenza, si realizza un collegamento tegolo-trave di tipo isostatico ossia collegando soltanto una delle due gambe del tegolo con dei profili metallici a L; l'altra gamba invece è lasciata libera di scorrere.

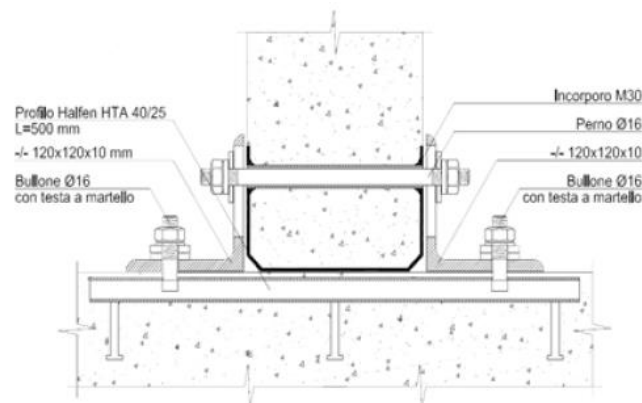


Figura 6.1

Per realizzare questo collegamento nel modello si è scelto di portare innanzitutto il baricentro del tegolo alla quota in cui è realmente posto; in questo modo quindi la forza sismica agirà in un punto di applicazione realisticamente più corretto. Il tegolo è collegato alla trave con dei *Beam* i quali simulano le due gambe del tegolo; in sommità uno dei due beam ha 3 end-release rotazionali che svincolano le rotazioni attorno ai tre assi non permettendo così il passaggio, irrealistico, di momento flettente dalle strutture verticali a quelle orizzontali di copertura. Uno dei due beam di collegamento poi è stato dichiarato *Truss* in modo da non poter offrire nessuna resistenza se non la sola rigidità assiale. Affinché i due *Beam* potessero trasmettere correttamente lo sforzo normale dalle strutture orizzontali ai pilastri si è optato per un modulo elastico sufficientemente grande in modo da rendere la soluzione del problema stabile e corretta.

$$E = 2e11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A = L^2 = 0.1^2 = 0.01 \text{ m}^2 \quad K = \frac{EA}{L} = 1.64e9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

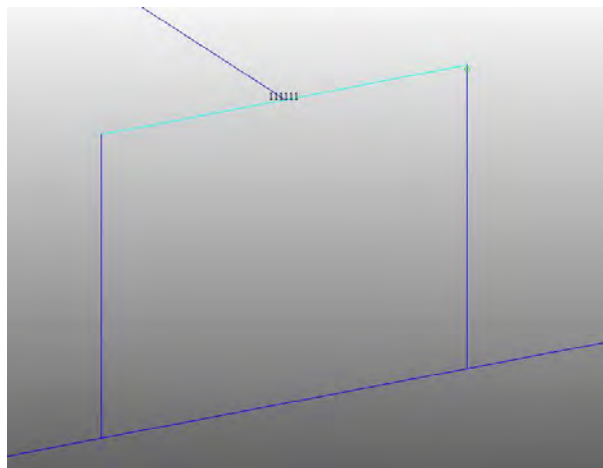


Figura 6.2 – Particolare della modellazione del tegolo: il tegolo collegato alla trave tramite un Beam e un Truss

È stata svolta allora un'analisi modale con spettro di risposta elastico.

Essendo la strutturale regolare in pianta e in altezza i primi due modi sono risultati essere quelli flessionali: il primo periodo fondamentale di vibrazione è pari a 1.37 sec e muove il 68.39% della massa in direzione Y; il secondo periodo invece è pari a 1.10 sec e muove il 74 % della massa in X. Il numero dei modi considerato è 32 ed è tale per cui viene mossa almeno una massa del 85% in entrambe le direzioni, come da direttive della normativa.

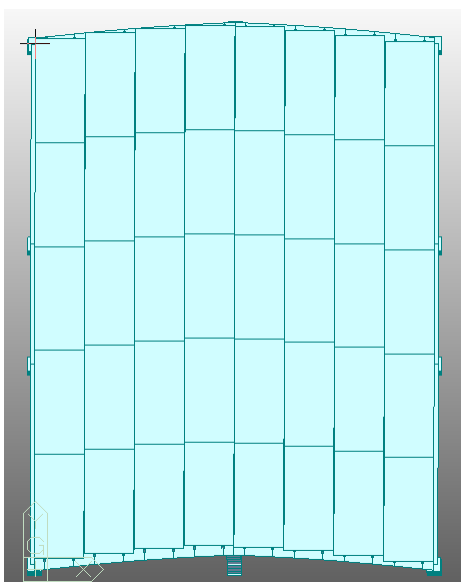


Figura 6.3 – Modo di vibrare in direzione Y

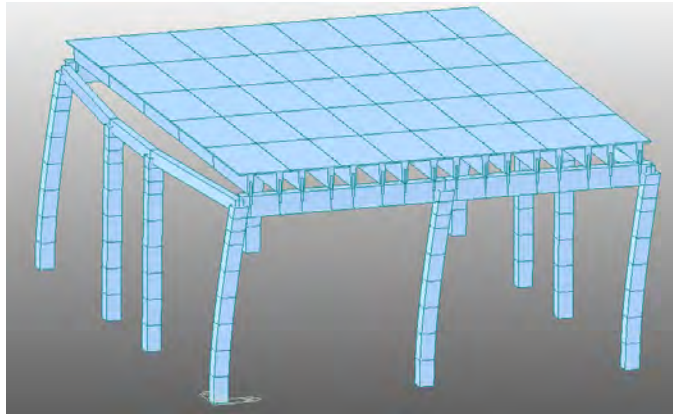


Figura 6.4 – Modo di vibrare in direzione X

Significativo infatti è il modo 5 (che muove l'11% di massa in direzione Y) in quanto fa capire il funzionamento del sistema di copertura che si deforma facilmente a taglio andando a caricare in modo particolare il pilastro centrale.

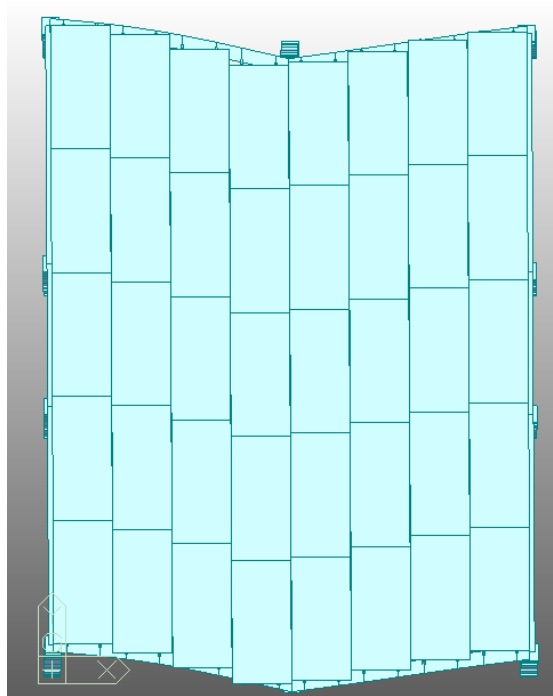


Figura 6.5 – Modo di vibrare 5: particolare della deformazione a taglio del sistema di copertura

Si vanno allora a vedere quali sono le sollecitazioni che inducono i collegamenti tegolo-trave fuori dal piano della trave stessa:

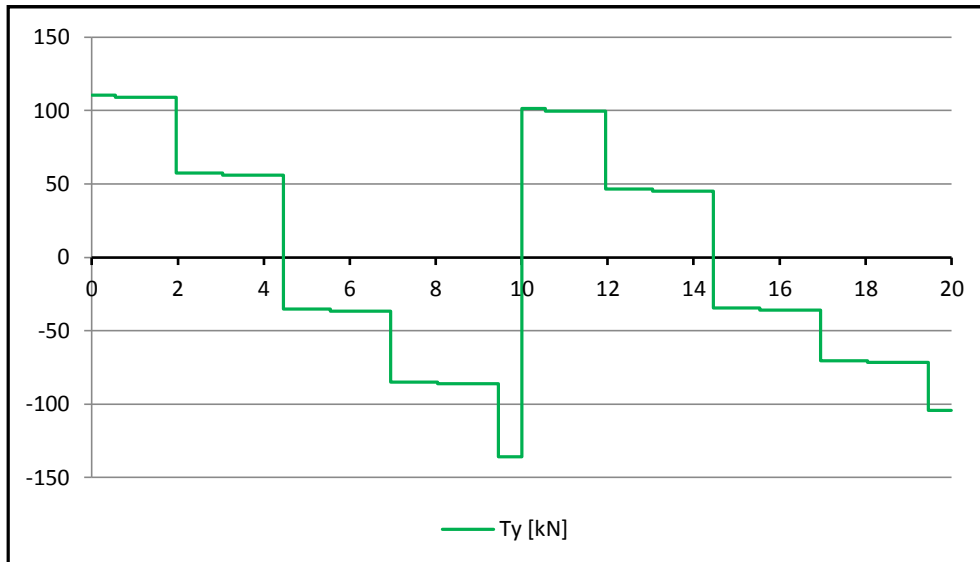


Grafico 6.1 – Taglio fuori piano della trave

Si ha una classica variazione lineare del taglio a cui è collegata una variazione parabolica del momento. Il picco del taglio, come si può vedere dal grafico è alla testa della trave e vale 135.81 kN. Il momento invece massimo è 331.07 kN.

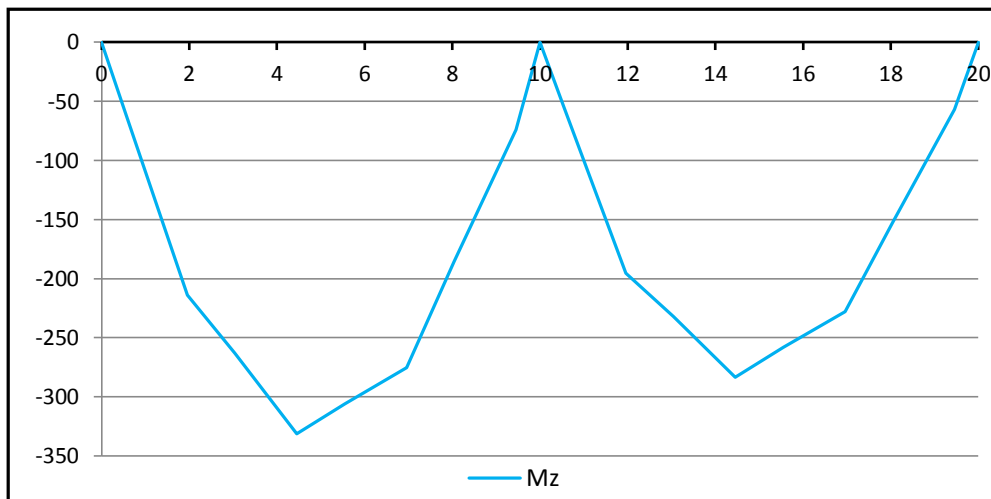


Grafico 6.2 – Momento flettente fuori piano della trave

Per quanto riguarda le sollecitazioni sui tegoli invece, queste risultano uguali per ogni posizione del tegolo e sufficientemente grandi da doverle considerare.

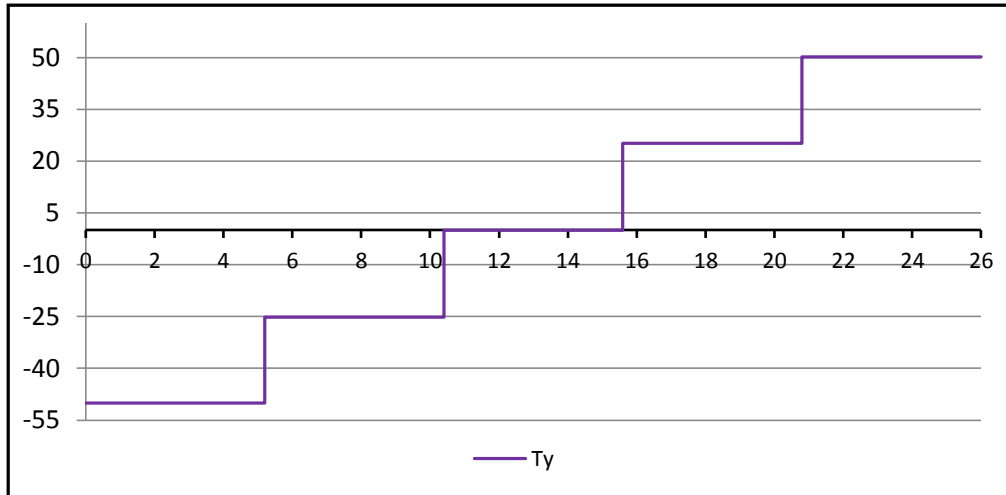


Grafico 6.3 – Taglio fuori piano per il tegolo più esterno

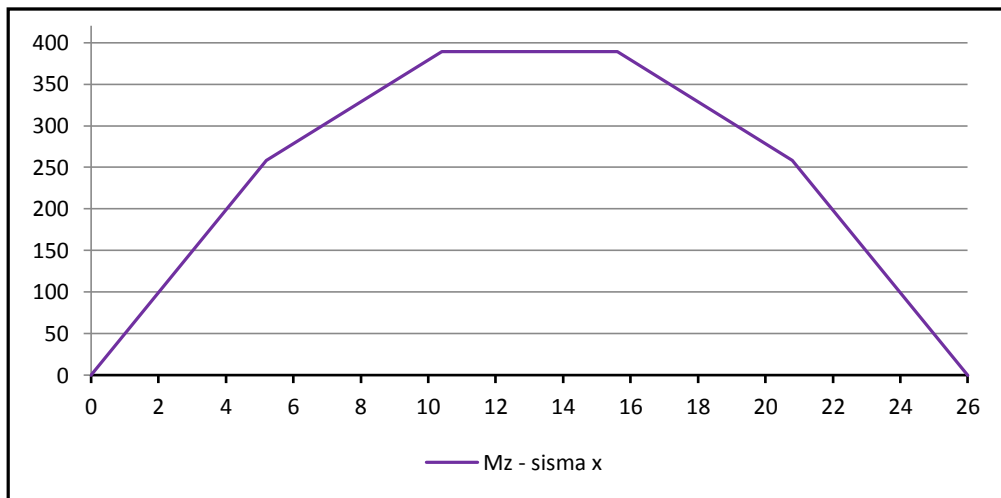


Grafico 6.4 – Momento fuori piano per il tegolo esterno

Andando allora a considerare la trave, si fa un confronto tra le sollecitazioni statiche, che inducono delle forze nel piano, e le sollecitazioni sismiche, che inducono forze fuori piano.

Da questo rapido confronto si nota subito che le sollecitazioni sismiche non sono affatto tra trascurare in quanto sono circa il 22% di quelle statiche.

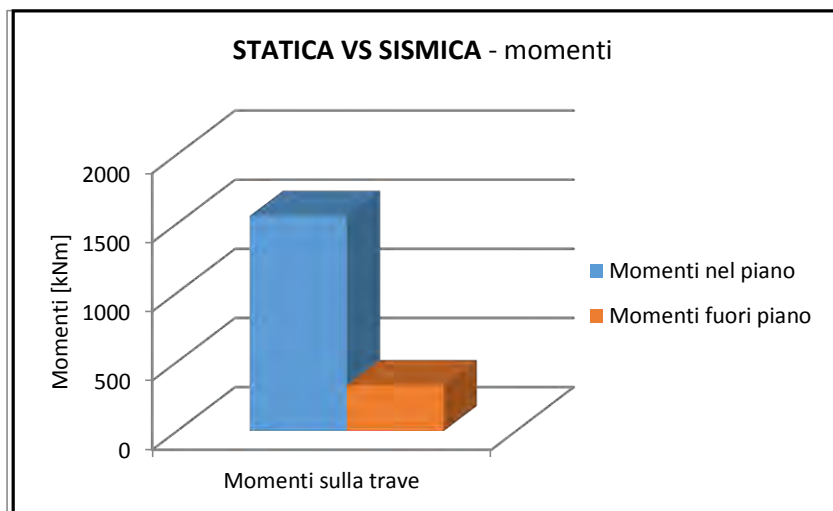


Grafico 6.5a

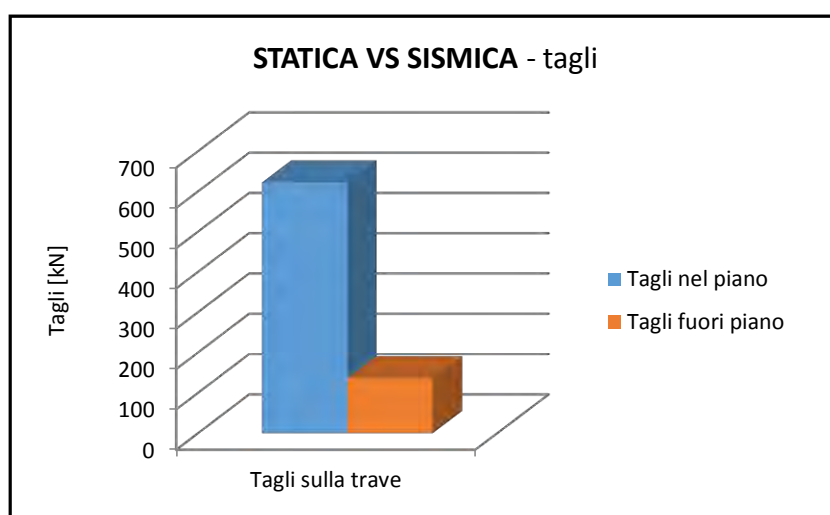


Grafico 6.5b

Le strutture verticali poi sono diversamente sollecitate a seconda della direzione del sisma; in caso di sisma parallelo all'asse longitudinale dei tegoli infatti il sistema di copertura è deformabile a taglio e quindi il pilastro centrale della facciata nord è sollecitato di gran lunga di più rispetto ai due laterali d'angolo.

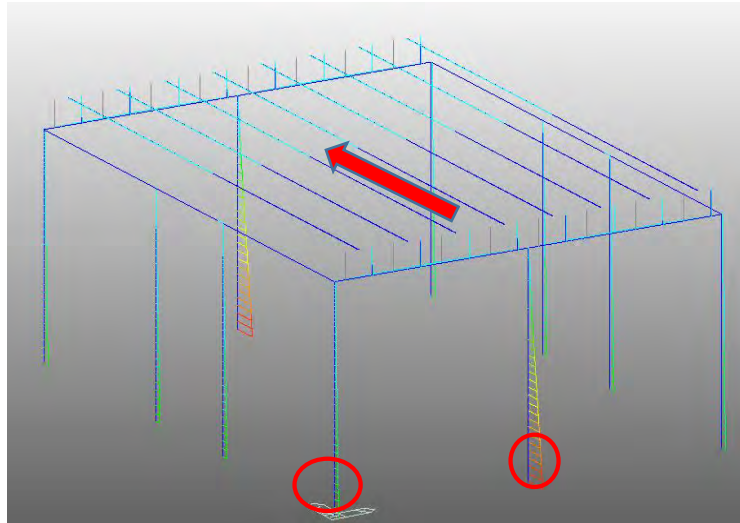


Figura 6.6 – Direzione del sisma e picchi di momento alla base dei pilastri

Il pilastro centrale infatti è sollecitato di 2618.18 kNm, invece i due laterali di 771.31 kNm.

Se il sisma invece cambia direzione, ossia agisce in direzione perpendicolare all'asse longitudinale dei tegoli, allora il sistema di funzionamento è a piano rigido e i momenti si distribuiscono in modo circa uguale nei tre pilastro

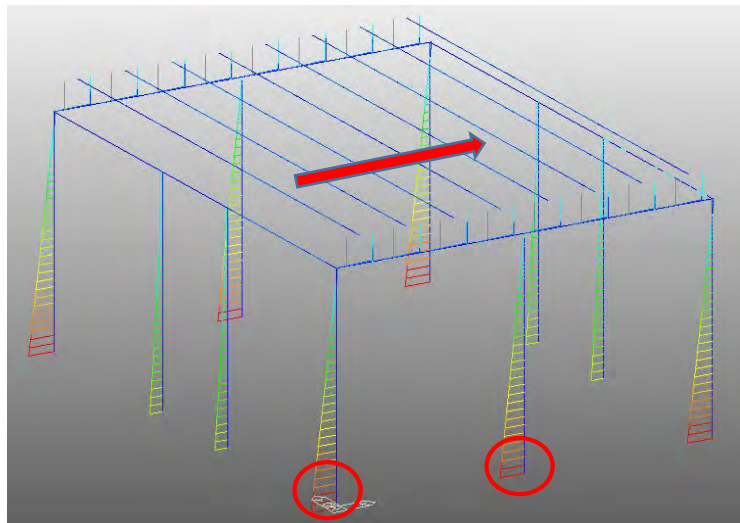


Figura 6.7 – Direzione del sisma e picchi di momento alla base dei pilastri

I tre momenti infatti sono circa uguali a 1850 kNm.

Il sistema di funzionamento della copertura più interessante (e anche quello che porta a forze interne più gravose) è sicuramente quello per un sisma in direzione Y ossia longitudinale ai tegoli.

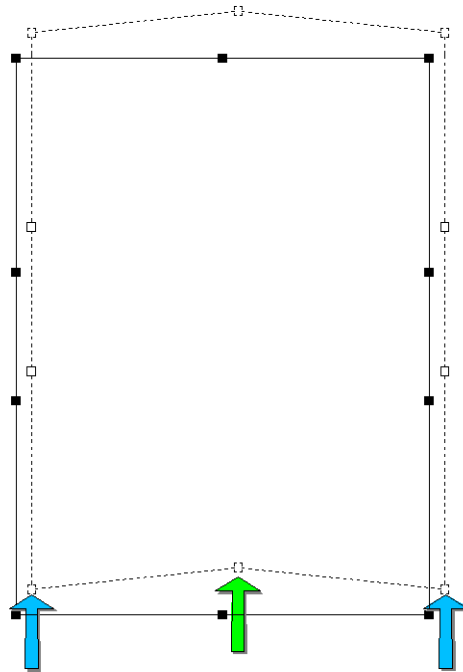


Figura 6.8 – Distribuzione delle forze sui tre pilastri

Le due forze laterali tendono a  $\frac{F}{4}$ , quella centrale invece a  $\frac{F}{2}$ .

Nel modello i rapporti infatti sono molto simili:

$$\frac{2618.18}{2618.18+2*771.31} = 63\%$$

$$\frac{771.31}{2618.18+2*771.31} = 18.53\%$$

A questo punto l'analisi modale è stata messa a confronto con un'analisi dinamica lineare; sono stati cioè sfruttati i 7 accelerogrammi spettro-compatibili e si è fatta quindi la media.

Pilastro d'angolo				
Load	N [kN]	Tz [kN]	My [kNm]	
X - Earthquakes 1(all)	688.60	227.74	1921.17	
X - Earthquakes 2(all)	696.93	283.29	2419.99	
X - Earthquakes 3(all)	689.02	235.91	2013.80	
X - Earthquakes 5(all)	689.22	232.76	1957.73	
X - Earthquakes 6(all)	691.45	246.28	2101.92	
X - Earthquakes 7(all)	685.84	237.59	1992.06	
<b>Media</b>	<b>690.18</b>	<b>243.93</b>	<b>2067.78</b>	
Load	N [kN]	Ty [kN]	Mz [kNm]	
Y - Earthquakes 1(all)	661.12	102.84	958.09	
Y - Earthquakes 2(all)	661.27	87.52	818.37	
Y - Earthquakes 3(all)	661.47	98.39	871.63	
Y - Earthquakes 4(all)	661.06	88.17	775.89	
Y - Earthquakes 5(all)	660.90	106.26	885.02	
Y - Earthquakes 6(all)	661.00	88.10	853.44	

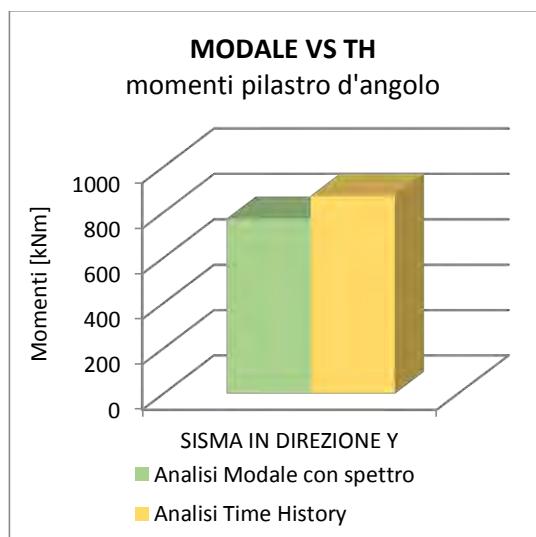
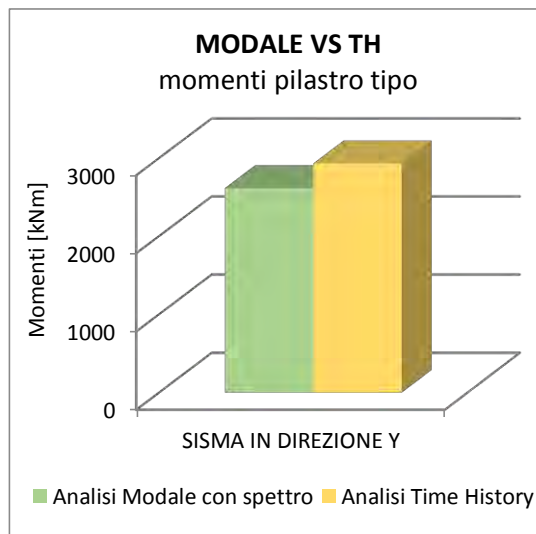


Pilastro tipo			
Load	N [kN]	Tz [kN]	My [kNm]
X - Earthquakes 1(all)	1156.74	205.65	1883.73
X - Earthquakes 2(all)	1157.10	254.49	2344.16
X - Earthquakes 3(all)	1156.74	209.22	1938.69
X - Earthquakes 5(all)	1156.85	207.85	1896.40
X - Earthquakes 6(all)	1156.93	223.89	2037.44
X - Earthquakes 7(all)	1156.74	211.49	1924.27
<b>Media</b>	<b>1156.85</b>	<b>218.77</b>	<b>2004.12</b>
Load	N [kN]	Ty [kN]	Mz [kNm]
Y - Earthquakes 1(all)	1156.37	360.82	3077.36
Y - Earthquakes 2(all)	1156.29	343.26	3081.82
Y - Earthquakes 3(all)	1156.38	337.60	3058.25
Y - Earthquakes 4(all)	1156.45	312.26	2752.62
Y - Earthquakes 5(all)	1156.27	307.74	2775.29
Y - Earthquakes 6(all)	1156.30	345.14	2924.74
Y - Earthquakes 7(all)	1156.38	325.62	2869.79
<b>Media</b>	<b>1156.35</b>	<b>333.21</b>	<b>2934.27</b>

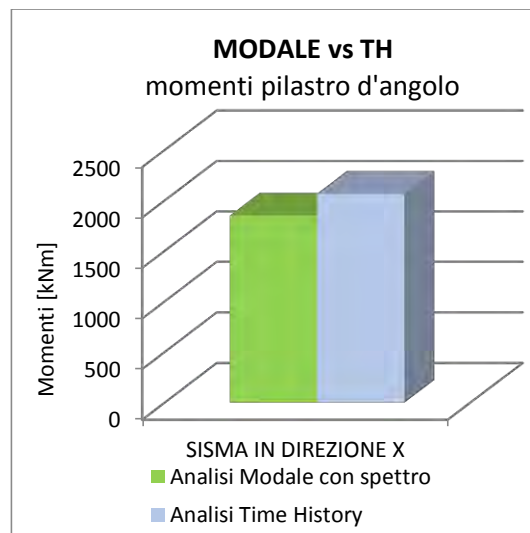
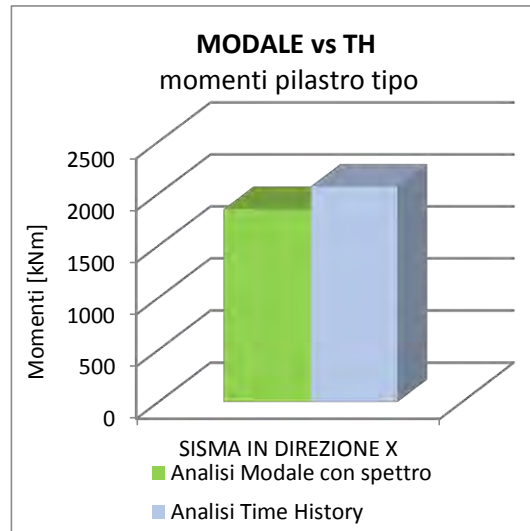
Gli spostamenti assoluti in testa ai due tipi di pilastri invece sono

Pilastro d'angolo			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	-80.70	Y - Earthquakes 1(all)	-42.62
X - Earthquakes 2(all)	-100.43	Y - Earthquakes 2(all)	-38.54
X - Earthquakes 3(all)	83.29	Y - Earthquakes 3(all)	-40.14
X - Earthquakes 4(all)	-86.44	Y - Earthquakes 4(all)	-35.08
X - Earthquakes 5(all)	-81.15	Y - Earthquakes 5(all)	-42.16
X - Earthquakes 6(all)	-87.03	Y - Earthquakes 6(all)	39.04
X - Earthquakes 7(all)	82.19	Y - Earthquakes 7(all)	-43.17
<b>Media</b>	<b>85.89</b>	<b>Media</b>	<b>40.11</b>
Pilastro tipo			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	-80.76	Y - Earthquakes 1(all)	129.00
X - Earthquakes 2(all)	-100.50	Y - Earthquakes 2(all)	130.58
X - Earthquakes 3(all)	83.35	Y - Earthquakes 3(all)	132.47
X - Earthquakes 4(all)	-86.49	Y - Earthquakes 4(all)	118.09
X - Earthquakes 5(all)	-81.21	Y - Earthquakes 5(all)	-118.70
X - Earthquakes 6(all)	-87.09	Y - Earthquakes 6(all)	-123.65
X - Earthquakes 7(all)	82.24	Y - Earthquakes 7(all)	-125.05
<b>Media</b>	<b>85.95</b>	<b>Media</b>	<b>125.36</b>

Come è possibile notare quindi i due spostamenti per un sisma in direzione X sono comparabili; quelli indotti dal sisma in Y invece sono profondamente diversi e ben più alti per il pilastro centrale. Il confronto quindi tra l'analisi modale con spettro di risposta e la Time-History lineare ha confermato la bontà dei risultati



Grafici 6.7a-b



Grafici 6.7c-d

## 6.2. COPERTURA VINCOLATA IPERSTATICAMENTE

A differenza del modello con copertura isostatica, questa volta il collegamento tegolo-trave è simulato da due beam in quanto entrambi oppongono resistenza ad una sollecitazione orizzontale. Come visto per il caso precedente questi due beam hanno 3 end release poste in sommità in modo da non far passare sollecitazioni dalle strutture verticali a quelle orizzontali. Le caratteristiche inerziali rimangono uguali a quelle del caso precedente. Tale tipo di collegamento, come descritto in precedenza, fa sì che la copertura sia rigida e che distribuisca le forze sui pilastri non più proporzionalmente alle masse, ma questa volta alle rigidità. Si procede allora ancora una volta con l'analisi alle frequenze: il primo modo di vibrare ha un periodo  $T_1$  di 1.10 sec e muove il 74.37 % di massa in X mentre il secondo modo di vibrare ha un periodo di 1.08 sec e muove l'82.5 % di massa in Y.

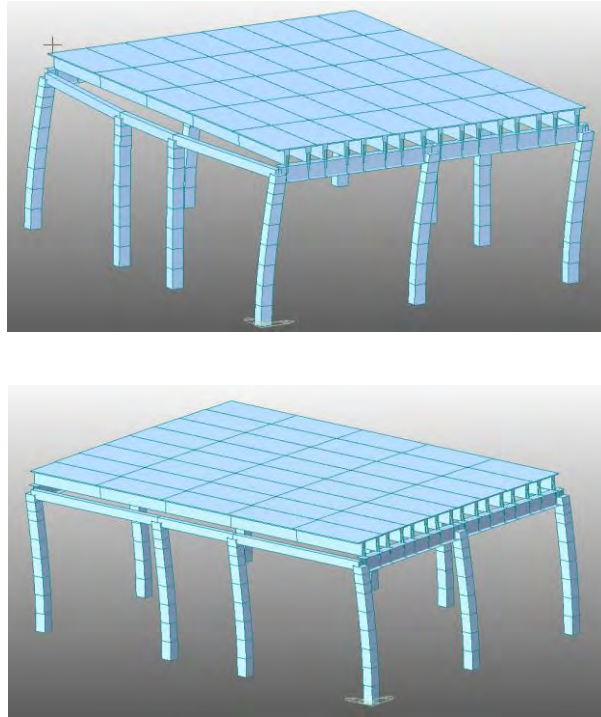
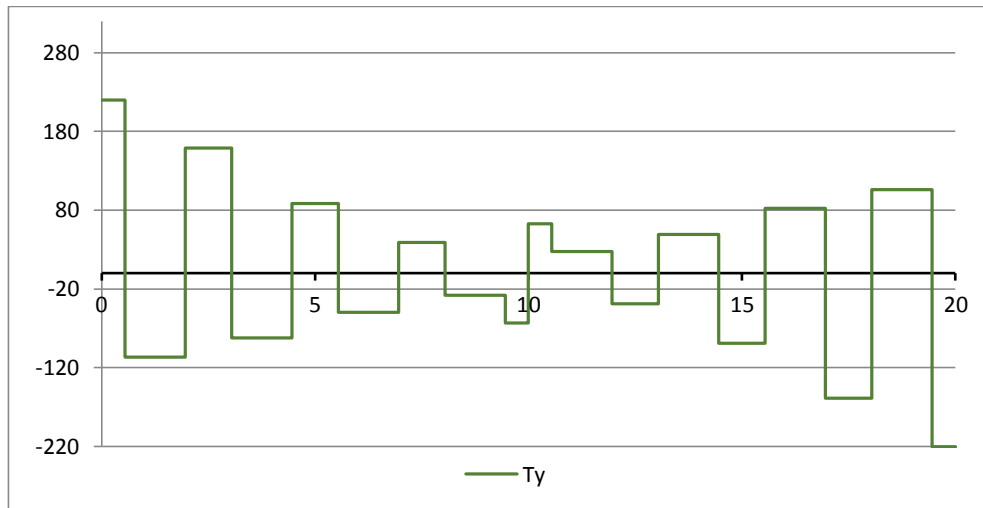
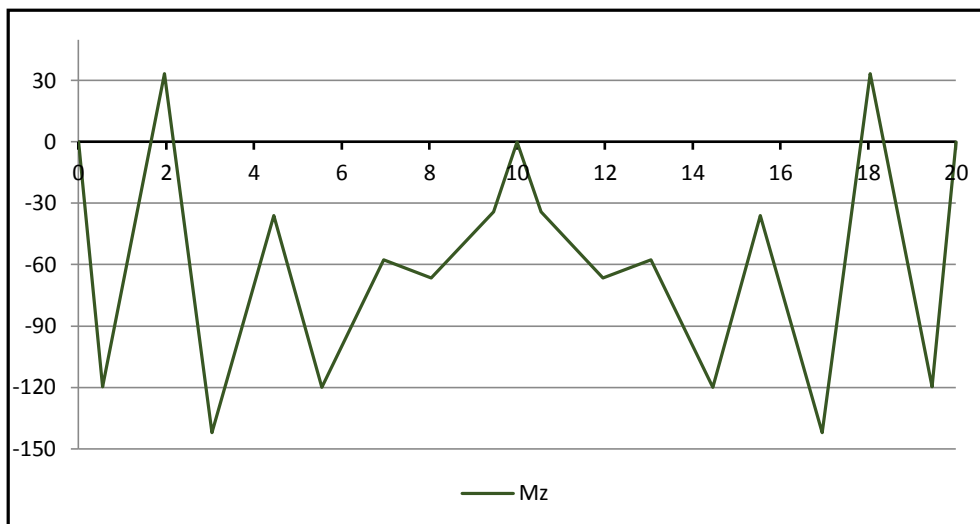


Figura 6.7 – Modi principali di vibrare

I tagli fuori piano sulla trave questa volta sono molto diversi dal caso precedente, come pure l'andamento dei momenti flettenti:



Grafici 6.8 – Taglio fuori piano della trave



Grafici 6.9 – Momento flettente fuori piano della trave

Il picco del taglio è di 220.25 kN e si trova nella testa sinistra della prima trave. Il picco di momento negativo invece è di -142.13 kNm. L'andamento è molto insolito ed è dovuto proprio ai collegamenti su entrambe le gambe dei tegoli che inducono delle forze uguali di segno opposto. La trave deformandosi crea una coppia di forze sul collegamento che sono molto grandi e che tende a riportarlo nella posizione iniziale di quiete:

$$F_{\text{sismica}} = |F_1| + |F_2|$$

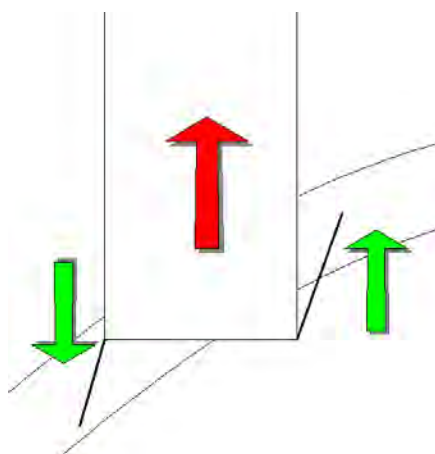


Figura 6.8

L'andamento di tagli e momenti invece non è costante su tutti i tegoli ma passa da valori grandi per il tegolo più esterno, verso il pilastro d'angolo, a valori bassi per quello nei pressi del pilastro centrale. Per entrambi i sismi il momento tocca quasi i 400 kNm, mentre viene riportato solo il taglio per un sisma X che tocca il picco a 50 kN.

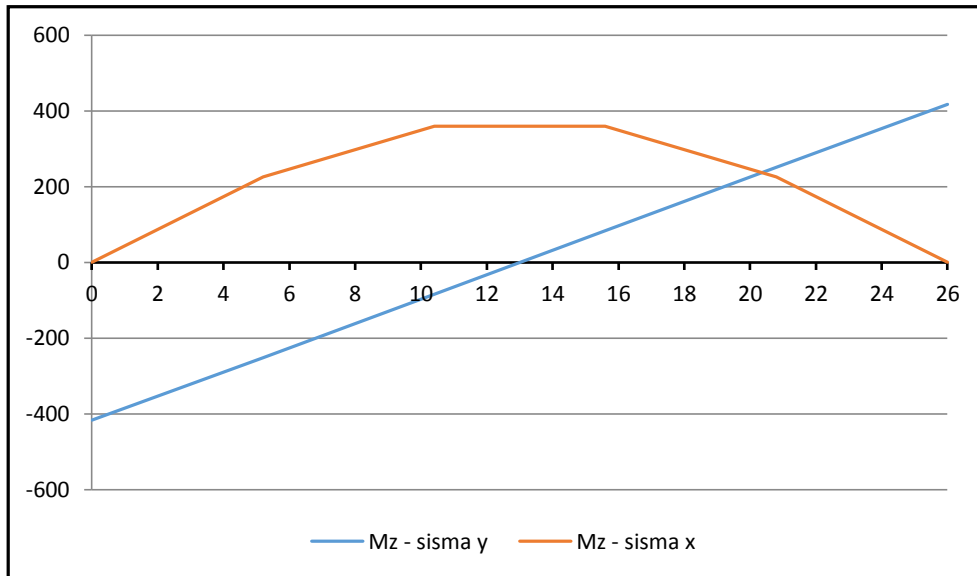


Grafico 6.10 – Momenti flettenti e taglio fuori piano per le due direzioni di sisma sul tegolo adiacente al pilastro centrale

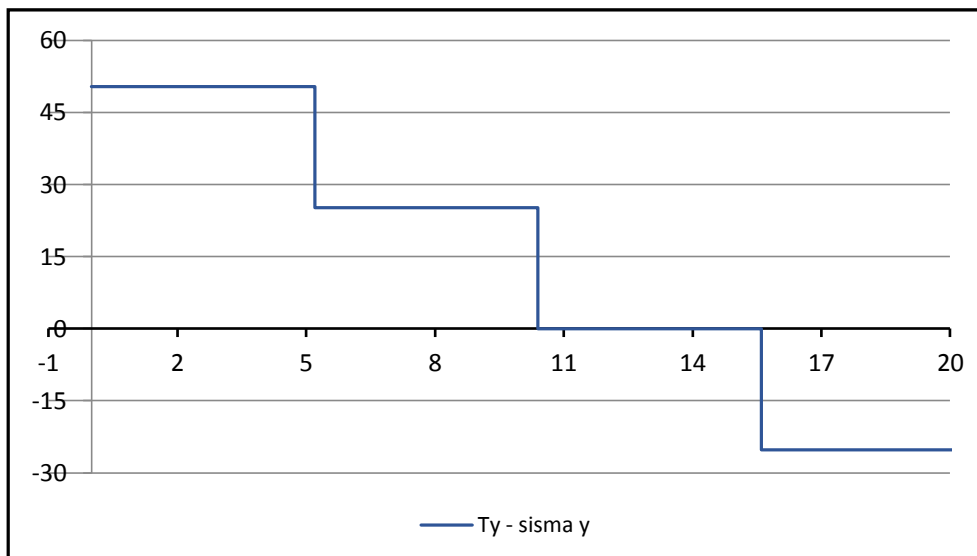


Grafico 6.11 – Taglio fuori piano per il tegolo esterno adiacente al pilastro d'angolo per un sisma in direzione Y

Attraverso l'istogramma successivo si vuole evidenziare come varia il picco di momento  $M_z$  nei vari tegoli per un sisma in direzione parallelo al loro asse. Il tegolo n\_1 è quello più esterno a partire da sinistra e, assieme al suo speculare che è l'8, hanno il picco di momento.

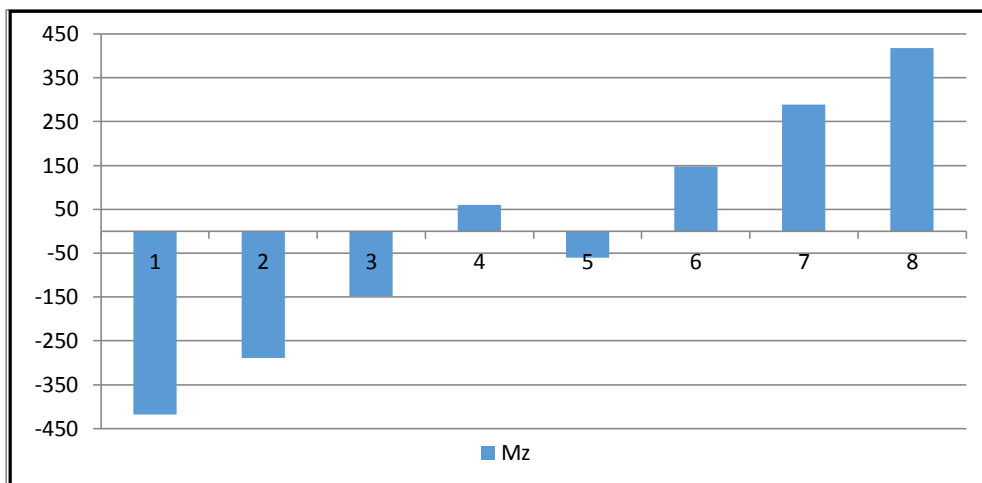
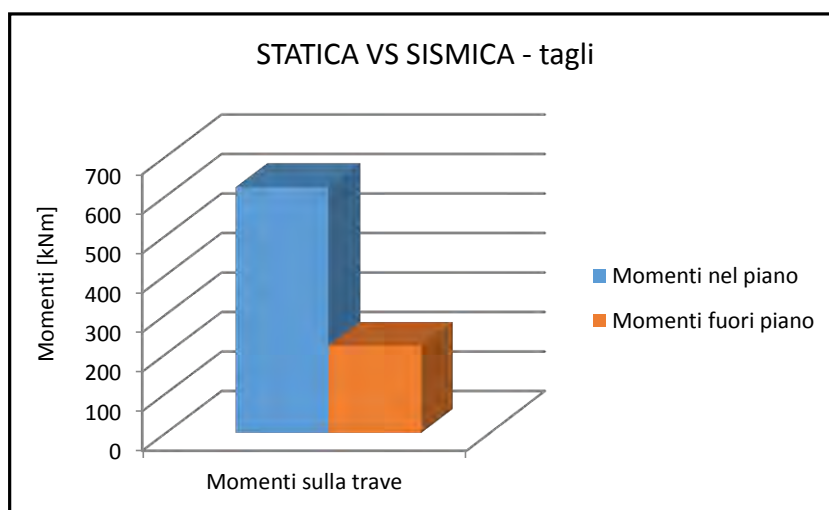
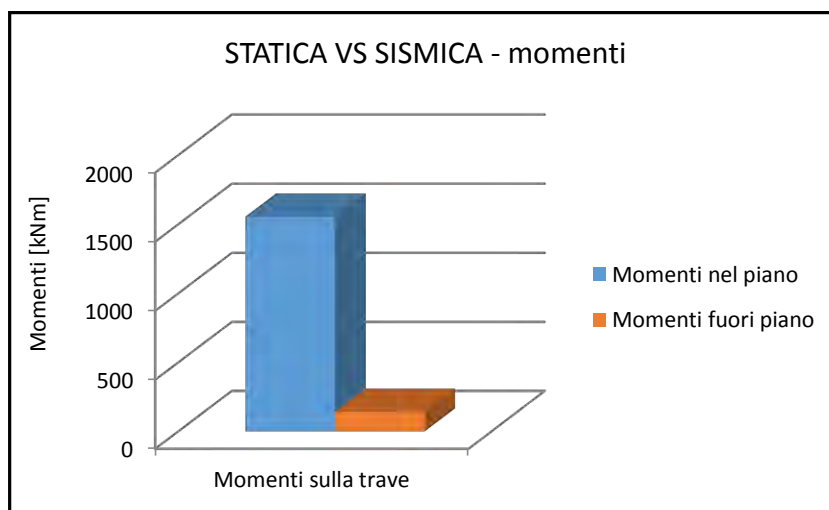


Grafico 6.12 – Variazione del taglio fuori piano  $T_y$  nei tegoli e per un sisma in direzione X

A differenza di prima ora è il taglio a crescere a discapito del momento. Il taglio sismico infatti è 35.4% di quello statico, mentre il momento solo il 9.1%.



Grafici 6.13a-b

Per quanto riguarda i pilastri invece il nuovo funzionamento di quasi piano rigido ripartisce le forze circa in ugual misura sulle strutture verticali. In particolar modo

$$F_i = \frac{F}{3}$$

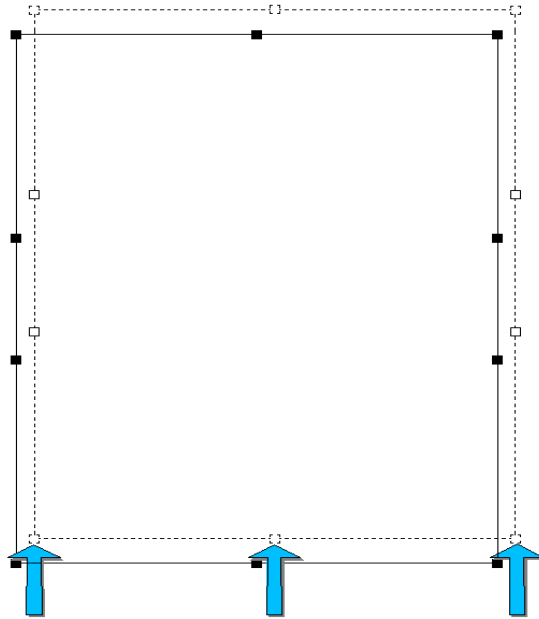


Figura 6.9

Nel caso di analisi modale le forze sui pilastri sono di 1621.84 kNm sul pilastro centrale e 1274.35 sul pilastro d'angolo per un sisma Y.

$$\frac{1621.84}{1621.84 + 2 \cdot 1274.35} = 38.8\%$$

$$\frac{1274.35}{1621.84 + 2 \cdot 1274.35} = 30.55\%$$

In direzione trasversale X invece continua a valere un funzionamento rigido come nel caso precedente.

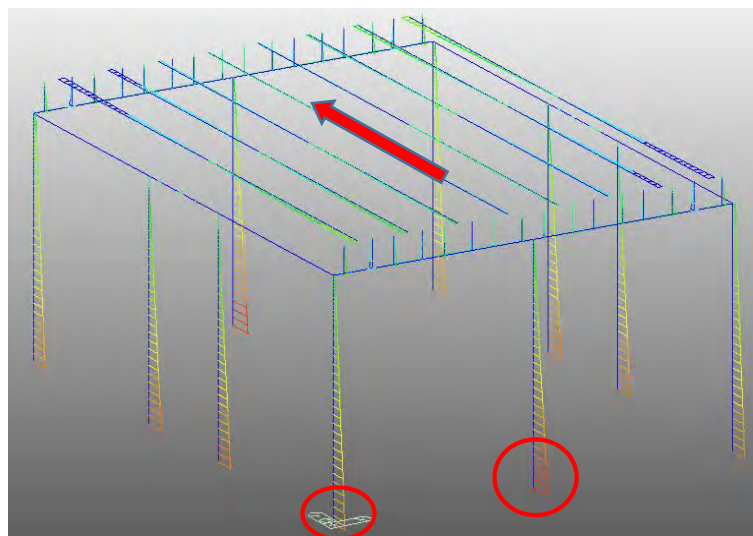


Figura 6.10



Segue infine il confronto con l'analisi al passo lineare

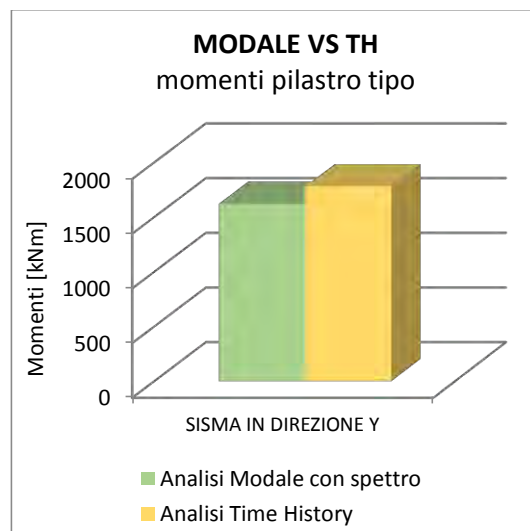
<b>Pilastro tipo</b>			
Load	N [kN]	Tz [kN]	My [kNm]
X - Earthquakes 1(all)	1155.73	197.34	1807.44
X - Earthquakes 2(all)	1155.73	245.57	2261.18
X - Earthquakes 3(all)	1155.73	203.93	1883.12
X - Earthquakes 5(all)	1155.73	202.61	1849.40
X - Earthquakes 6(all)	1155.73	216.19	1966.35
X - Earthquakes 7(all)	1155.73	206.65	1880.24
<b>Media</b>	<b>1155.73</b>	<b>212.05</b>	<b>1941.29</b>
Load	N [kN]	Ty [kN]	Mz [kNm]
Y - Earthquakes 1(all)	1169.32	186.34	1597.20
Y - Earthquakes 2(all)	1171.46	222.46	2004.10
Y - Earthquakes 3(all)	1171.82	184.95	1755.99
Y - Earthquakes 4(all)	1171.87	200.70	1776.89
Y - Earthquakes 5(all)	1170.78	188.68	1727.68
Y - Earthquakes 6(all)	1172.22	202.47	1853.19
Y - Earthquakes 7(all)	1171.91	200.61	1747.31
<b>Media</b>	<b>1171.34</b>	<b>198.03</b>	<b>1780.34</b>

<b>Pilastro d'angolo</b>			
Load	N [kN]	Tz [kN]	My [kNm]
X - Earthquakes 1(all)	687.23	219.42	1847.76
X - Earthquakes 2(all)	695.13	275.06	2340.25
X - Earthquakes 3(all)	687.87	227.39	1952.57
X - Earthquakes 5(all)	688.45	227.75	1913.84
X - Earthquakes 6(all)	690.11	238.12	2034.29
X - Earthquakes 7(all)	684.75	232.02	1941.33
<b>Media</b>	<b>688.92</b>	<b>236.63</b>	<b>2005.01</b>
Load	N [kN]	Ty [kN]	Mz [kNm]
Y - Earthquakes 1(all)	666.56	126.65	1260.63
Y - Earthquakes 2(all)	667.80	153.18	1598.02
Y - Earthquakes 3(all)	667.34	118.06	1373.68
Y - Earthquakes 4(all)	667.04	132.42	1398.49
Y - Earthquakes 5(all)	667.67	119.70	1304.17
Y - Earthquakes 6(all)	667.78	134.72	1439.46
Y - Earthquakes 7(all)	666.32	127.40	1343.91
<b>Media</b>	<b>667.22</b>	<b>130.30</b>	<b>1388.34</b>

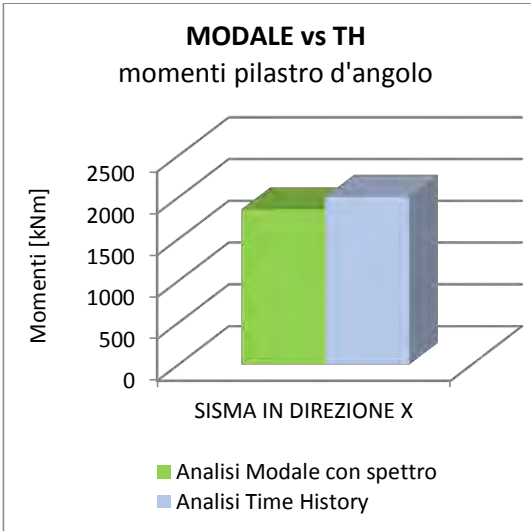
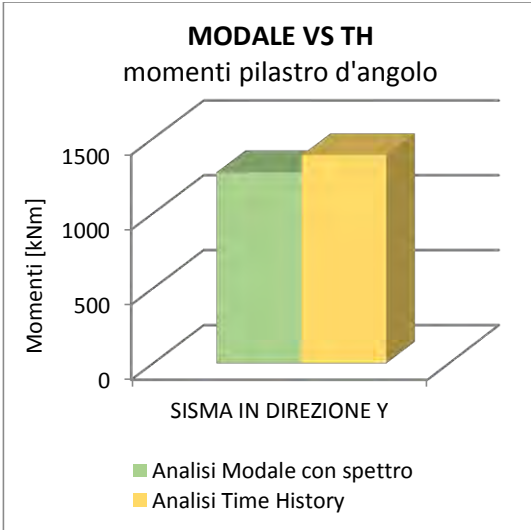
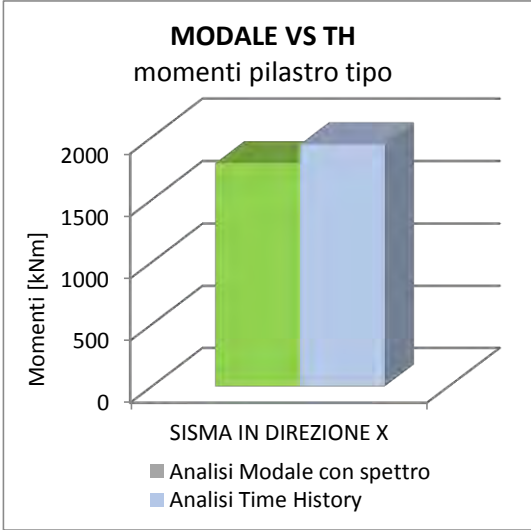
Gli spostamenti invece tra i due pilastri sono pressoché uguali

<b>Pilastro d'angolo</b>			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	-77.45	Y - Earthquakes 1(all)	-58.46
X - Earthquakes 2(all)	-96.90	Y - Earthquakes 2(all)	-74.01
X - Earthquakes 3(all)	80.92	Y - Earthquakes 3(all)	64.64
X - Earthquakes 4(all)	-83.99	Y - Earthquakes 4(all)	-65.34
X - Earthquakes 5(all)	-79.16	Y - Earthquakes 5(all)	-61.22
X - Earthquakes 6(all)	-84.10	Y - Earthquakes 6(all)	-67.89
X - Earthquakes 7(all)	80.33	Y - Earthquakes 7(all)	61.90
<b>Media</b>	<b>83.26</b>	<b>Media</b>	<b>64.78</b>
<b>Pilastro tipo</b>			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	-77.48	Y - Earthquakes 1(all)	-69.22
X - Earthquakes 2(all)	-96.95	Y - Earthquakes 2(all)	-87.04
X - Earthquakes 3(all)	80.96	Y - Earthquakes 3(all)	77.19
X - Earthquakes 4(all)	-84.02	Y - Earthquakes 4(all)	-76.89
X - Earthquakes 5(all)	-79.20	Y - Earthquakes 5(all)	-74.18
X - Earthquakes 6(all)	-84.14	Y - Earthquakes 6(all)	-81.13
X - Earthquakes 7(all)	80.36	Y - Earthquakes 7(all)	73.92
<b>Media</b>	<b>83.30</b>	<b>Media</b>	<b>77.08</b>

Ancora una volta la time history conferma la bontà dei risultati dell'analisi modale



Grafici 6.14a



Grafici 6.14b-c-d



## CAPITOLO 7

### DISSIPAZIONE ENERGETICA SU COPERTURA ISOSTATICA

#### 7.1. CALCOLO DELLA FORZA SISMICA DI RIFERIMENTO

Dopo aver studiato qual è il comportamento della copertura a seconda dello schema di vincolo adottato e sottolineate quelle che sono le ripercussioni sull'intera struttura, si decide di prendere in esame ancora una volta il sistema di vincolo isostatico dei tegoli per tarare la rigidità delle connessioni.

Come detto in precedenza infatti, la normativa attuale sottolinea il fatto che non è possibile contare sul solo attrito e quindi sulla condizione di vincolo dei tegoli di semplice appoggio in quanto, oltre ad essere il calcolo dell'attrito spesso molto incerto e di difficile giustificazione, in caso di sisma esso può venir completamente meno a causa della componente verticale dell'azione sismica.

Alla luce di questo fatto quindi è necessaria una riqualificazione sismica che veda la messa in opera di dispositivi di carattere meccanico, spesso in acciaio che presentano un'adeguata duttilità e che riescano in questo modo a dissipare l'energia immessa dal sisma nella struttura.

La rigidità però di questi dispositivi non può essere casuale perché, a seconda del valore scelto, si porta la struttura verso uno specifico comportamento che verrà esplicitato nel seguito.

La tipologia di connessione tegolo-trave non è specificata ma viene trattato in modo del tutto generale, e la sua rigidità viene simulata dal parametro chiamato  $r_y$  il quale è definito nel modo seguente:

$$r_y = \frac{F_y}{F_E}$$

dove

- $F_y$  è la forza di snervamento della connessione;
- $F_E$  è la forza sismica presa come riferimento

Nell'analisi si fa variare  $r_y$  dal 10 al 100 % determinando così di conseguenza la relativa forza di snervamento della connessione.

Per determinare la forza sismica di riferimento si può procedere sostanzialmente in due modi:

- eseguire un'analisi statica lineare prendendo come riferimento le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 le quali propongono una formula approssimata:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

- sfruttare l'analisi modale precedentemente fatta e ricavare direttamente le forze sismiche di competenza.

Per snellire il procedimento quindi si sono sfruttate le precedenti analisi modali; in particolar modo si è scelto il modello di copertura isostatica che era caratterizzato da vincoli tra tegolo e trave di tipo "ideale" ossia a cerniera. L'andamento del taglio fuori piano lungo la trave per questo caso è di tipo lineare (con momento parabolico), per cui i due massimi valori si hanno alle teste della trave porta tegolo. Come valore di taglio sismico si è letto il corrispondente valore sul collegamento *Beam* tra la trave e il tegolo più esterno, ossia quello in prossimità del pilastro d'angolo. La normativa poi sottolinea il fatto che sia necessario, in caso di Time-History, mediare i valori della forza sismica di riferimento per 7 accelerogrammi diversi:

Definizione della forza sismica		
Accelerogramma 1	107.37	kN
Accelerogramma 2	103.80	kN
Accelerogramma 3	98.6	kN
Accelerogramma 4	89.6	kN
Accelerogramma 5	100.1	kN
Accelerogramma 6	101.8	kN
Accelerogramma 7	93.7	kN
<b>MEDIA</b>	<b>100</b>	<b>kN</b>

A questo punto è possibile definire i valori di forza di snervamento incrementando il valore di  $r_y$  del 10% di volta in volta. Si sono realizzati allora 10 modelli i quali differiscono l'uno dall'altro per un valore diverso di snervamento nell'elemento *Beam* che simula la connessione.

Definizione di $F_y$ per i Modelli 2				
$F_{y,sismica}$		100.00	kN	
Modelli 2	$r_y$	$F_y$ [kN]	F2 [kN]	$\Delta$
Modello 2.1	10%	10	10.3	3.0%
Modello2.2	20%	20	20.6	3.0%
Modello2.3	30%	30	30.9	3.0%
Modello2.4	40%	40	41.2	3.0%
Modello2.5	50%	50	51.5	3.0%
Modello2.6	60%	60	61.8	3.0%
Modello2.7	70%	70	72.1	3.0%
Modello2.8	80%	80	82.4	3.0%
Modello2.9	90%	90	92.7	3.0%
Modello2.10	100%	100	103.0	3.0%

## 7.2. CONSIDERAZIONI SULLA NON LINEARITA'

Poiché l'intento è quello di dissipare energia, è necessario far entrare la struttura in campo non lineare; per cui l'analisi svolta nel software FEM sarà una Time-History non lineare, dove la non linearità è vista solo nel materiale.

Il legame non lineare che si sceglie di implementare nel software è una "Normal Bilinear" caratterizzata da un ramo elastico e uno plastico; il legame tende ad essere perfettamente plastico senza incrudimento, tuttavia si sceglie di dare una leggera pendenza (in questo caso un incremento del 3% della forza di snervamento) per favorire la convergenza delle iterazioni. Il ramo elastico invece è stato costruito assegnando uno spostamento pari ad 1 mm, oltre il quale la struttura entra in campo plastico. Si è scelto uno spostamento così piccolo perché il comportamento che si vuole andare a simulare è di tipo "rigido"-duttile; uno spostamento ancora minore avrebbe di sicuro portato ad un problema mal-condizionato a causa di un'inversione della matrice di rigidezza del sistema che si trova ad avere valori infinitesimi o infiniti.

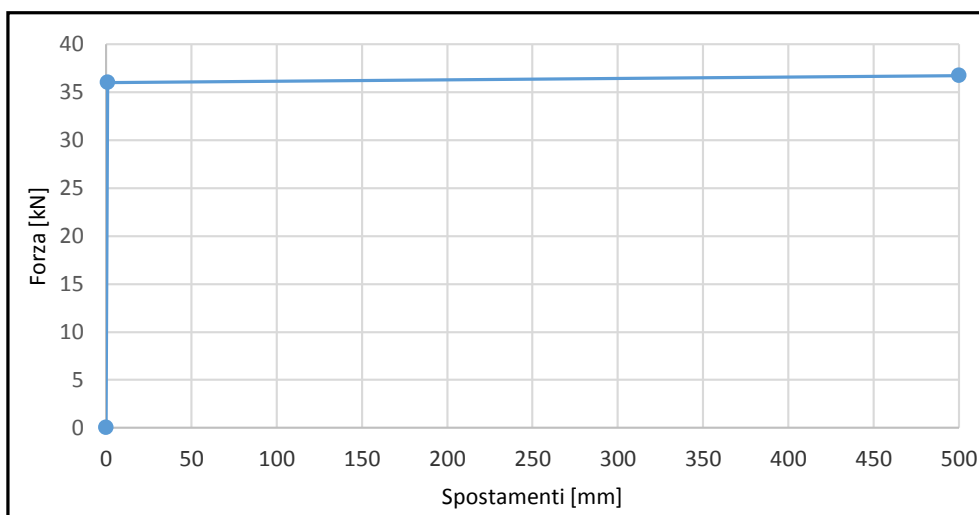


Grafico 7.1 – Legame non lineare di tipo "Normal Bilinear"

Un'altra variabile da considerare è lo smorzamento: si sceglie di tenere costante lo smorzamento in Time-History e di concentrare tutta la non linearità sul solo termine di rigidezza.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t)$$

In particolare il valore di smorzamento è del classico  $\xi = 5\%$ , tipico delle strutture in cemento armato. L'unico accorgimento da fare in questo passaggio è stato quello di non lasciar smorzare gli elementi *Beam* che simulano i collegamenti tegolo-trave; a causa della loro elevata rigidezza, sia assiale che flessionale (le quali sono necessarie affinché le forze si trasmettano in modo corretto dalla copertura al sistema sottostante), un valore di smorzamento diverso da zero portava ad una corretta interpretazione delle forze (in particolare momenti e tagli nei pilastri) ma

ad uno spostamento relativo tegolo-trave tendente a zero, segno evidente di una non corretta analisi. Per tale motivo quindi si è lasciata smorzare l'intera struttura per il valore sopra riportato, ad eccezione dei *Beam* non lineari in questione.

### 7.3. RISULTATI OTTENUTI – FORZE INTRODOTTE NEI PILASTRI

Si riportano qui di seguito le tabelle di riepilogo dei risultati, nelle quali sono riportati i valori numerici ricavati per ogni modello come media di quelli relativi ai 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili di riferimento.

Per maggiore chiarezza si riportano i medesimi risultati anche in forma di grafici così da poter osservare l'influenza di  $r_y$ , nelle sollecitazioni e negli spostamenti sia in termini assoluti dei pilastri sia in termini relativi.

La struttura quindi verrà sollecitata da accelerogrammi spettro-compatibili soltanto in direzione Y in quanto, essendo l'asse longitudinale dei tegoli diretto lungo quest'asse, risulta di più interesse questa condizione di carico.

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo							
Modello 2	$r_y$ (%)	N (kN)	Ty (kN)	TyLIM (kN)	Mz (kN*m)	MzLIM (kN*m)	
Modello 2.	1	10	660.31	66.12	95.06	431.05	872.00
Modello 2.	2	20	660.53	64.14	95.06	482.64	872.00
Modello 2.	3	30	660.66	68.65	95.06	592.27	872.00
Modello 2.	4	40	660.82	77.52	95.06	671.94	872.00
Modello 2.	5	50	660.98	83.41	95.06	755.00	872.00
Modello 2.	6	60	661.07	89.31	95.06	829.93	872.00
Modello 2.	7	70	661.11	91.83	95.06	856.37	872.00
Modello 2.	8	80	661.14	93.64	95.06	868.88	872.00
Modello 2.	9	90	661.15	94.99	95.06	871.51	872.00
Modello 2.	10	100	661.15	95.06	95.06	872.00	872.00

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo							
Modello 2	$r_y$ (%)	N (kN)	Ty (kN)	TyLIM (kN)	Mz (kN*m)	MzLIM (kN*m)	
Modello 2.	1	10	1156.01	122.79	333.21	922.24	2934.27
Modello 2.	2	20	1156.19	182.02	333.21	1440.85	2934.27
Modello 2.	3	30	1156.37	222.21	333.21	1834.75	2934.27
Modello 2.	4	40	1156.46	260.22	333.21	2201.31	2934.27
Modello 2.	5	50	1156.44	296.63	333.21	2523.61	2934.27
Modello 2.	6	60	1156.41	316.79	333.21	2748.61	2934.27
Modello 2.	7	70	1156.37	328.68	333.21	2870.94	2934.27
Modello 2.	8	80	1156.35	333.10	333.21	2916.89	2934.27
Modello 2.	9	90	1156.35	333.25	333.21	2930.25	2934.27
Modello 2.	10	100	1156.35	333.12	333.21	2933.58	2934.27



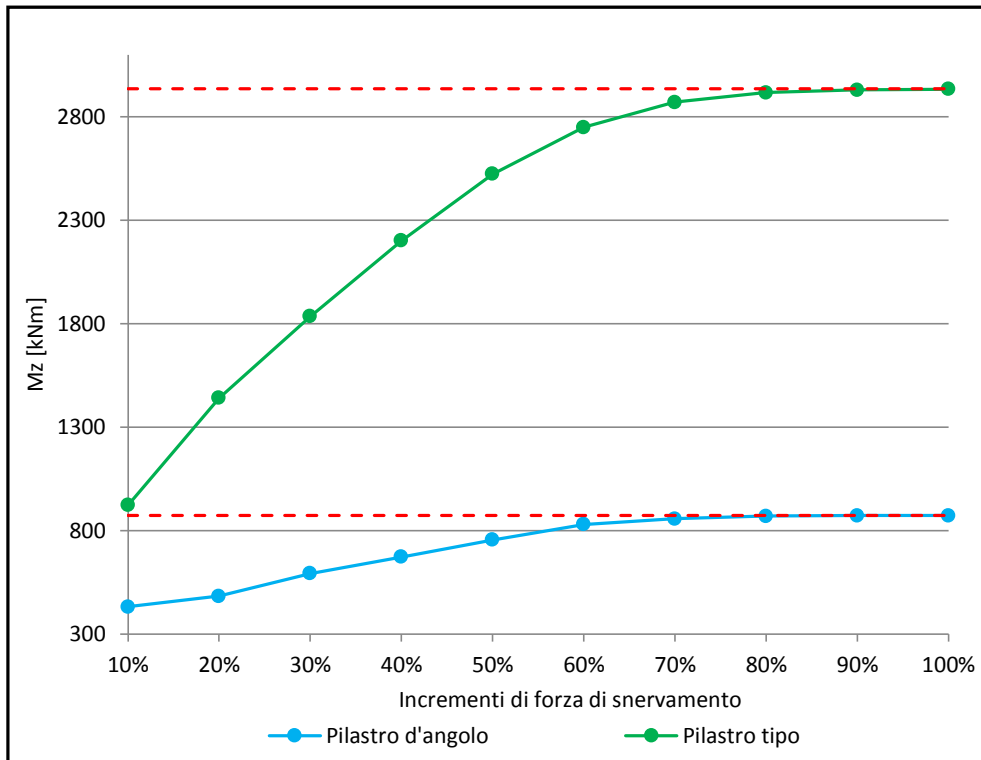


Grafico 7.2 – Media dei 7 accelerogrammi per i momenti  $M_z$  nei due tipi di pilastri per un sisma in direzione Y

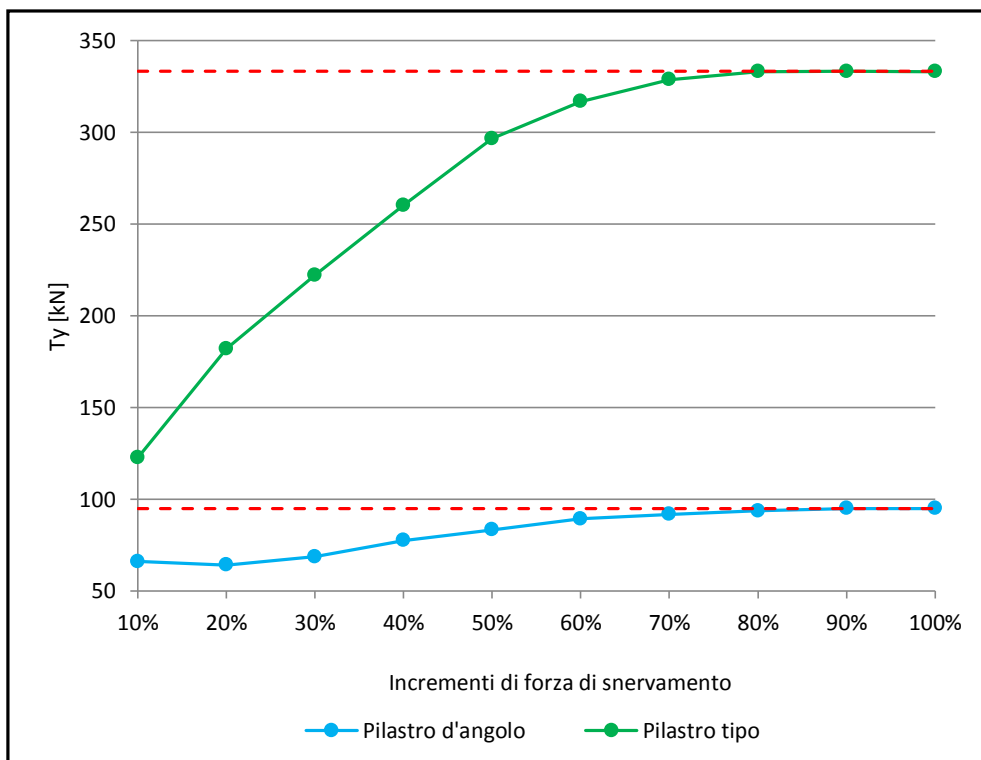


Grafico 7.3 – Media dei 7 accelerogrammi per i momenti  $M_z$  nei due tipi di pilastri per un sisma in direzione Y

Come è evidente dai grafici l'andamento non è lineare: il primo tratto è rettilineo e parte con valori molto bassi sia di momento (e di conseguenza di taglio) per poi tendere a valori asintotici a partire dal 70% in poi della forza di snervamento.

I valori bassi dei parametri della sollecitazione, per valori iniziali di  $r_y$ , sono una diretta conseguenza dei tegoli i quali tendono a staccarsi sin dai primi valori di accelerazioni in quanto la ridotta rigidità della connessione fa in modo che questi non partecipano, con le proprie masse, all'oscillazione o più in generale all'evento sismico. Per valori alti di forza di snervamento il problema tende alla soluzione di cerniera ideale come sottolineato dalla linea rossa tratteggiata.

#### 7.4. RISULTATI OTTENUTI – SPOSTAMENTI ASSOLUTI, RELATIVI E DISSIPAZIONE ENERGETICA

<b>Spostamenti massimi sommità pilastro centrale</b>				
Modello 2	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)	
Modello 2.	1	10	37.83	125
Modello 2.	2	20	59.83	125
Modello 2.	3	30	76.50	125
Modello 2.	4	40	92.70	125
Modello 2.	5	50	106.38	125
Modello 2.	6	60	116.45	125
Modello 2.	7	70	122.10	125
Modello 2.	8	80	124.35	125
Modello 2.	9	90	125.13	125
Modello 2.	10	100	125.35	125

<b>Spostamenti massimi sommità pilastro d'angolo</b>				
Modello 2	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)	
Modello 2.	1	10	16.84	40
Modello 2.	2	20	21.07	40
Modello 2.	3	30	26.16	40
Modello 2.	4	40	30.16	40
Modello 2.	5	50	33.91	40
Modello 2.	6	60	37.31	40
Modello 2.	7	70	39.25	40
Modello 2.	8	80	39.91	40
Modello 2.	9	90	40.09	40
Modello 2.	10	100	40.11	40

<b>Spostamenti relativi massimi TEGOLO 1</b>				
Modello 2		$r_y$ (%)	Dy (mm)	Dy,max (mm)
Modello 2.	1	10%	152.83	110
Modello 2.	2	20%	134.96	110
Modello 2.	3	30%	104.31	110
Modello 2.	4	40%	83.26	110
Modello 2.	5	50%	71.65	110
Modello 2.	6	60%	54.69	110
Modello 2.	7	70%	39.64	110
Modello 2.	8	80%	28.21	110
Modello 2.	9	90%	22.87	110
Modello 2.	10	100%	23.07	110

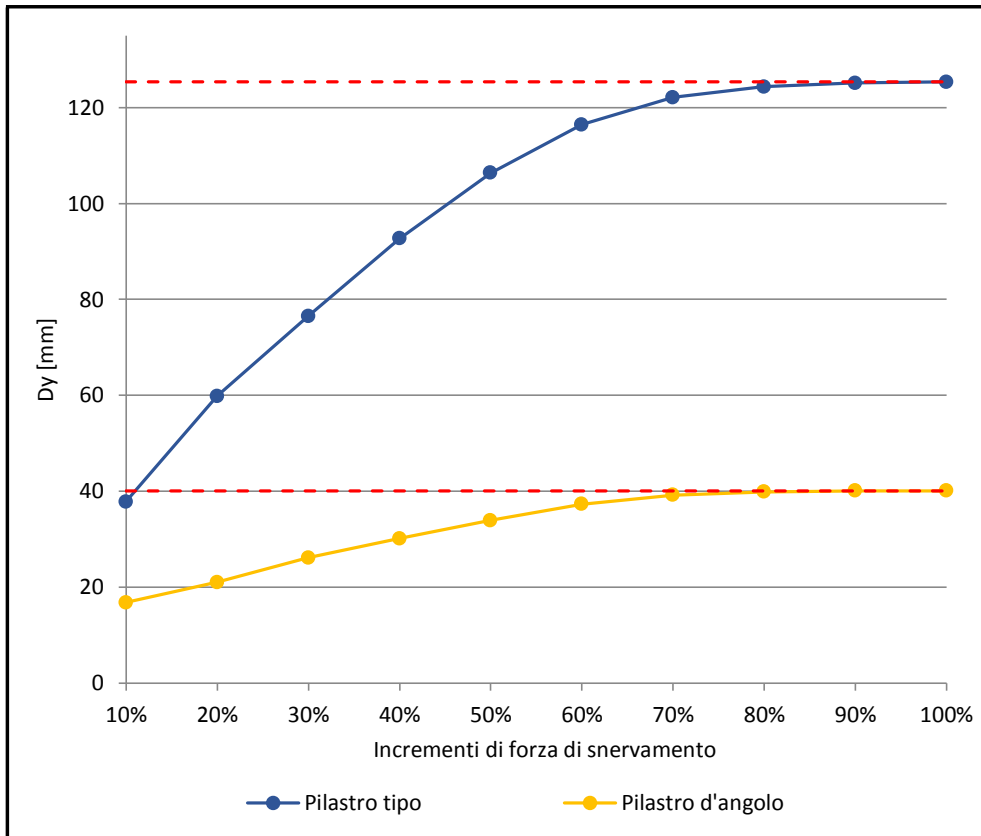


Grafico 7.4 – Media dei 7 accelerogrammi per gli spostamenti DY in sommità dei due tipi di pilastri per un sisma in direzione Y

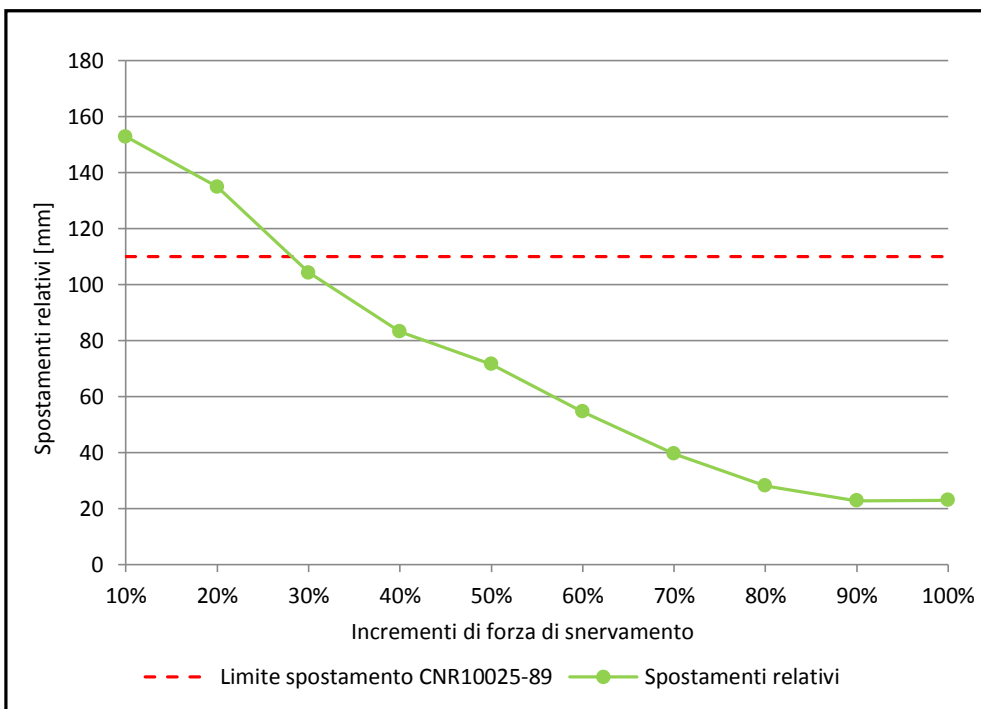


Grafico 7.5 – Media dei 7 accelerogrammi per gli spostamenti DY relativi tegolo-trave in per un sisma in direzione Y

Anche gli spostamenti assoluti delle teste dei pilastri tendono a confermare la soluzione di cerniera ideale per alti valori di  $r_y$ . Il pilastro centrale riporta infatti uno spostamento finale di 125.35 mm, a differenza invece di quello d'angolo che è di 40.11 mm e ciò giustifica ancora una volta lo schema di copertura isostatica che porta il pilastro centrale a spostarsi di più e quindi sopportare una forza maggiore ( $F/2$ ).

Si sono riportati poi gli spostamenti relativi tegolo1-trave; questi ora sono inversamente proporzionali rispetto al coefficiente  $r_y$  come è anche logico aspettarsi: al crescere della forza di snervamento si realizza sempre più una cerniera riuscendo quindi a trattenere in modo adeguato il tegolo alla trave. L'asintoto orizzontale in rosso poi marca il limite di spostamento relativo massimo di 110 mm della norma CNR 10025-89.

Da qui si capisce quindi come non sia assolutamente arbitraria la scelta della rigidità della connessione perché se da un lato per valori bassi si ha un effetto benefico sui pilastri, dall'altro si hanno vere e proprie perdite di appoggio per i tegoli, e viceversa.

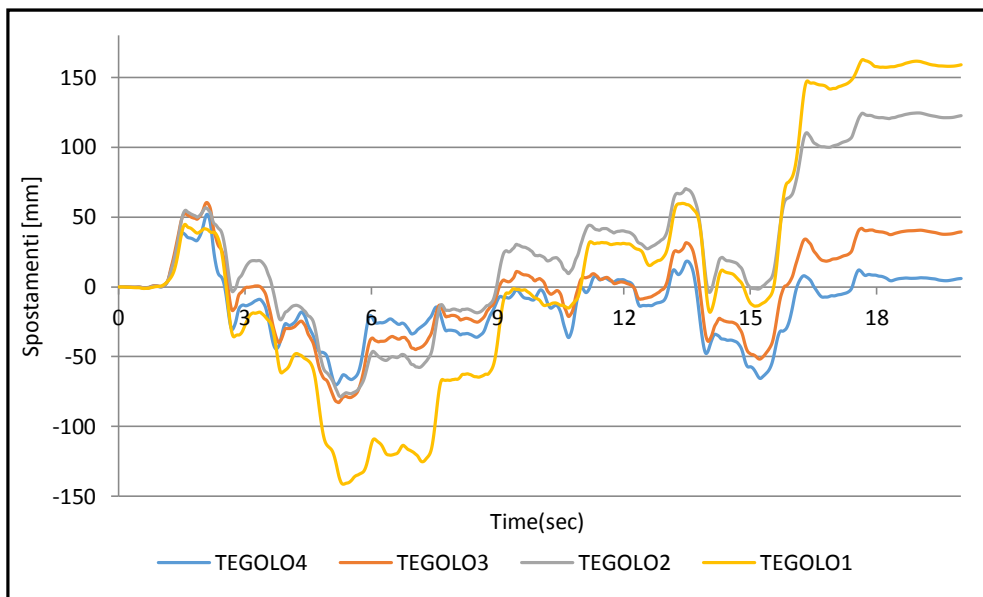


Grafico 7.6 – Spostamenti relativi dei 4 tegoli in copertura rispetto alla trave, per una forza di snervamento sulla connessione pari a 10 kN (10% di  $F_y$ ), per il primo accelerogramma in direzione Y

Gli spostamenti relativi tegolo-trave sono di gran lunga importanti perché di sicuro in prima fila tra i problemi da affrontare in un adeguamento sismico di un prefabbricato. Nel caso in esame non tutti i tegoli si spostano in ugual misura: preso come esempio  $r_y = 10\%$ , si è plottato l'andamento nel tempo degli spostamenti relativi tegoli-trave registrando uno spostamento massimo di circa +150 mm per il tegolo 1 (quello vicino al pilastro centrale); a scalare invece i successivi con un massimo di -50 mm per il tegolo 4 (quello vicino al pilastro d'angolo).

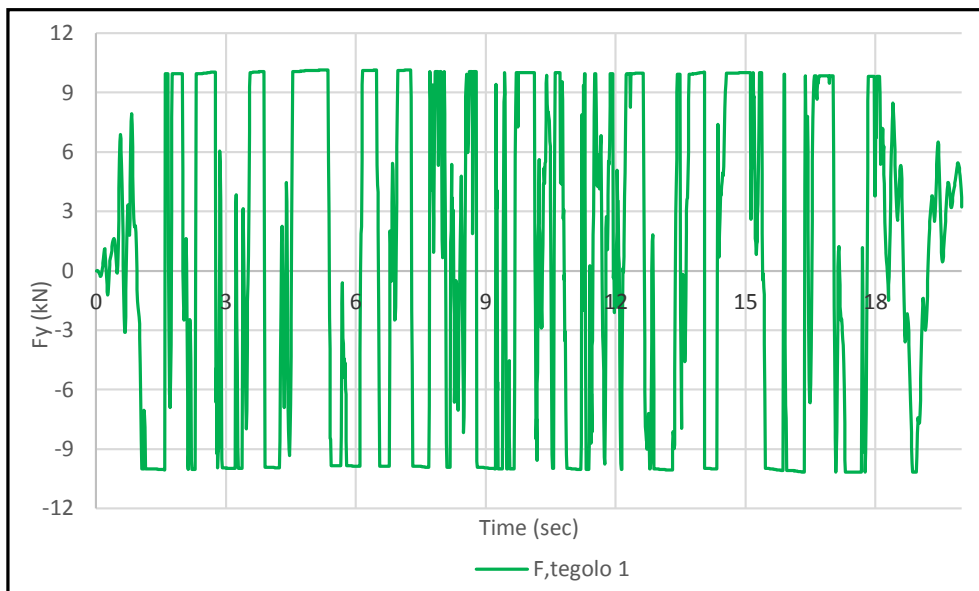


Grafico 7.7 – Time-History della forza sismica (snervamento pari a 10 kN) sul collegamento del tegolo 1, per il primo accelerogramma in direzione Y

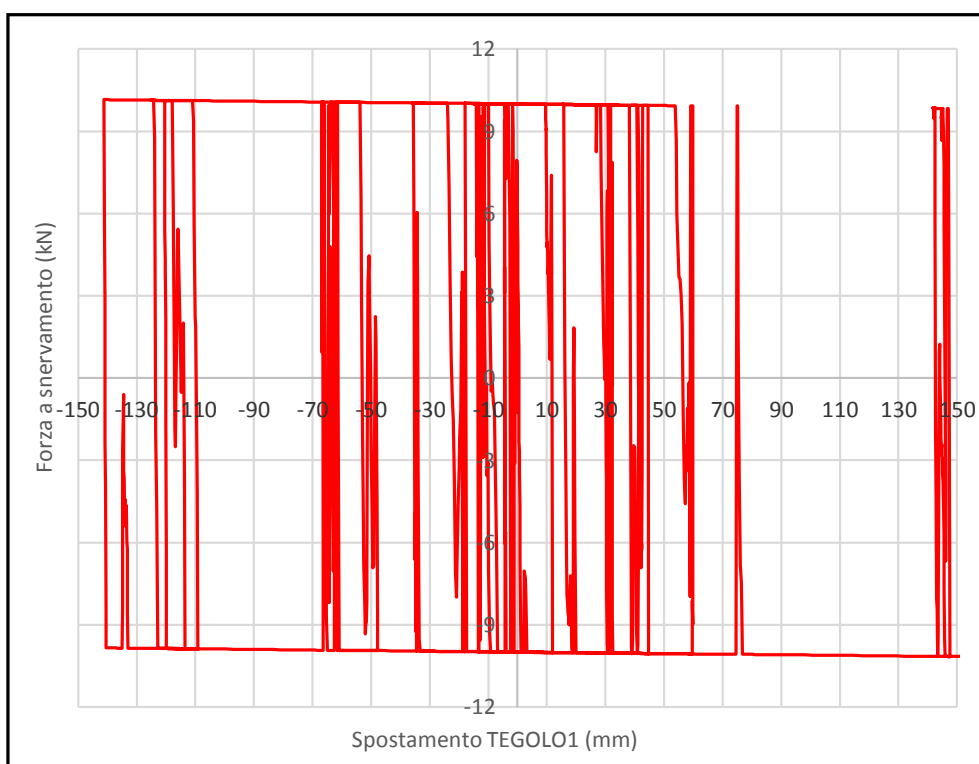


Grafico 7.8 – Time-History del legame forza-spostamento nel collegamento del tegolo 1, per il primo accelerogramma in direzione Y

Oltre a quanto già descritto in termini di sollecitazioni e spostamenti relativi, è possibile osservare anche il contributo della connessione duttile in relazione alla dissipazione energetica. Com'è noto infatti l'area racchiusa dai cicli isteretici rappresenta il lavoro compiuto dalle forze che inducono la deformazione plastica e tale lavoro corrisponde all'energia che viene irreversibilmente dissipata.

A titolo illustrativo, per meglio osservare tale fenomeno si è riportato il grafico raffigurante l'andamento forza-spostamento orizzontale di una connessione tegolo-trave nel modello 3.1, caratterizzato cioè da un valore del parametro  $r_y$  pari al 10% della forza sismica, e soggetta alla sollecitazione del primo accelerogramma applicato in direzione Y.

## CAPITOLO 8

### DISSIPAZIONE ENERGETICA SU COPERTURA IPERSTATICA

#### 8.1. CALCOLO DELLA FORZA SISMICA DI RIFERIMENTO

Lo stesso ragionamento esplicitato nel capitolo precedente viene ora riapplicato su un modello di prefabbricato con una copertura vincolata iperstaticamente ossia tegoli ancorati alla trave nei 4 punti. Dall'analisi dinamica modale il taglio fuori piano nella trave non aveva più un andamento lineare ma a "denti di sega" e questo era dovuto alla nascita di nuove forze sui collegamenti per le deformazioni della trave e dei tegoli. Il collegamento del tegolo più sollecitato non è più indifferentemente quello a sinistra o a destra della testa della trave, ma risulta quello in vicinanza del pilastro d'angolo. L'individuazione del collegamento più sollecitato è indispensabile per capire l'entità della forza sismica da prendere come riferimento mediata sui 7 accelerogrammi spettro compatibili.

Definizione della forza sismica		
Accelerogramma 1	321.0	kN
Accelerogramma 2	405.4	kN
Accelerogramma 3	342.4	kN
Accelerogramma 4	355.8	kN
Accelerogramma 5	346.8	kN
Accelerogramma 6	380.5	kN
Accelerogramma 7	343.3	kN
<b>MEDIA</b>	<b>356.46</b>	<b>kN</b>

Il valore di picco di 356.46 kN è stato preso quindi come valore per la forza sismica di riferimento  $F_E$  da cui si sono ricavate le rigidezze da attribuire a ciascun *beam* non lineare sempre con uno step del 10%.

Definizione di $F_y$ per i Modelli 3				
$F_{y,sismica}$		356.46	kN	
Modelli 3	$r_y$	$F_y$ [kN]	$F_2$ [kN]	$\Delta$
Modello 3.1	10%	36	36.7	3.0%
Modello 3.2	20%	71	73.4	3.0%
Modello 3.3	30%	107	110.1	3.0%
Modello 3.4	40%	143	146.9	3.0%
Modello 3.5	50%	178	183.6	3.0%
Modello 3.6	60%	214	220.3	3.0%
Modello 3.7	70%	250	257.0	3.0%
Modello 3.8	80%	285	293.7	3.0%
Modello 3.9	90%	321	330.4	3.0%
Modello 3.10	100%	356	367.2	3.0%



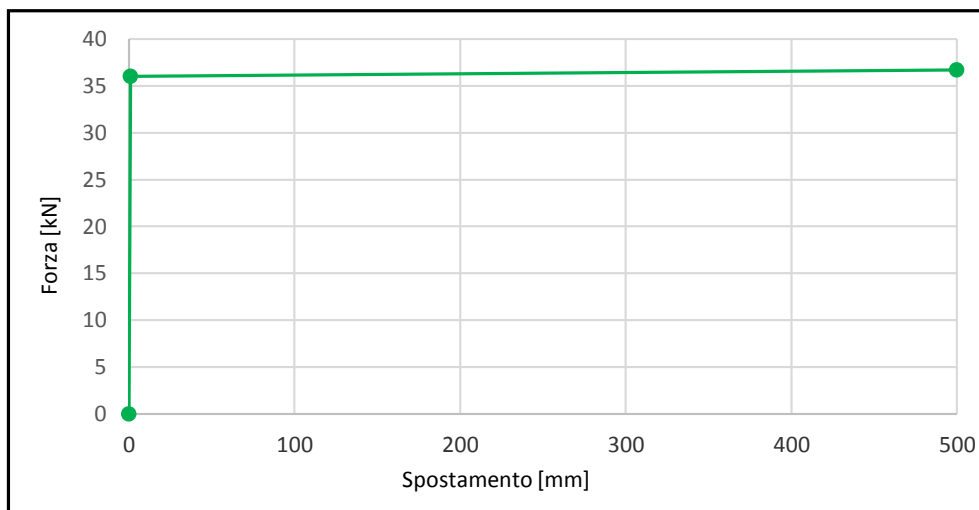


Grafico 8.1 – Legame non lineare di tipo "Normal Bilinear"

## 8.2. RISULTATI OTTENUTI – FORZE INTRODOTTE NEI PILASTRI

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo							
Modello 3.	$r_y$ (%)	N (kN)	Ty (kN)	TyLIM (kN)	Mz (kN*m)	MzLIM (kN*m)	
Modello 3. 1	10	661.33	61.25	130.30	518.51	1388.34	
Modello 3. 2	20	662.53	70.32	130.30	618.87	1388.34	
Modello 3. 3	30	663.65	83.23	130.30	775.30	1388.34	
Modello 3. 4	40	664.51	93.69	130.30	910.03	1388.34	
Modello 3. 5	50	665.41	101.04	130.30	1013.75	1388.34	
Modello 3. 6	60	666.05	111.17	130.30	1108.08	1388.34	
Modello 3. 7	70	666.52	118.19	130.30	1205.27	1388.34	
Modello 3. 8	80	666.71	123.33	130.30	1283.96	1388.34	
Modello 3. 9	90	666.97	129.36	130.30	1351.17	1388.34	
Modello 3. 10	100	667.14	130.63	130.30	1388.02	1388.34	

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo							
Modello	$r_y$ (%)	N (kN)	Ty (kN)	TyLIM (kN)	Mz (kN*m)	MzLIM (kN*m)	
Modello 3. 1	10	1159.40	199.19	198.03	1687.54	1780.34	
Modello 3. 2	20	1161.66	166.76	198.03	1386.45	1780.34	
Modello 3. 3	30	1163.93	168.15	198.03	1406.26	1780.34	
Modello 3. 4	40	1165.83	170.18	198.03	1448.20	1780.34	
Modello 3. 5	50	1167.63	174.52	198.03	1527.53	1780.34	
Modello 3. 6	60	1168.90	176.36	198.03	1599.39	1780.34	
Modello 3. 7	70	1169.69	184.42	198.03	1667.60	1780.34	
Modello 3. 8	80	1170.62	189.14	198.03	1708.02	1780.34	
Modello 3. 9	90	1170.99	195.75	198.03	1758.25	1780.34	
Modello 3. 10	100	1171.22	198.03	198.03	1780.46	1780.34	

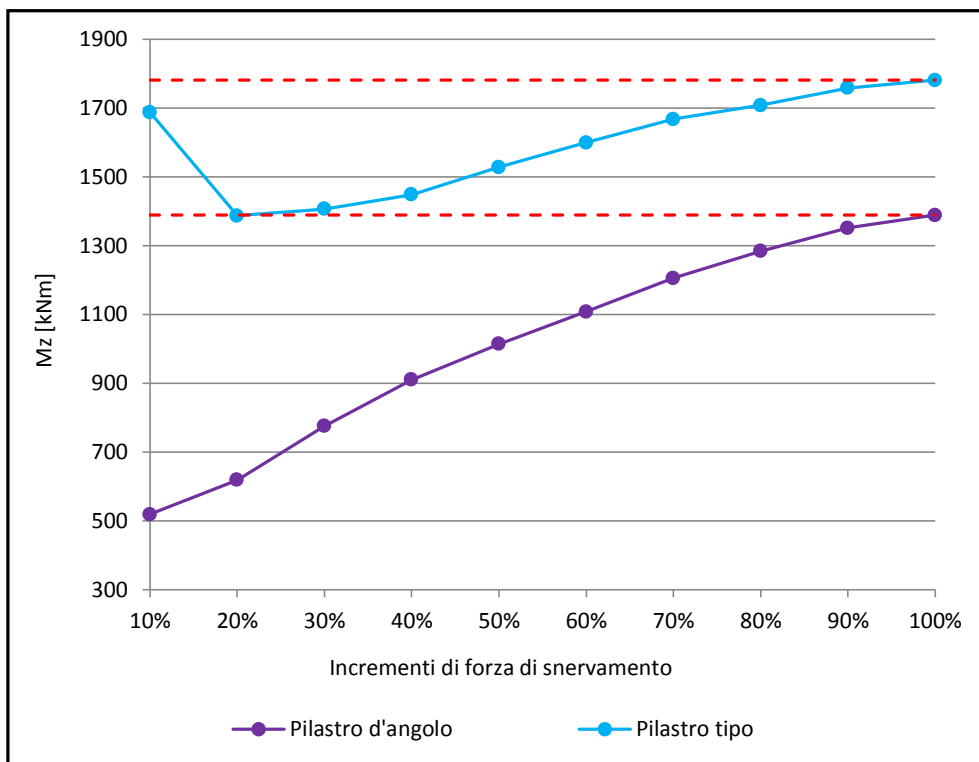


Grafico 8.2 – Media dei 7 accelerogrammi per i momenti  $M_z$  nei due tipi di pilastri per un sisma in direzione Y

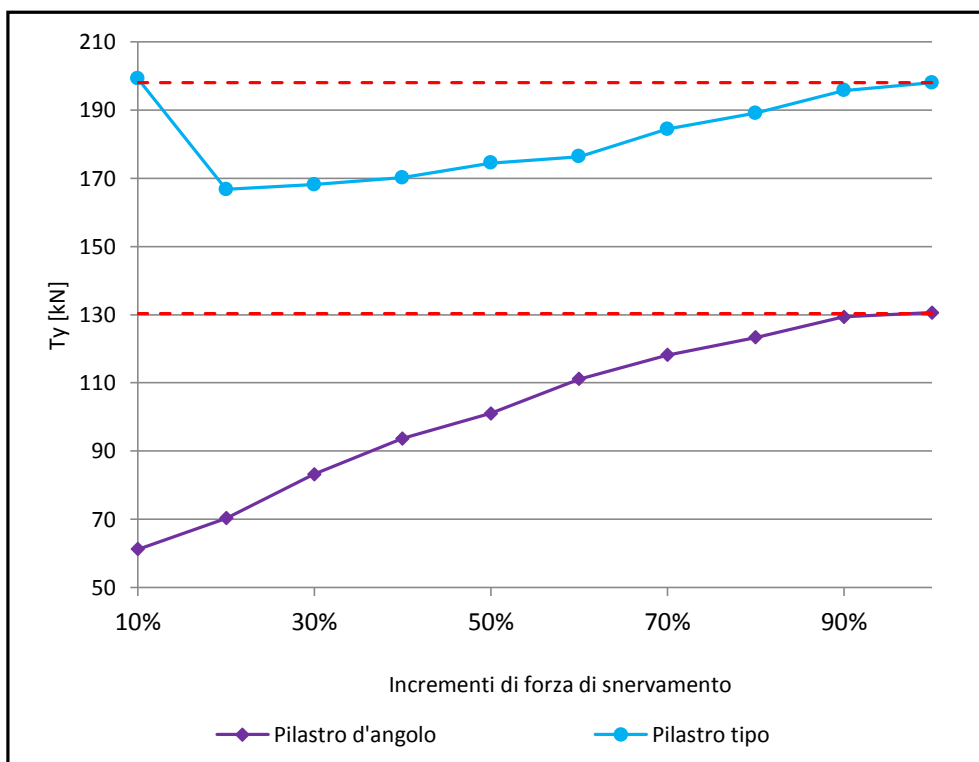


Grafico 8.3 – Media dei 7 accelerogrammi per i tagli  $T_y$  nei due tipi di pilastri per un sisma in direzione Y

### 8.3. RISULTATI OTTENUTI – SPOSTAMENTI E DISSIPAZIONE ENERGETICA

I dati raccolti mostrano un andamento costantemente crescente per il pilastro d'angolo, mentre nel pilastro tipo un trend calante inizialmente fino ad un 20% della forza sismica per poi riprendere ad aumentare e allinearsi con la soluzione lineare.

<b>Spostamenti massimi sommità pilastro centrale</b>				
Modello	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)	
Modello 3. 1	10%	71.60	77.08	
Modello 3. 2	20%	59.53	77.08	
Modello 3. 3	30%	59.75	77.08	
Modello 3. 4	40%	62.20	77.08	
Modello 3. 5	50%	66.24	77.08	
Modello 3. 6	60%	69.64	77.08	
Modello 3. 7	70%	73.08	77.08	
Modello 3. 8	80%	74.80	77.08	
Modello 3. 9	90%	76.35	77.08	
Modello 3. 10	100%	77.09	77.08	

<b>Spostamenti massimi sommità pilastro d'angolo</b>				
Modello	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)	
Modello 3. 1	10	24.00	64.78	
Modello 3. 2	20	28.34	64.78	
Modello 3. 3	30	35.56	64.78	
Modello 3. 4	40	42.20	64.78	
Modello 3. 5	50	47.19	64.78	
Modello 3. 6	60	51.81	64.78	
Modello 3. 7	70	56.41	64.78	
Modello 3. 8	80	59.79	64.78	
Modello 3. 9	90	62.85	64.78	
Modello 3. 10	100	64.57	64.78	

<b>Spostamenti relativi massimi TEGOLO 4</b>				
Modello	$r_y$ (%)	Dy (mm)	Dy,max (mm)	
Modello 3. 1	10	20.92	110	
Modello 3. 2	20	16.46	110	
Modello 3. 3	30	15.99	110	
Modello 3. 4	40	16.33	110	
Modello 3. 5	50	16.82	110	
Modello 3. 6	60	16.94	110	
Modello 3. 7	70	17.21	110	
Modello 3. 8	80	16.80	110	
Modello 3. 9	90	15.89	110	
Modello 3. 10	100	15.14	110	

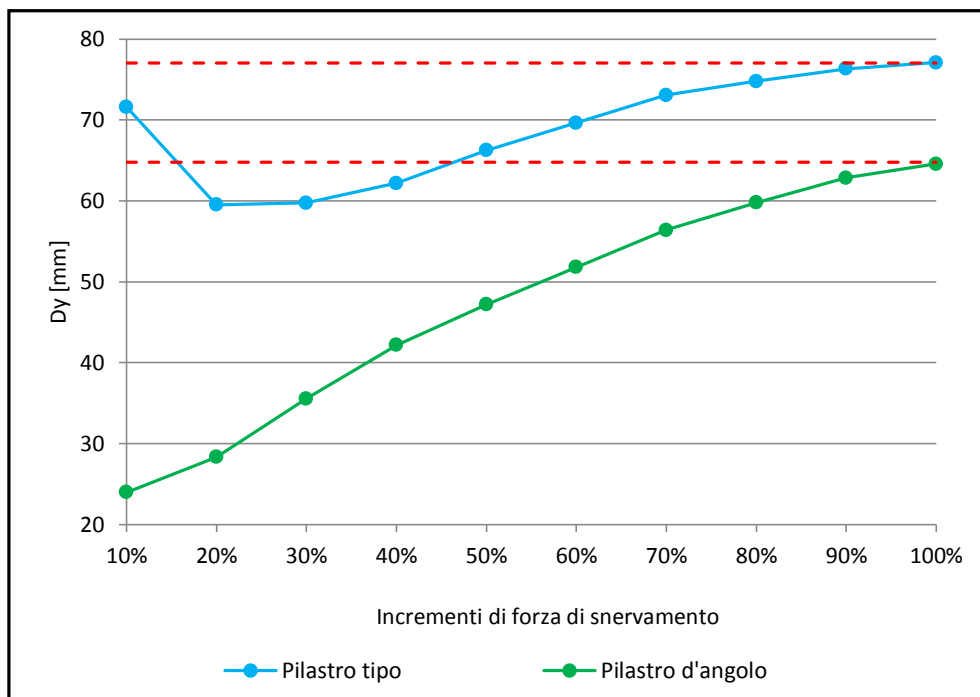


Grafico 8.4 – Media dei 7 accelerogrammi per gli spostamenti DY in sommità dei due tipi di pilastri per un sisma in direzione Y

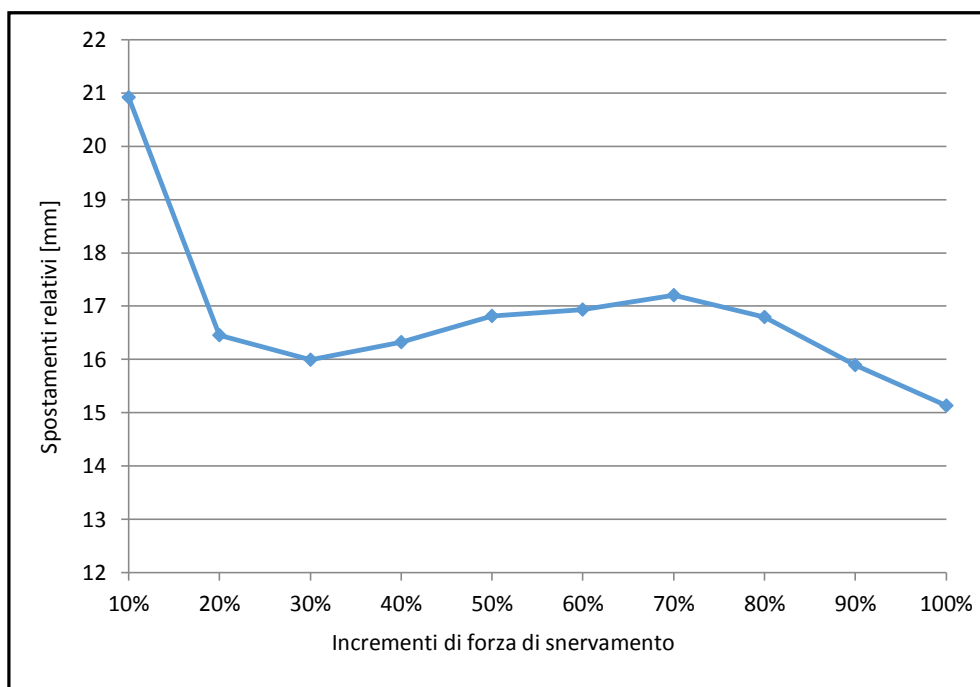


Grafico 8.5 – Media dei 7 accelerogrammi per gli spostamenti DY relativi tegolo 4-trave in per un sisma in direzione Y

A differenza di prima ora gli spostamenti relativi, del tegolo 4 in questo caso, sono relativamente piccoli e sostanzialmente costanti al variare della rigidità della connessione, con un picco iniziale di appena 20 mm. Inoltre, come si vede nel grafico successivo, tutti i tegoli hanno uno spostamento molto simile e non vi è

più un tegolo che subisce uno spostamento minore o maggiore a seconda della posizione come si verificava nella copertura vincolata isostaticamente.

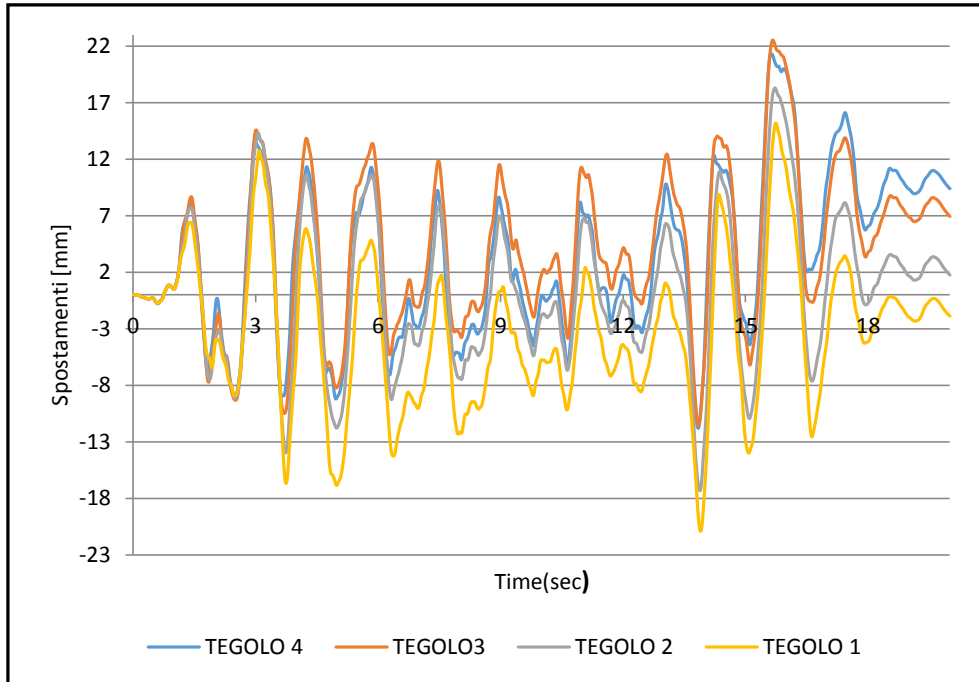


Grafico 8.6 – Spostamenti relativi dei 4 tegoli in copertura rispetto alla trave, per una forza di snervamento sulla connessione pari a 36 kN (10% di  $F_y$ ), per il primo accelerogramma in direzione Y

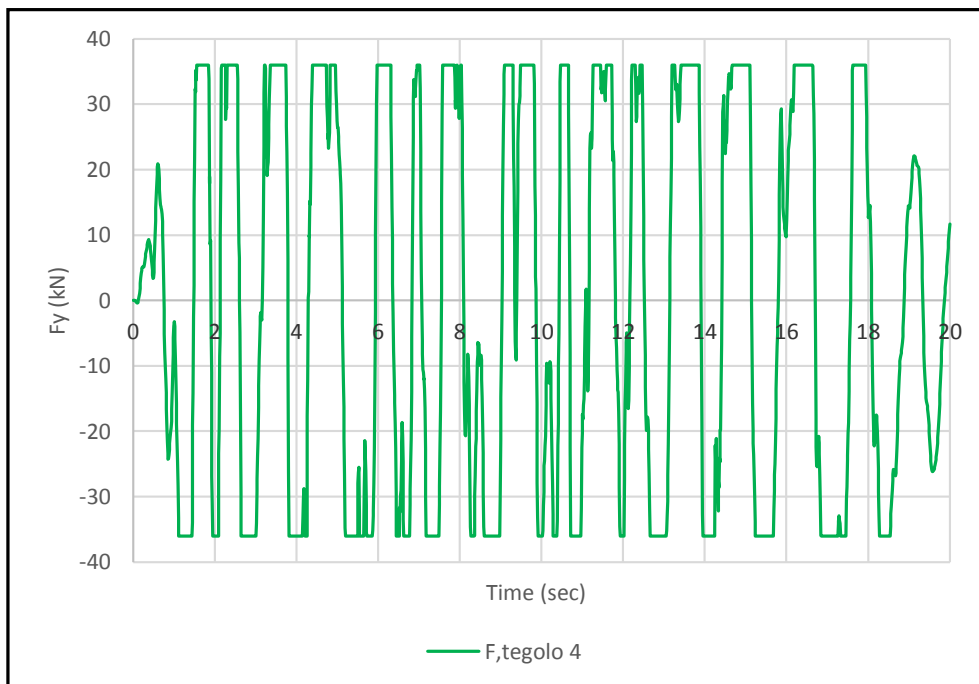


Grafico 8.7 – Time-History della forza sismica (snervamento pari a 36 kN) sul collegamento del tegolo 4, per il primo accelerogramma in direzione Y

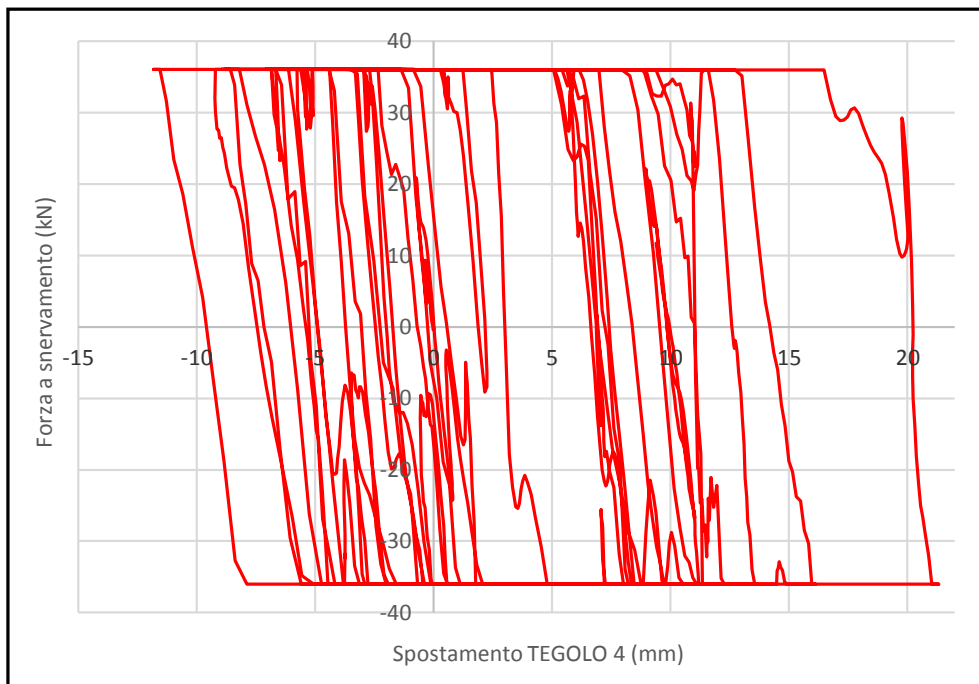


Grafico 8.8 – Time-History del legame forza-spostamento nel collegamento del tegolo 4, per il primo accelerogramma in direzione Y

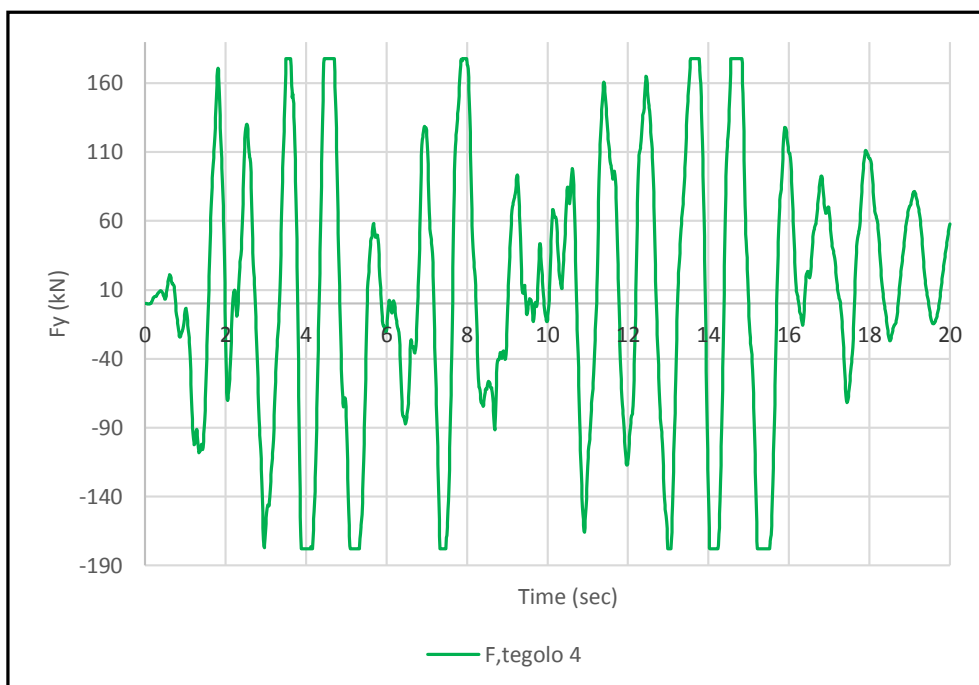


Grafico 8.9 – Time-History della forza sismica (snervamento pari a 178 kN) sul collegamento del tegolo 4, per il primo accelerogramma in direzione Y

Si è voluto infine riportare l'andamento delle dissipazioni energetiche differenziate fra i vari tegoli: per una forza di snervamento sulle connessioni pari al 50% di quella di riferimento infatti, nel grafico precedente si vede già come il tegolo 4 cominci a rientrare in campo lineare durante alcuni istanti dell'evento sismico non raggiungendo più lo snervamento pari a 178 kN.

Per lo stesso valore di rigidezza invece i collegamenti sul tegolo 1 hanno già esaurito tutta la capacità dissipativa e rientrano ampiamente nel campo della linearità essendo ben lontani dai 178 kN richiesti dal sisma.

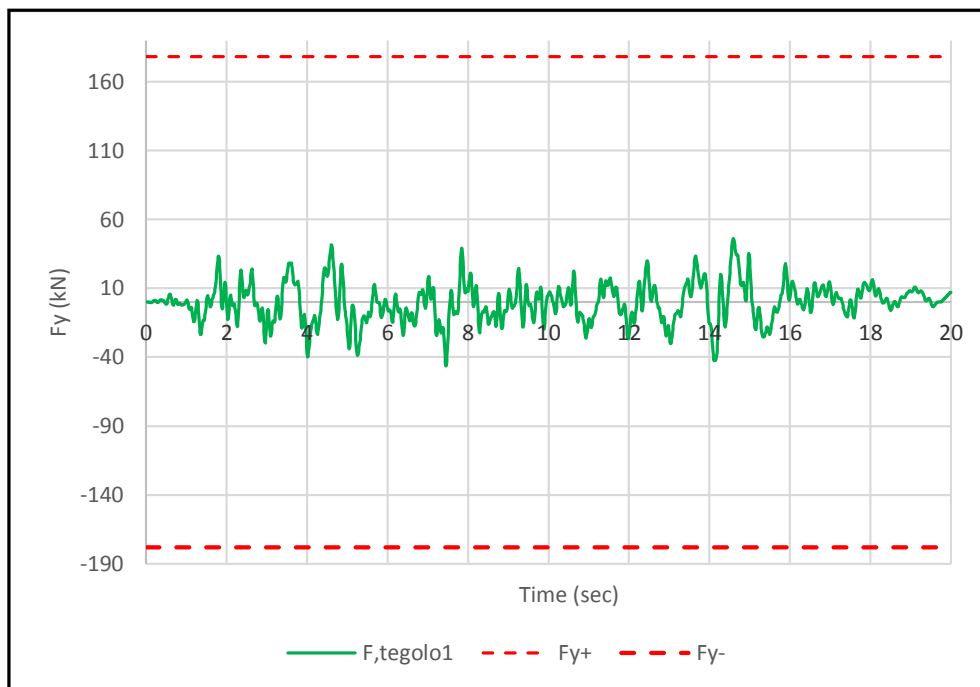


Grafico 8.9 – Time-History della forza sismica (snervamento pari a 178 kN) sul collegamento del tegolo 1, per il primo accelerogramma in direzione Y

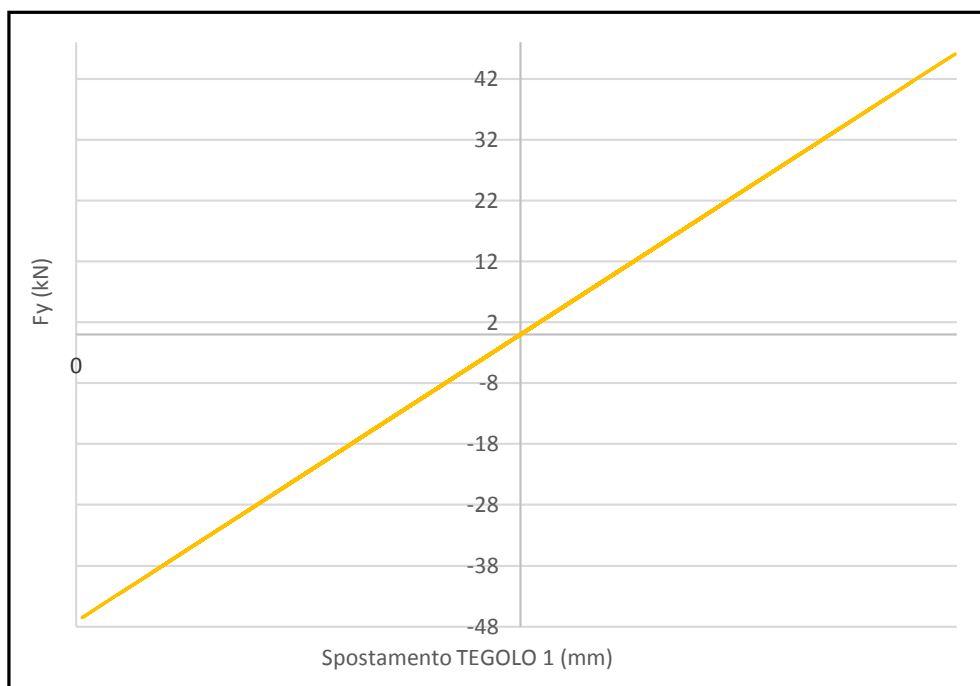


Grafico 8.10 – Time-History del legame forza-spostamento nel collegamento del tegolo 1, per il primo accelerogramma in direzione Y

## CAPITOLO 9

### STATO DI FATTO: STRUTTURA CON VINCOLI AD ATTRITO

#### 9.1. PROVE SPERIMENTALI PER LA DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE D'ATTRITO CALCESTRUZZO-NEOPRENE

In Italia esistono molti edifici industriali prefabbricati realizzati tra gli anni Cinquanta e Settanta, i cui collegamenti trave-pilastro sono basati sulla resistenza ad attrito. Indagini numeriche confermano che, al fine di determinare la vulnerabilità sismica di tali strutture, è necessario conoscere esattamente il valore del coefficiente di attrito Neoprene-Calcestruzzo, che caratterizza la resistenza del collegamento trave-pilastro; il neoprene poi è uno dei materiali più diffusi per caratterizzare un appoggio assieme a quelli elastomerici armati o quelli in fibre orientate casualmente denominati ROF (acronimo di Random Oriented Fiber)

La letteratura tecnica fornisce un grande numero di valori di tale coefficiente, anche molto diversi fra loro; inoltre la bibliografia presenta pochissimi riferimenti relativi alla determinazione di tale coefficiente ed i valori indicati, molto variabili tra di essi, sono per lo più riferiti ad applicazioni diverse da quelle strutturali.

Interessanti indicazioni, nell'ambito strutturale, possono essere ritrovate nella CNR 10018 (CNR 10018 1999), in Schrage (Schrage 1991), nel PCI Design Handbook (PCI 1985) e nelle UNI-EN 1337:3 (UNI 2005).

- La CNR 10018 fornisce una formulazione che lega il coefficiente d'attrito gomma-calcestruzzo  $\mu$  alla tensione di compressione  $\sigma_v$ :

$$\mu = 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_v}$$

dove  $\sigma_v$  è la tensione di compressione in  $N/mm^2$ . L'equazione è valida per tensioni di compressione non inferiori a  $\sigma_{v,min} = 1.5 N/mm^2$ . I test sono stati effettuati su appoggi elastomerici semplici e armati di varie nazioni Europee e i risultati mettono in evidenza che il coefficiente d'attrito della gomma dipende dalla tensione media di compressione agente. Il report NCHRP (Stanton & Roeder 1982) discute questi studi del 1964: i set up, i materiali, le dimensioni delle basette testate e la velocità di carico di taglio usati nei test non sono purtroppo disponibili nel documento.

- Un articolo significativo su tale argomento è stato scritto all'inizio degli anni Ottanta dal ricercatore tedesco Schrage dell'Università di Aachen ed è stato pubblicato sull'ACI (Schrage 1981). Schrage presenta, in questo articolo, 27 prove su appoggi elastomerici semplici piani sottoposti a tensione di taglio/compressione su superfici di acciaio e calcestruzzo. Sono stati effettuati test con tensioni di compressione pari a 0.5, 5 e 20 Mpa con incremento di spostamento di 50mm/sec, 0.5 mm/sec e 0.01 mm/sec fino a uno spostamento massimo di 0.7, 1.4 e 2.1 volte lo spessore della basetta



di appoggio. Il fattore di forma  $S$ , usato nelle prove, è stato assunto pari a 5.5. Nella parte finale della relazione egli suggerisce dunque la seguente relazione per la determinazione del coefficiente d'attrito:

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_v}$$

Schrage sottolinea che l'attrito dipende dalla velocità di incremento della tensione tangenziale ma non dipende dall'area nominale della basetta in gomma, dal precarico e dalla forma della basetta; in particolare, incrementando la velocità si ha un incremento dell'attrito. Le prove attritive però non studiano gli effetti che la temperatura e i carichi assiali notevoli (> 20 Mpa) hanno sull'attrito.

- Negli USA, tra il 1983 e il 1984 sono stati compiuti 22 test di resistenza di taglio/compressione su appoggi di tipo ROF al fine di sviluppare appropriati criteri di progetto da includere nel PCI Design Handbook. Questi test confermarono i test europei mostrando che i coefficienti di attrito Neoprene-Calcestruzzo sono ben al di sotto del valore 0.7 proposto dalle vecchie normative americane per carichi verticali ordinari. L'unione quindi dei test americani ed europei portarono alla formulazione della seguente formula presente nel PCI Design Handbook:

$$\mu = 0.04 + \frac{0.26}{\sigma_v}$$

I test sono stati eseguiti in un range di variazione della temperatura tra i 18 e i 24 gradi, ma non si è tenuto conto degli effetti di viscosità e di simili azioni a lungo termine. Lo studio poi sottolinea che il coefficiente non dipende dal rapporto di forma  $S$  ma dalla rugosità superficiale delle superfici a contatto e dalla velocità di esecuzione della prova.

- Nelle UNI-EN 1337:3 è riportata la formula del tutto simile nella forma alle precedenti e valida per appoggi elastomerici e non ancorati:

$$\mu = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_v}$$

dove  $\sigma_v$  è lo sforzo normale medio verticale di compressione espresso in *Mpa* (che deve però essere maggiore di 3);  $K_f = 0.6$  per calcestruzzo e  $K_f = 0.2$  per altre superfici.

Le formule precedenti sono state quindi diagrammate al variare degli sforzi di compressione e hanno fornito il seguente andamento:

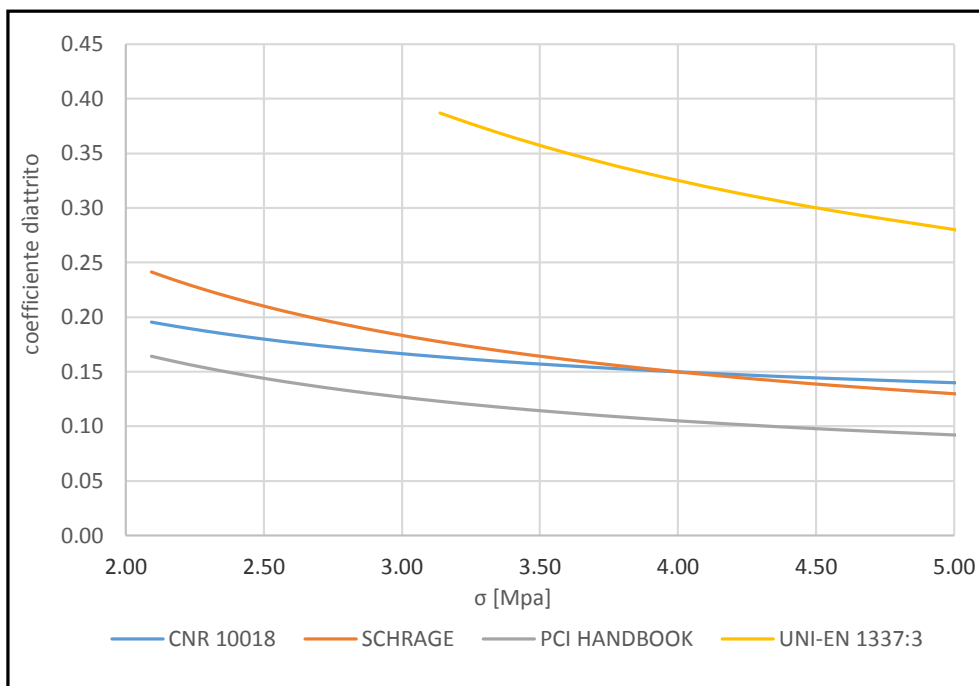


Grafico 9.1

Andamento del coefficiente d'attrito al variare della tensione di compressione sul neoprene

Osservando le equazioni, si può osservare che, nel campo delle elevate tensioni compressive, il coefficiente di attrito diminuisce drammaticamente. Questi bassi valori, anche nel caso di forze sismiche di media intensità, confermano la possibilità di collasso strutturale degli edifici industriali prefabbricati le cui travi siano semplicemente connesse alle colonne e, di conseguenza, la cui resistenza orizzontale dipende dalla resistenza ad attrito; tale valori mostrano anche la grande variabilità del coefficiente d'attrito al variare della tensione assiale.

E' evidente che le curve di PCI Handbook, CNR 10018 e Schrage approssimano bene i dati sperimentali, mentre ciò non accade nel caso di UNI-EN 1337:3.

## 9.2. CALCOLO DEL COEFFICIENTE D'ATTRITO NEOPRENE-CALCESTRUZZO

Considerando invece l'analisi dei carichi per il caso di studio

Appoggio tegolo-trave			
Numero appoggi	$n_{\text{appoggio}}$	4	-
Larghezza appoggio	$B_{\text{appoggio}}$	240	mm
Lunghezza appoggio	$L_{\text{appoggio}}$	100	mm
Area appoggio	$A_{\text{appoggio}}$	24000	mm <sup>2</sup>
Reazione vincolare del tegolo dovuta ai carichi permanenti	V	120486	N
Tensione unitaria sull'appoggio	$\sigma_v$	5.02	N/mm <sup>2</sup>

Stima del coef d'attrito (cls-neoprene) secondo diversi autori	$\mu_{\text{CNR10018}}$	0.1398	-
	$\mu_{\text{Schrage}}$	0.1297	-
	$\mu_{\text{PCI1985}}$	0.0918	-
Coef d'attrito assunto	$\mu$	0.0918	-
Stima della forza d'attrito (cls-neoprene) secondo diversi autori	$H_{\text{CNR10018}}$	16849	N
	$H_{\text{Schrage}}$	15624	N
	$H_{\text{PCI1985}}$	11059	N
<b>Forza d'attrito assunta</b>	<b>H</b>	<b>11059</b>	<b>N</b>

Come indicato nella tabella allora si è preso come coefficiente d'attrito Neoprene-Calcestruzzo il minore dei 4 per andare a favore di sicurezza che è risultato di

$$\mu = 0.0918$$

Il coefficiente in questione è di fondamentale importanza perché permette di capire qual è lo stato di fatto di un prefabbricato in generale caratterizzato da vincoli di semplice appoggio e di prevedere quindi quali saranno le conseguenze in caso di un evento sismico.

Simulare il comportamento Neoprene-Calcestruzzo equivale a considerare sostanzialmente una connessione con un comportamento "rigido"-duttile simile ai precedenti ossia caratterizzata da un legame non lineare la cui plasticità si attiva sempre a partire da 1 mm di spostamento.

### 9.3. ANALISI DI SENSIBILITA' PER LA STIMA DELLA RIGIDEZZA AD ATTRITO NULLO

L'analisi dello stato di fatto però andrebbe completata con un modello in cui manchi totalmente la forza d'attrito la quale può venir meno o per la presenza della componente verticale del sisma o per il degrado che possono subire gli elementi strutturali nel tempo.

Per raggiungere quindi dei risultati che siano caratterizzati da un attrito nullo, è necessario prima effettuare un'analisi di sensibilità numerica; non è possibile infatti considerare un legame non lineare nella connessione che abbia una forza di snervamento pari a zero in quanto si andrebbe incontro ad una labilità nel modello.

È possibile invece dare un valore molto basso alla forza di snervamento e vedere quali sono gli effetti a livello numerico. Ci si aspetta infatti che, consci anche dei risultati precedenti, i valori di momenti e tagli nei pilastri siano bassissimi a causa della non partecipazione della massa sismica dei tegoli, e spostamenti relativi tegolo-trave molto grandi e un po' inverosimili.

Sollecitazioni alla base dei pilastri		
-	TIPO	ANGOLO
Modello Prova.1	1605.48	638.94
Modello Prova.2	1388.49	601.69
Modello Prova.3	1103.62	548.40
Modello Prova.4	815.76	486.60
Modello Prova.5	736.71	440.19
Modello Prova.6	819.99	419.58
Modello Prova7	915.27	417.31

Spostamenti massimi sommità pilastri			
Modello 4	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)
Modello 4. 0	0%	0.00	77.08
Modello 4. 1	10%	64.22	77.08
Modello 4. 2	20%	80.53	77.08
Modello 4. 3	30%	71.61	77.08
Modello 4. 4	40%	65.31	77.08
Modello 4. 5	50%	61.60	77.08
Modello 4. 6	60%	59.36	77.08

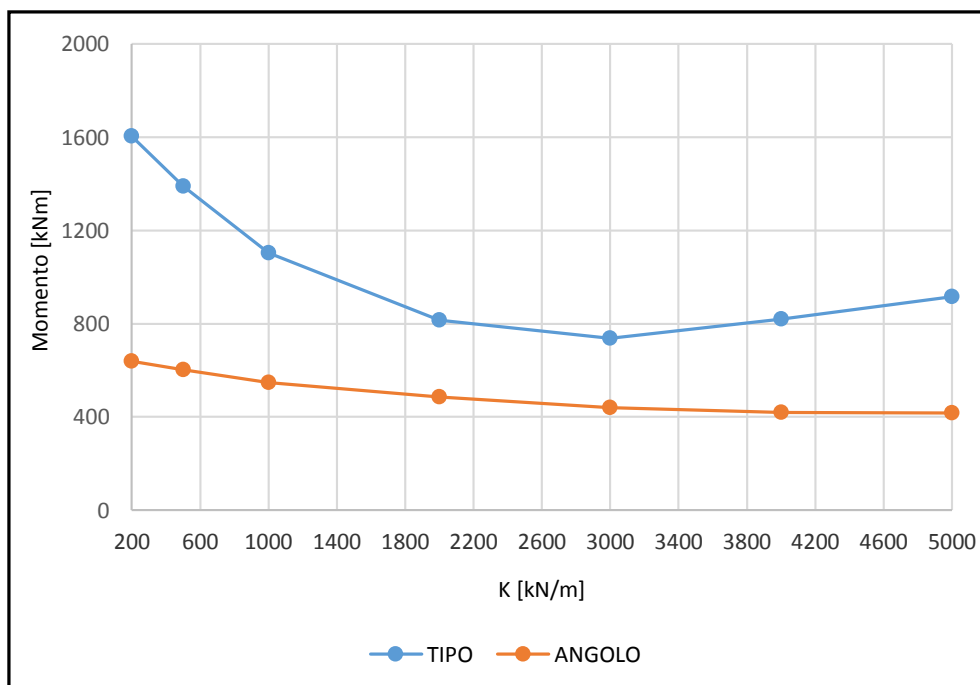


Grafico 9.2

Media sui 7 accelerogrammi dei momenti alla base dei due pilastri al variare della rigidezza della connessione

L'analisi di sensibilità mostra chiaramente che per una rigidezza di 3000 kN/m si hanno i valori minimi delle sollecitazioni alla base dei pilastri pari a 736.71 kNm ma

spostamenti relativi tegolo-trave di 113.84 mm. Diversamente invece succede per una rigidità di 1000 kN/m per la quale si raggiungono gli spostamenti massimi di 140.97 mm ma parametri delle sollecitazioni uguali a 1103.62 kNm per il pilastro centrale. A causa di ciò allora, poiché l'intento è quello di simulare una situazione ideale, si prenderanno in considerazione i valori delle forze associati ad una rigidità pari a 3000 kN/m, mentre i valori degli spostamenti saranno associati ad una rigidità di

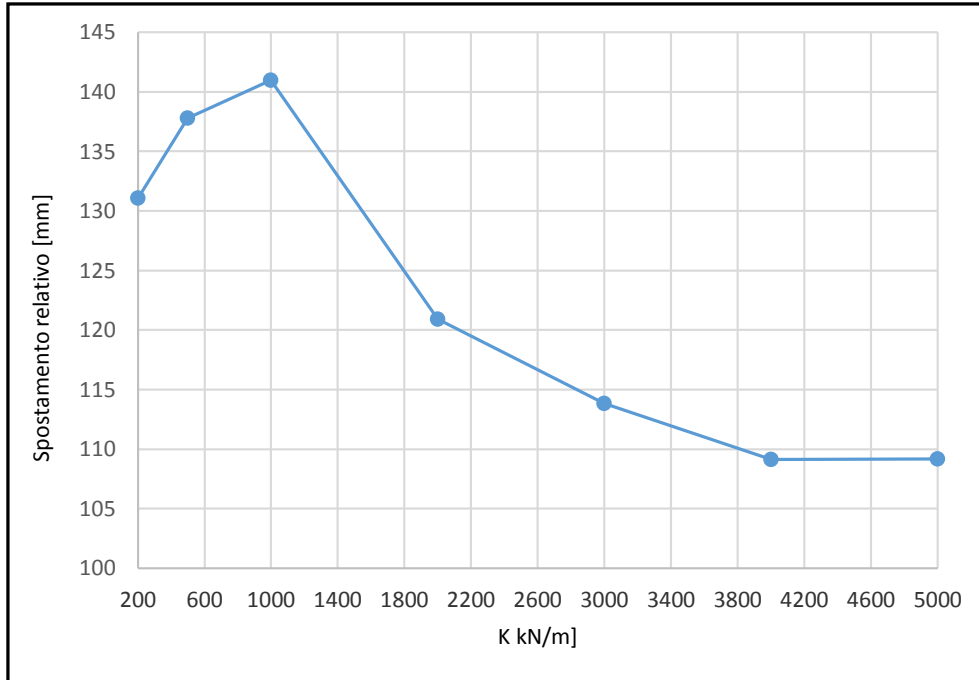


Grafico 9.3

Media sui 7 accelerogrammi degli spostamenti relativi tegolo-trave al variare della rigidità della connessione

#### 9.4. ATTRITO CALCESTRUZZO-CALCESTRUZZO

$$N_{TEGOLO} = (G_1 + G_2) * L$$

Definizione della forza d'attrito		
G1	16.04	kN/m
G2	2.50	kN/m
Luce	26.00	m
<b>TOTALE</b>	<b>481.94</b>	<b>kN</b>

$$F_{ATTRITO} = \frac{N_{TEGOLO}}{4} = \frac{481.94}{4} = 120.5 \text{ kN}$$

Il coefficiente d'attrito tra calcestruzzo-calcestruzzo è un valore noto in letteratura e vale

$$\mu = 0.6$$

Tuttavia nelle strutture esistenti tale coefficiente non è sempre noto e spesso oscilla in un range che va da 0 a 0.6. A tal proposito allora si vogliono studiare, su un modello di tegoli connessi alle travi iperstaticamente, le ripercussioni che subisce la struttura sollecitata dal sisma la cui copertura è trattenuta soltanto da una forza di attrito che spazia da 0 al 60%.

Ancora una volta l'attrito viene gestito con un *beam* non lineare il cui legame è di tipo "rigido" duttile e con un leggero incrudimento necessario al software per arrivare a convergenza.

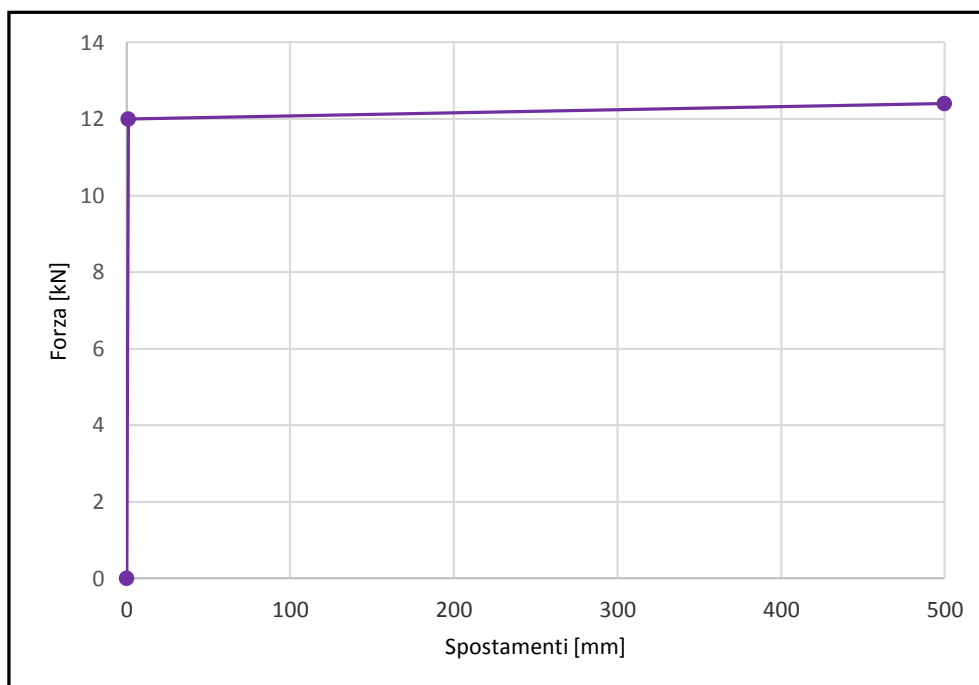


Grafico 9.4  
Legame non lineare di tipo "Normal Bilinear"

Il procedimento seguito è simile ai precedenti: vengono scelti a priori dei coefficienti  $r_y$  (i coefficienti d'attrito per l'appunto) e fatti variare con incrementi di 0.1. La forza di snervamento viene quindi calcolata a partire dal rapporto

$$F_y = r_y * F_{ATTRITO}$$

Definizione di $F_y$ e $F_x$ per i Modelli 4					
$F_y$ , verticale		120 kN			
Modelli 4	$r_y$	r (sisma)	$F_y$ [kN]	$F_2$ [kN]	$\Delta$
Modello 4.0	0%	0%	0	0.0	-
Modello 4.1	10%	3%	12	12.4	3.0%
Modello 4.2	20%	7%	24	24.7	3.0%
Modello 4.3	30%	10%	36	37.1	3.0%
Modello 4.4	40%	13%	48	49.4	3.0%
Modello 4.5	50%	17%	60	61.8	3.0%
Modello 4.6	60%	20%	72	74.2	3.0%

Nella tabella precedente compaiono due coefficienti  $r_y$ : il primo è quello relativo al coefficiente di attrito calcestruzzo-calcestruzzo, il secondo è un coefficiente che viene relazionato alla forza sismica di riferimento in un sistema di copertura vincolata iperstaticamente. Per cui al 10% della forza d'attrito corrisponde un 3% della forza sismica facendo semplicemente il rapporto

$$r_y^i = \frac{N_{ATTRITO}^i}{F_{SISMICA}}$$

e così via. In questo modo il confronto risulta più immediato e inoltre ci si accorge fin da subito che l'analisi che segue è sostanzialmente uno "zoom" o un "infittimento" dei punti appartenenti al tratto iniziale discendente che si vedeva nel precedente capito a proposito di momenti e tagli alla base dei pilastri (Grafico 8.2 e Grafico 8.3).

I risultati che seguono mostrano chiaramente come l'andamento delle forze alla base del pilastro centrale, per un sisma in direzione  $Y$  parallelo all'asse longitudinale dei tegoli, non tenda alla soluzione lineare ma anzi va oltre al limite marcato dalla linea tratteggiata in rosso e questo è dovuto al funzionamento della copertura: per bassi valori di forze d'attrito i tegoli non rientrano, con la propria massa sismica, nei principali modi di vibrare e il sistema tende alla configurazione di copertura isostatica; diverso invece è il caso del pilastro d'angolo la cui forza alla base sale e si equilibra con quella centrale

$$P_{CENTRALE} \Rightarrow \frac{F}{2}$$

$$P_{ANGOLO} \Rightarrow \frac{F}{4}$$

Superato invece il 6% (a cui corrisponde un coefficiente d'attrito  $\mu = 0.2$ ) il funzionamento della copertura ritorna alla configurazione iperstatica con il classico riequilibrio delle forze sui pilastri

$$P_{CENTRALE} \Rightarrow \frac{F}{3}$$

$$P_{ANGOLO} \Rightarrow \frac{F}{3}$$

Sollecitazioni in direzione Y alla base del pilastro d'angolo						
Modello 4	$r_y$ (%)	N (kN)	Ty (kN)	TyLIM (kN)	Mz (kN*m)	MzLIM (kN*m)
Modello 4. 0	0	659.61	69.00	130.30	440.19	1388.34
Modello 4. 1	10	660.07	57.71	130.30	471.82	1388.34
Modello 4. 2	20	660.73	59.96	130.30	505.81	1388.34
Modello 4. 3	30	661.34	61.25	130.30	518.52	1388.34
Modello 4. 4	40	661.85	63.56	130.30	531.41	1388.34
Modello 4. 5	50	662.21	66.51	130.30	569.64	1388.34
Modello 4. 6	60	662.57	70.67	130.30	623.42	1388.34

Sollecitazioni in direzione Y alla base del pilastro tipo						
Modello 4	$r_y$ (%)	N (kN)	Ty (kN)	TyLIM (kN)	Mz (kN*m)	MzLIM (kN*m)
Modello 4. 0	0	1156.05	106.95	198.03	736.71	1780.34
Modello 4. 1	10	1157.02	189.95	198.03	1545.38	1780.34
Modello 4. 2	20	1158.26	224.63	198.03	1896.65	1780.34
Modello 4. 3	30	1159.40	199.20	198.03	1687.56	1780.34
Modello 4. 4	40	1160.14	179.47	198.03	1521.97	1780.34
Modello 4. 5	50	1160.89	170.10	198.03	1437.42	1780.34
Modello 4. 6	60	1161.74	166.50	198.03	1383.41	1780.34

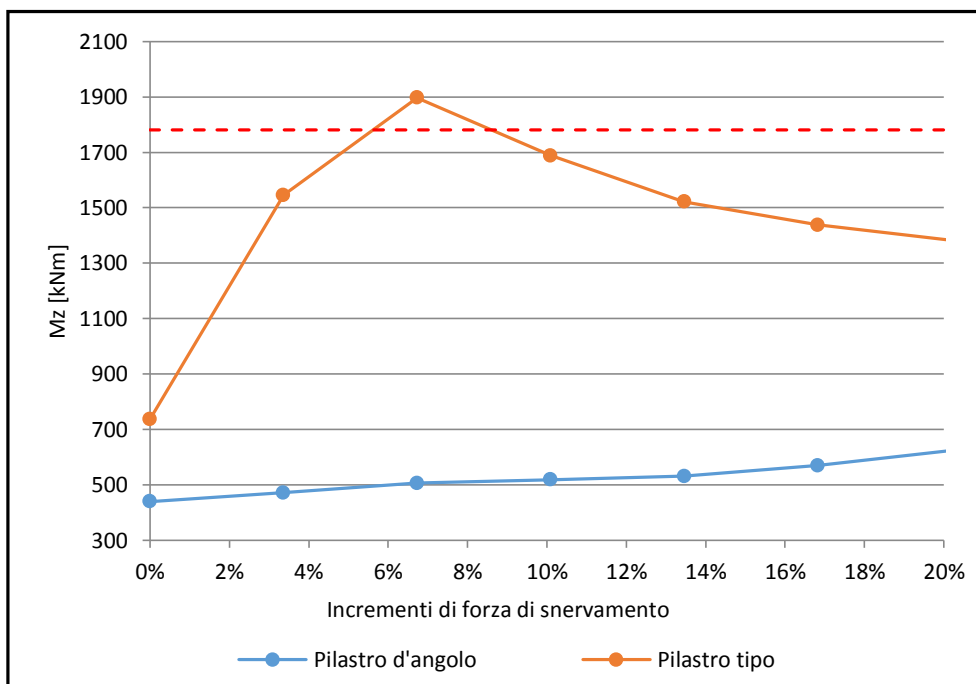


Grafico 9.5

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione Y dei momenti  $M_z$  alla base dei pilastri al variare del coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo il quale viene rapportato alla forza sismica di riferimento in copertura iperstatica



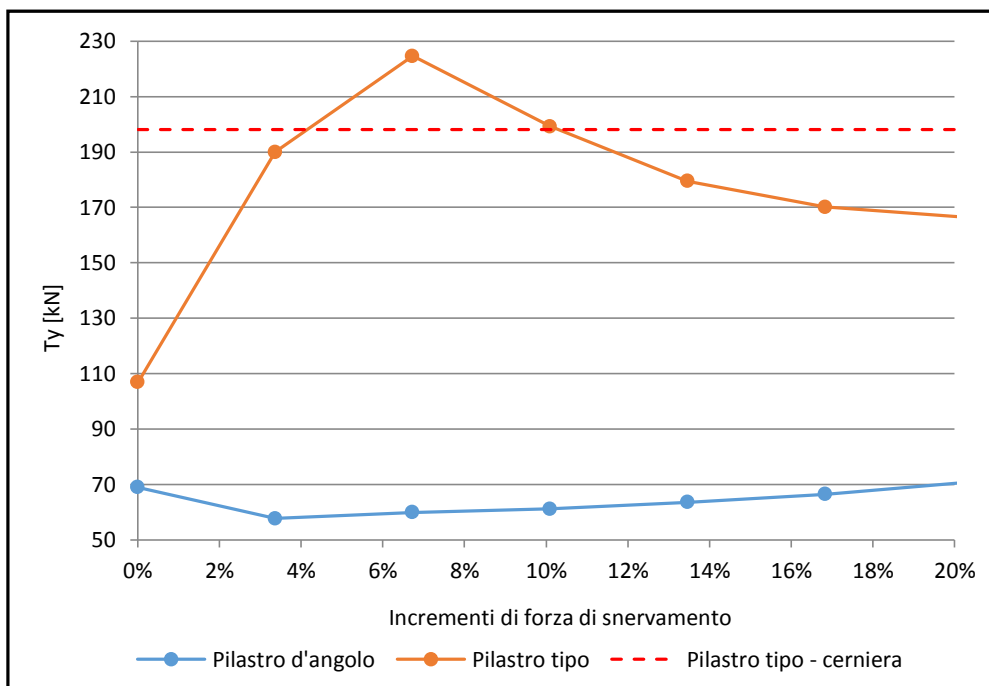


Grafico 9.6

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione Y dei tagli  $T_y$  alla base dei pilastri al variare del coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo il quale viene rapportato alla forza sismica di riferimento in copertura iperstatica

Sollecitazioni in direzione X alla base del pilastro d'angolo						
Modello 4	$r_y$ (%)	N (kN)	Tz (kN)	TzLIM (kN)	My (kN*m)	MyLIM (kN*m)
Modello 4. 0	0	662.57	75.74	130.30	561.20	1388.34
Modello 4. 1	10	671.41	137.19	130.30	1062.36	1388.34
Modello 4. 2	20	680.88	205.11	130.30	1707.48	1388.34
Modello 4. 3	30	688.49	236.88	130.30	2005.10	1388.34
Modello 4. 4	40	689.01	236.71	130.30	2007.91	1388.34
Modello 4. 5	50	689.01	236.71	130.30	2007.91	1388.34
Modello 4. 6	60	689.01	236.71	130.30	2007.91	1388.34

Sollecitazioni in direzione X alla base del pilastro tipo						
Modello 4	$r_y$ (%)	N (kN)	Tz (kN)	TzLIM (kN)	My (kN*m)	MyLIM (kN*m)
Modello 4. 0	0	1156.82	63.30	198.03	547.52	1780.34
Modello 4. 1	10	1157.54	114.02	198.03	1015.14	1780.34
Modello 4. 2	20	1156.26	181.46	198.03	1646.43	1780.34
Modello 4. 3	30	1156.22	212.44	198.03	2005.10	1780.34
Modello 4. 4	40	1156.22	212.60	198.03	1944.59	1780.34
Modello 4. 5	50	1156.22	212.60	198.03	1944.60	1780.34
Modello 4. 6	60	1156.22	212.60	198.03	1944.60	1780.34

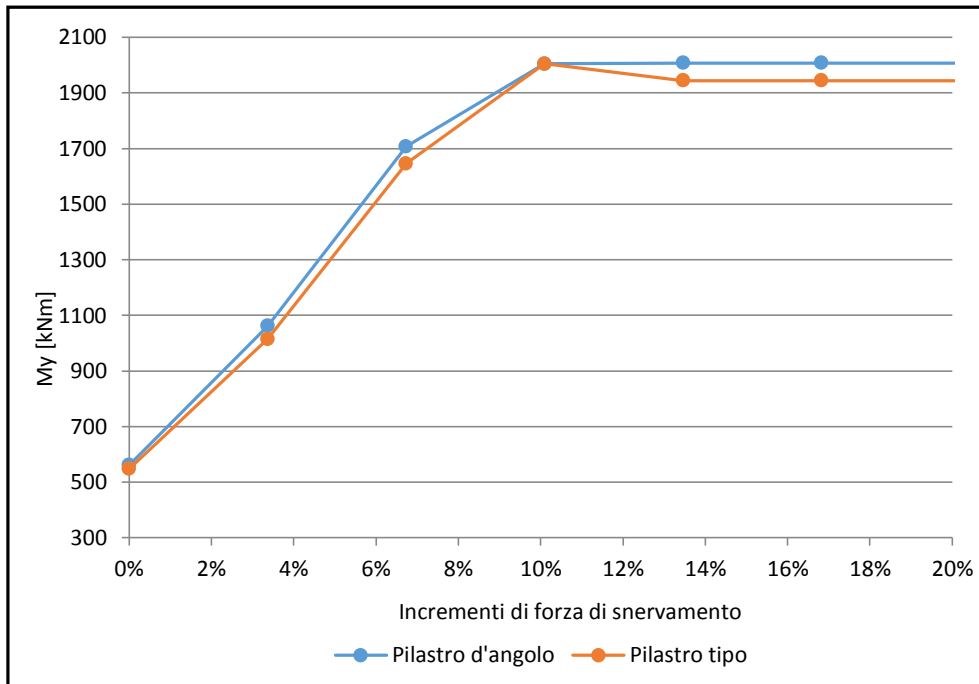


Grafico 9.7

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione X dei momenti  $M_y$  alla base dei pilastri al variare del coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo il quale viene rapportato alla forza sismica di riferimento in copertura iperstatica

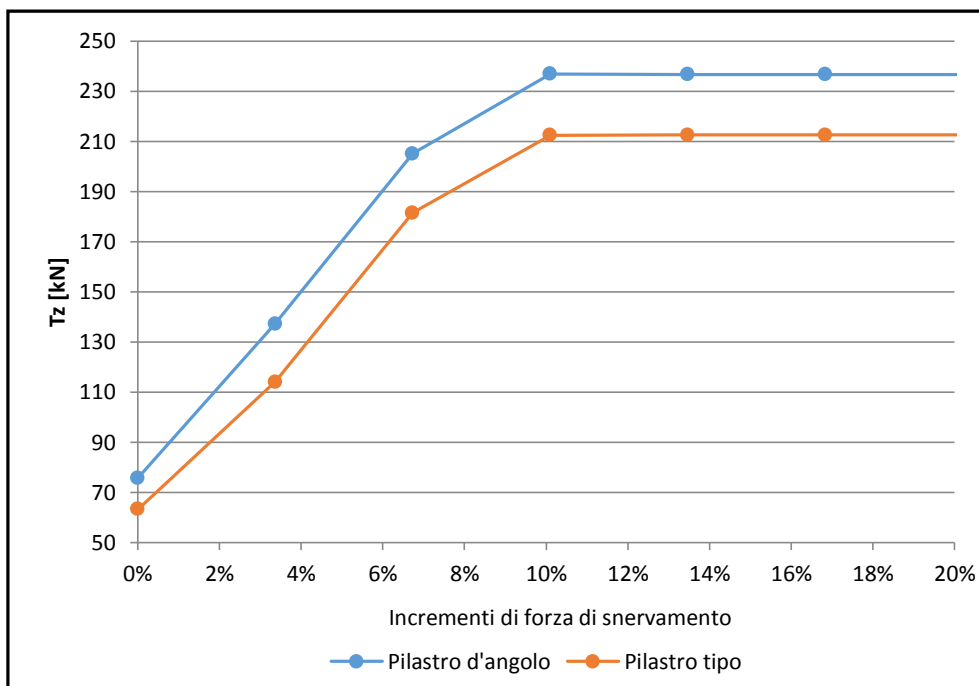


Grafico 9.8

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione X dei tagli  $T_x$  alla base dei pilastri al variare del coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo il quale viene rapportato alla forza sismica di riferimento in copertura iperstatica

Per un sisma invece in direzione X ossia perpendicolare all'asse dei tegoli, non si ha la differenziazione vista in precedenza ma la forza sismica si distribuisce ugualmente su tutti e tre i pilastri tendendo così ad una configurazione di piano rigido.

<b>Spostamenti relativi massimi TEGOLO 4</b>			
Modello 4	$r_y$ (%)	Dy (mm)	Dy,max (mm)
Modello 4. 0	0	140.97	110
Modello 4. 1	10	56.38	110
Modello 4. 2	20	24.05	110
Modello 4. 3	30	20.97	110
Modello 4. 4	40	17.93	110
Modello 4. 5	50	16.54	110
Modello 4. 6	60	16.10	110

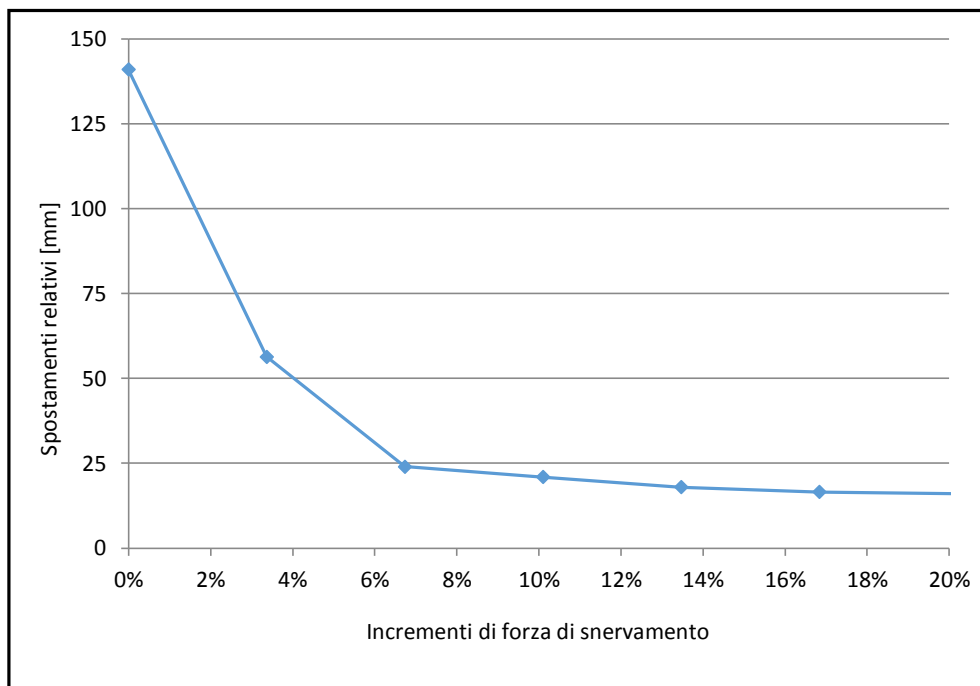


Grafico 9.9

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione Y degli spostamenti relativi tegolo 4-trave

<b>Spostamenti massimi sommità pilastro centrale</b>			
Modello 4	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)
Modello 4. 0	0	0.00	77.08
Modello 4. 1	10	64.22	77.08
Modello 4. 2	20	80.53	77.08
Modello 4. 3	30	71.61	77.08
Modello 4. 4	40	65.31	77.08
Modello 4. 5	50	61.60	77.08
Modello 4. 6	60	59.36	77.08

Spostamenti massimi sommità pilastro d'angolo			
Modello 4	$r_y$ (%)	Dy (mm)	DyLIM (mm)
Modello 4. 0	0	0.00	64.78
Modello 4. 1	10	21.36	64.78
Modello 4. 2	20	23.55	64.78
Modello 4. 3	30	24.00	64.78
Modello 4. 4	40	24.50	64.78
Modello 4. 5	50	26.33	64.78
Modello 4. 6	60	28.56	64.78

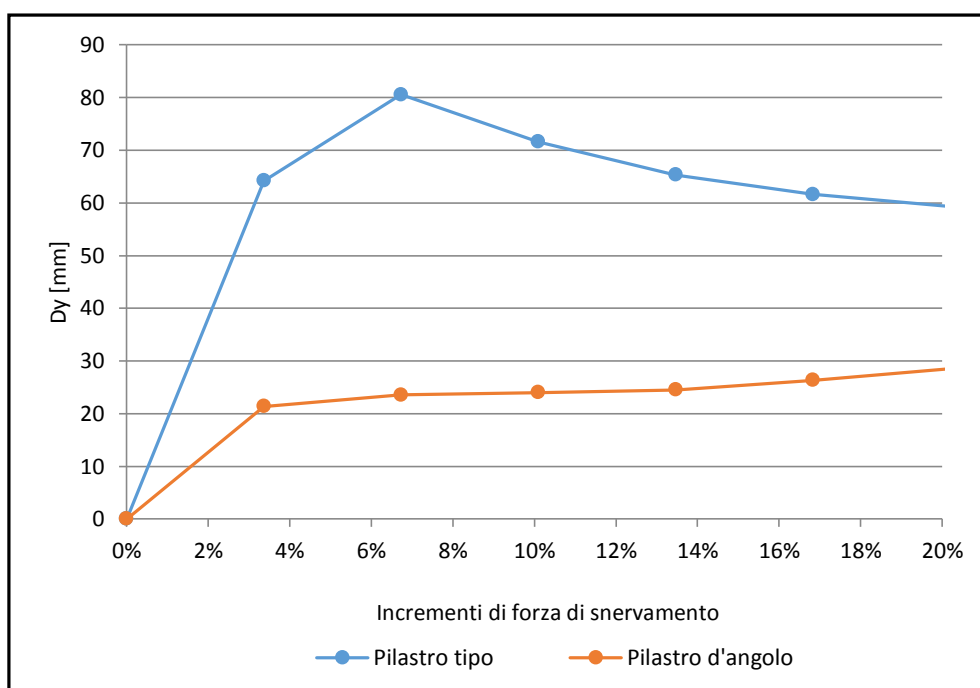


Grafico 9.10

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione Y degli spostamenti assoluti DY in testa ai pilastri al variare del coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo il quale viene rapportato alla forza sismica di riferimento in copertura iperstatica

Gli spostamenti assoluti alla testa dei pilastri ricalcano sempre il concetto visto in precedenza per le forze alla base dei pilastri; per un sisma però applicato in direzione X gli spostamenti delle due tipologie di pilastri si sovrappongono perfettamente, segno evidente ancora una volta del funzionamento a pannello rigido.

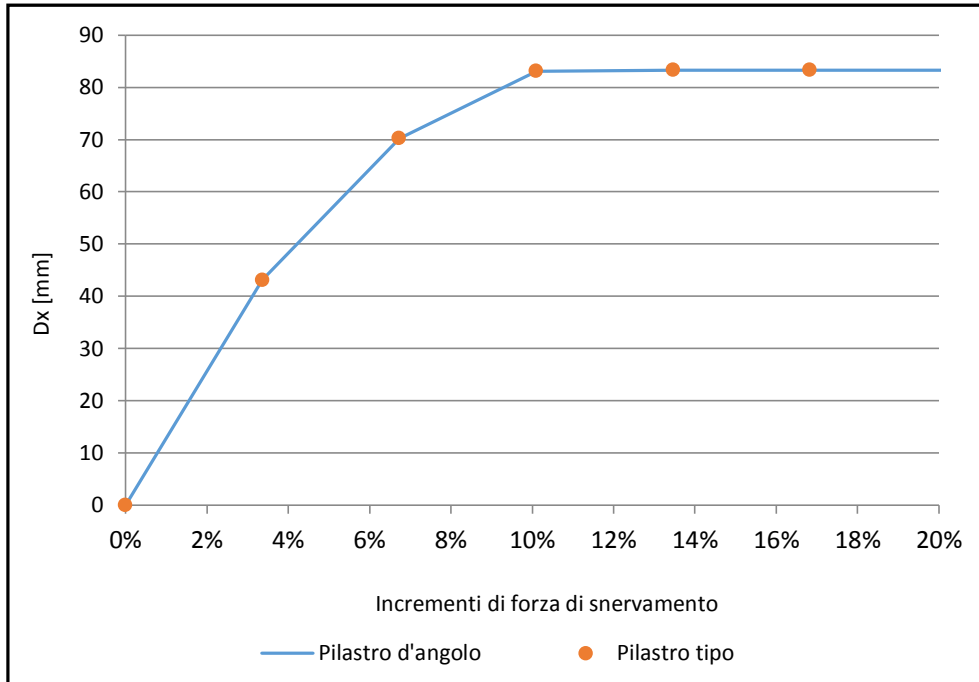


Grafico 9.11

Media sui 7 accelerogrammi applicati in direzione X degli spostamenti assoluti DX in testa ai pilastri al variare del coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo il quale viene rapportato alla forza sismica di riferimento in copertura iperstatica

## CAPITOLO 10

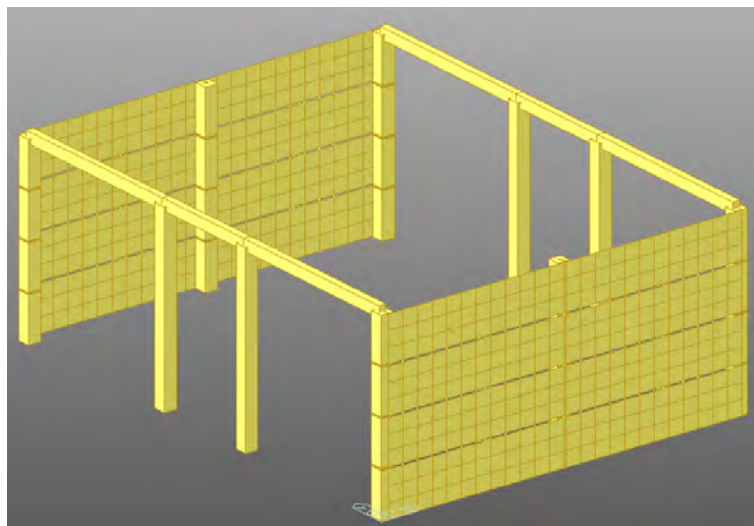
### PANNELLI ORIZZONTALI

#### 1.1. PANNELLI ORIZZONTALI A SEZIONE CAVA: DESCRIZIONE DEL MODELLO

Si prendono come sistemi di chiusura pannelli orizzontali a sezione cava, ossia una sezione tipica dei pannelli installati nei vecchi prefabbricati e si studia l'andamento delle forze sui vari collegamenti.

Il caso studio è sempre lo stesso del precedente usato per i sistemi di copertura, ma il modello è diverso:

- i 4 pannelli orizzontali questa volta sono modellati con elementi *shell* bidimensionali a 4 nodi il cui spessore è di 20 cm;
- gli *shell* sono ancorati al pilastro con elementi monodimensionali di tipo *truss*;
- per tenere in considerazione che la sezione è cava, la massa è stata cambiata assegnando un valore pari ai  $\frac{12}{20}$  della massa del calcestruzzo;
- i pannelli in direzione parallela alla direzione del sisma non sono stati modellati in quanto si suppone che il collegamento dia la possibilità di movimento rispetto all'oscillazione dei pilastri;
- i pannelli orizzontali poi sono collegati tra di loro mediante dei *truss* verticali e, per evitare che nascano labilità, mediante un ulteriore *truss* obliquo. Inferiormente invece il pannello è vincolato in semplice appoggio soltanto nei due nodi di estremità; si sceglie di non vincolare tutto il lato inferiore del pannello per mantenere costanti le condizioni di vincolo su tutta l'altezza;
- il modulo elastico del calcestruzzo è stato abbattuto della metà per considerare la fessurazione del materiale.



L'eccitazione sismica che si va ad inserire è quella perpendicolare al piano del pannello in quanto il comportamento che si va a studiare è il fuori piano. Come

fatto precedentemente, il tipo di analisi è una “*Time History*” lineare i cui risultati sono sempre mediati su 7 diversi accelerogrammi come imposto da normativa.

I casi che si propongono sono:

- Ripartizione delle forze proposto dalla Normativa Italiana;
- Piano infinitamente deformabile;
- Piano infinitamente rigido;
- 3 collegamenti resistenti e copertura infinitamente deformabile;
- 3 collegamenti resistenti e copertura infinitamente rigida.

Tutti i risultati che verranno successivamente esposti sono stati ottenuti per uno smorzamento  $\xi$  nullo.

## 1.2. ANDAMENTO DELLE FORZE PROPOSTO DALLE NTC'08

Prima di passare in rassegna con i vari andamenti di forze sui collegamenti, si mettono in evidenza quelli proposti dalla normativa italiana la quale permette di stimare la forza sugli elementi secondari non portanti mediante una formula di predimensionamento.

Alcuni elementi strutturali infatti possono venire considerati “secondari” in quanto sono progettati solo per resistere ai carichi verticali, nonostante offrano comunque un contributo di rigidezza e resistenza. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Come elementi non strutturali o “secondari” la norma include, per un edificio di civile abitazione, tutte le tramezzature interne con spessore inferiore ai 10 cm, sottolineando però che, in caso di danni a persone o ad altri elementi strutturali, la verifica va comunque fatta.

I pannelli esterni di chiusura in questo caso di studio vengono considerati come elementi “secondari” per cui calcolati con la seguente formula

$$F_a = \eta \frac{S_a W_a}{q_a}$$

dove

- $F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell’elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- $W_a$  è il peso dell’elemento;
- $S_a$  è l’accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l’elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame;
- $q_a$  è il fattore di struttura dell’elemento e in questo è stato preso unitario;
- $\eta$  è il fattore di amplificazione pari a 1.41 che tiene in conto del fatto che lo spettro non è considerato con uno smorzamento classico pari al 5% ma pari al valore nullo.

In mancanza di analisi più accurate  $S_a$  può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

dove

- $\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- $H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Considerata allora un'analisi modale della struttura, i valori da immettere nella formula sono i seguenti:

Pannello	Z [m]	H [m]
1	1.25	10.00
2	3.75	10.00
3	6.25	10.00
4	8.75	10.00

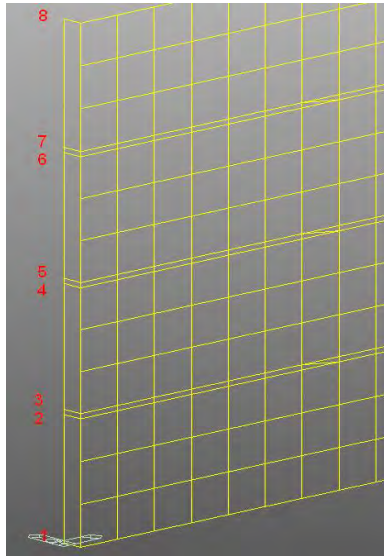
T1	0.95	sec
$\alpha$	0.16	g
S	1.46	
$\eta$	1.41	

L	9950	mm
E	1.91E+04	N/mm2
a	200	mm
b	2500	mm
a'	80	mm
b'	2380	mm
A	309600	mm2
J	1.57E+09	mm4
D	2.452E-08	kN/mm3
G	7.70	t
<b>T1</b>	<b>0.321</b>	<b>sec</b>

Pannello	Z [m]	H [m]	Sa [g]	W [kN]	Fa,tot [kN]
1	1.225	10.00	0.441	75.53	47.16
2	3.750	10.00	0.568	75.53	60.64
3	6.250	10.00	0.693	75.53	74.00
4	8.775	10.00	0.819	75.53	87.49



Si numerano gli 8 collegamenti dal basso verso l'alto progressivamente come mostrato in figura e si ripartisce la forza dell'elemento secondario sui 4 angoli in cui sono presenti i collegamenti in maniera uguale.



Figura

CALCOLO MANUALE		
Collegamento	H [m]	Fx/4 [kN]
1	0	11.79
2	2.45	11.79
3	2.55	15.16
4	4.95	15.16
5	5.05	18.50
6	7.45	18.50
7	7.55	21.87
8	10	21.87

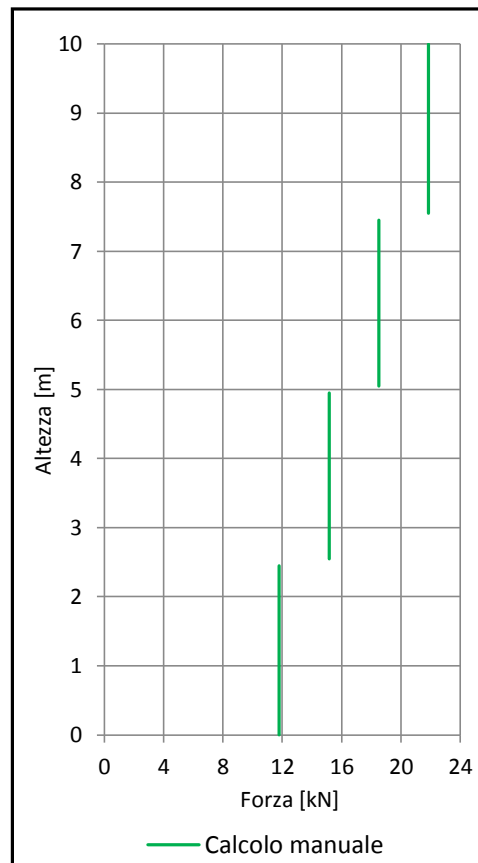


Grafico 1.1:  
Andamento delle forze sui collegamenti in corrispondenza del pilastro centrale proposto dalla normativa italiana

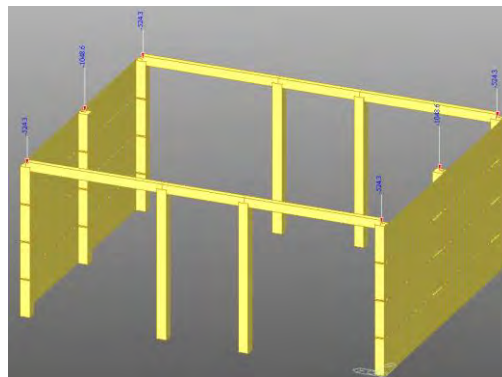
Come era logico aspettarsi, si ha un andamento crescente con l'altezza e un massimo di  $F_x = 21.87 \text{ kN}$ . La normativa però non coglie l'aliquota di momento torcente che si crea a causa della rigidità torsionale del pannello, per cui i valori sono abbastanza bassi rispetto a quelli ottenuti con un modello FEM, come successivamente dimostrato.

### 1.3. PIANO INFINITAMENTE DEFORMABILE

Per simulare il piano infinitamente deformabile si è scelto di non modellare la copertura ma di inserirne soltanto il peso in termini di massa sismica applicata alle teste dei pilastri e distribuita mediante il metodo delle aree di influenza: il pilastro centrale quindi porta  $m$ , i due d'angolo invece portano  $m/2$ .

$$m_{P.CENTRALE} = 2 * \frac{q_{TRAVE}l}{2} + 4 * \frac{q_{TEGOLO}l}{2} + A_{centrale}G_2$$

$$m_{P.ANGOLO} = \frac{q_{TRAVE}l}{2} + 2 * \frac{q_{TEGOLO}l}{2} + A_{angolo}G_2$$



Peso copertura deformabile		
Trave	42.37	kN/trave
Tegolo	208.47	kN/tegolo
Permanente portato	1.00	kN/m2
Area influenza pilastro centrale	130	m2
Area influenza pilastro d'angolo	65	m2
<b>Pilastro centrale</b>	<b>1048.63</b>	<b>kN</b>
<b>Pilastro d'angolo</b>	<b>524.32</b>	<b>kN</b>

Si vanno quindi a graficare l'andamento delle forze sia dei collegamenti sul pilastro d'angolo, sia di quelli ancorati al pilastro centrale andando a distinguere i valori massimi medi positivi da quelli massimi medi negativi.

Modello 5.1 - VALORI MEDI					
Collegamento	H [m]	Fx+ (sx) [kN]	Fx- (sx) [kN]	Fx+ (dx) [kN]	Fx- (dx) [kN]
1	0	40.51	-39.61	41.22	-39.85
2	2.45	41.58	-39.57	41.44	-40.46
3	2.55	79.84	-78.52	79.97	-76.45
4	4.95	79.44	-76.29	78.11	-77.67
5	5.05	101.17	-100.96	101.08	-97.80
6	7.45	98.40	-95.28	97.20	-98.10
7	7.55	105.81	-109.60	108.38	-107.54
8	10	102.90	-102.46	98.71	-102.86

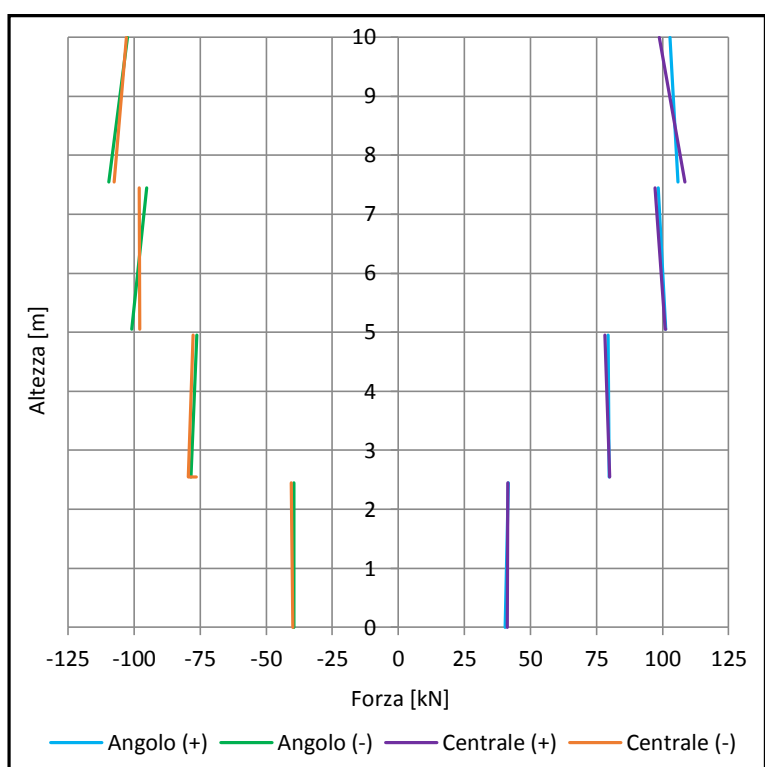


Grafico 1.2:  
Andamento delle forze sui collegamenti in corrispondenza dei pilastri d'angolo e centrale

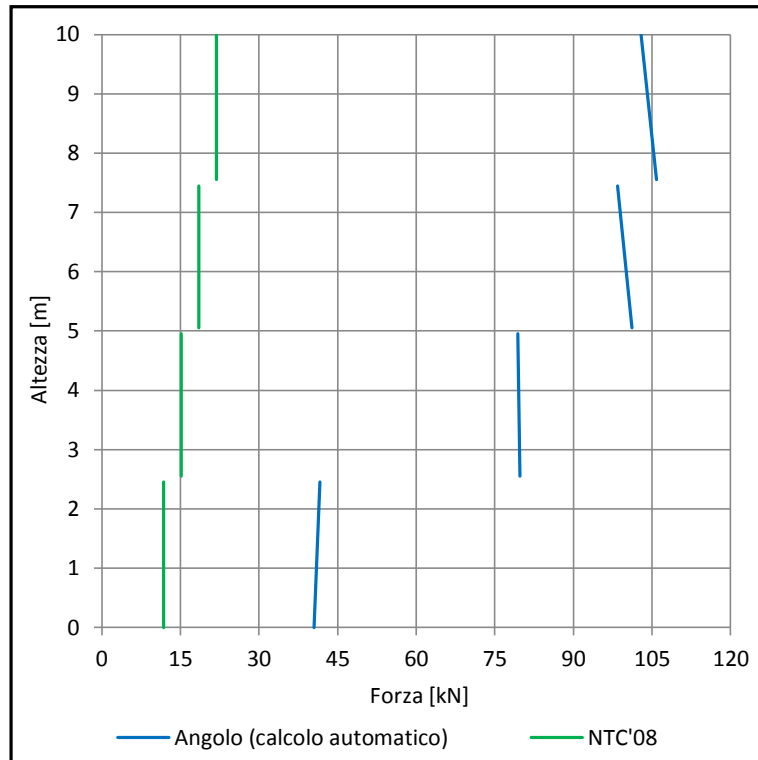
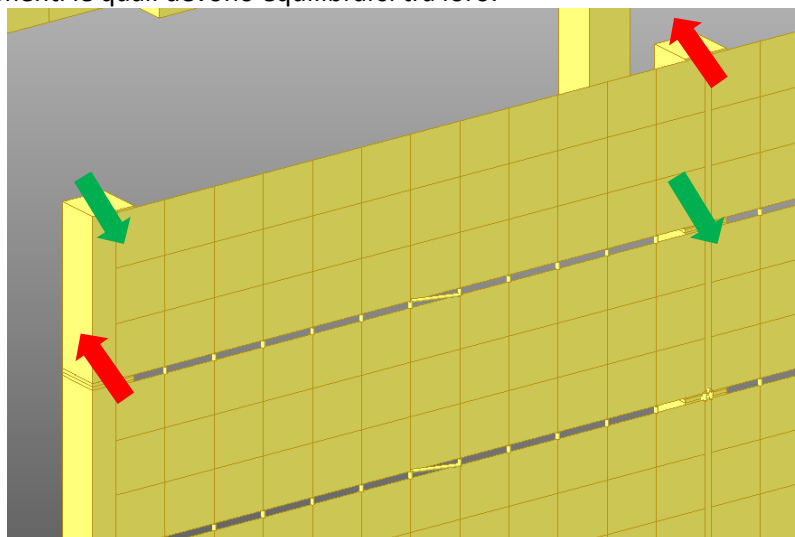


Grafico 1.3:

Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

L'andamento è crescente con l'altezza, ma i valori sono drasticamente più alti di quelli ricavati dalla norma. Questo è dovuto alla rigidità torsionale del pannello la quale crea una sorta di "effetto leva" tra il collegamento superiore e inferiore di ciascun pannello generando così una torsione nel fuori piano: poiché infatti la flessione in sommità del pilastro centrale è maggiore rispetto a quella del pilastro d'angolo, il pannello, essendo ancorato a questi, tende a non giacere più nel proprio piano generando così delle forze di trazione o compressione molto alte nei collegamenti le quali devono equilibrarsi tra loro.



Figura



Grafico 1.4:  
Time-History delle forze sui collegamenti inferiore e superiori del pannello 4, per il primo accelerogramma in direzione Y

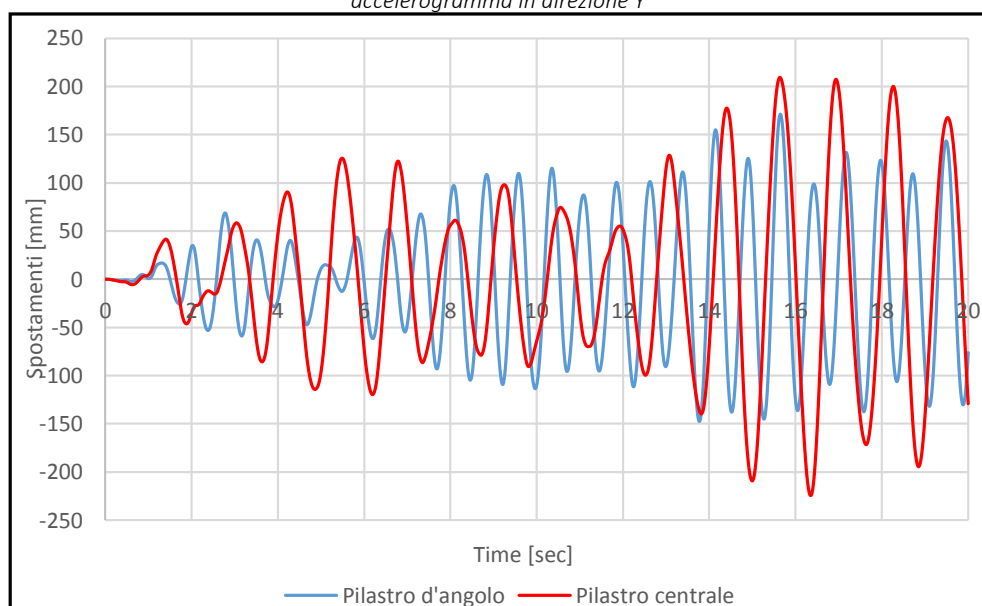


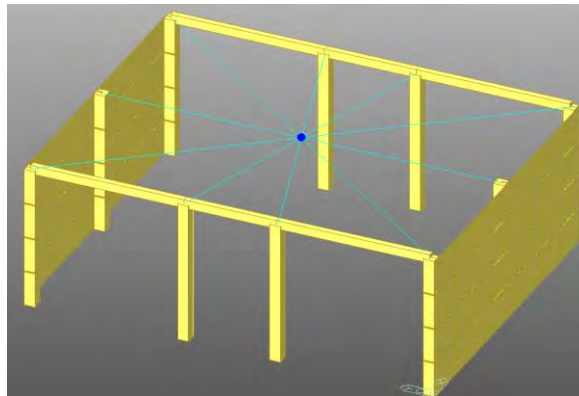
Grafico 1.5:  
Time-History degli spostamenti assoluti DY alle teste del pilastro d'angolo e di quello centrale, per il primo accelerogramma in direzione Y

Nei grafici precedente si sono diagrammati nel tempo per il primo accelerogramma le forze sui collegamenti del pannello 4 ossia il pannello posto più alto. Come era logico aspettarsi gli andamenti delle forze sono sempre in contro fase tra di loro e questo è dovuto, come precedentemente detto, alla rigidezza torsionale del pannello che crea un "effetto leva" con la conseguente tendenza a fuoriuscire dal piano.

Si sono graficati poi gli spostamenti assoluti in sommità del pilastro centrale e d'angolo e, per la geometria del capannone, quello d'angolo tende a spostarsi di meno rispetto al centrale.

#### 1.4. PIANO INFINITAMENTE RIGIDO

Per simulare il piano rigido invece si è continuato a considerare soltanto la massa delle travi e dei tegoli e di sostituire la loro rigidità con dei link infinitamente rigidi nei piani xyz come mostrato qui in figura.



Come precedentemente si sono valutati gli andamenti delle forze sui collegamenti

<b>Modello 5.2 - VALORI MEDI</b>					
Collegamento	H [m]	Fx+ (sx) [kN]	Fx- (sx) [kN]	Fx+ (dx) [kN]	Fx- (dx) [kN]
1	0	23.62	-23.98	24.41	-24.66
2	2.45	25.00	-24.80	24.20	-24.05
3	2.55	23.29	-23.40	24.48	-24.11
4	4.95	25.84	-26.74	24.47	-25.37
5	5.05	25.31	-25.13	24.29	-23.89
6	7.45	25.10	-24.98	24.79	-24.96
7	7.55	19.97	-20.01	19.61	-19.32
8	10	20.80	-19.30	20.99	-19.48

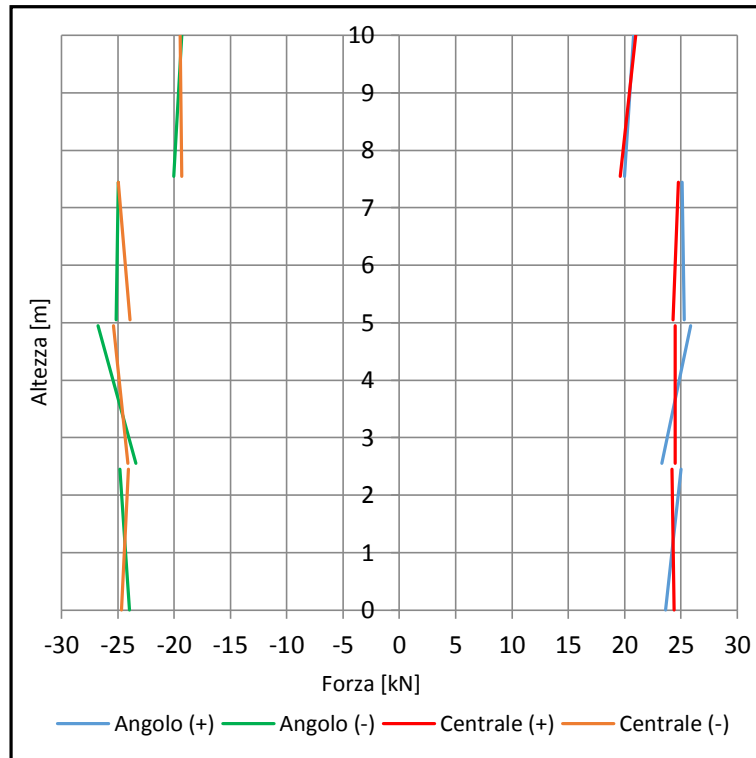


Grafico 1.6:  
*Andamento delle forze sui collegamenti in corrispondenza dei pilastri d'angolo e centrale*

Essendo ora i pilastri vincolati da un piano rigido, l'inflessione alla testa dei due pilastri su cui è ancorato il pannello è uguale e il pannello non tende a venir strappato: l'effetto torsionale quindi viene a mancare e, facendo il confronto con il calcolo da normativa, la forza in sommità è pressoché uguale ossia 21 kN. L'andamento poi lungo l'altezza non varia di molto: nel modello infatti si passa da 24.41 per il pannello più in basso kN a 21 kN per quello più in alto, probabilmente perché il fissaggio del pannello rimane di tipo iperstatico creandosi così qualche coazione interna che tende a generare nuovi effetti.

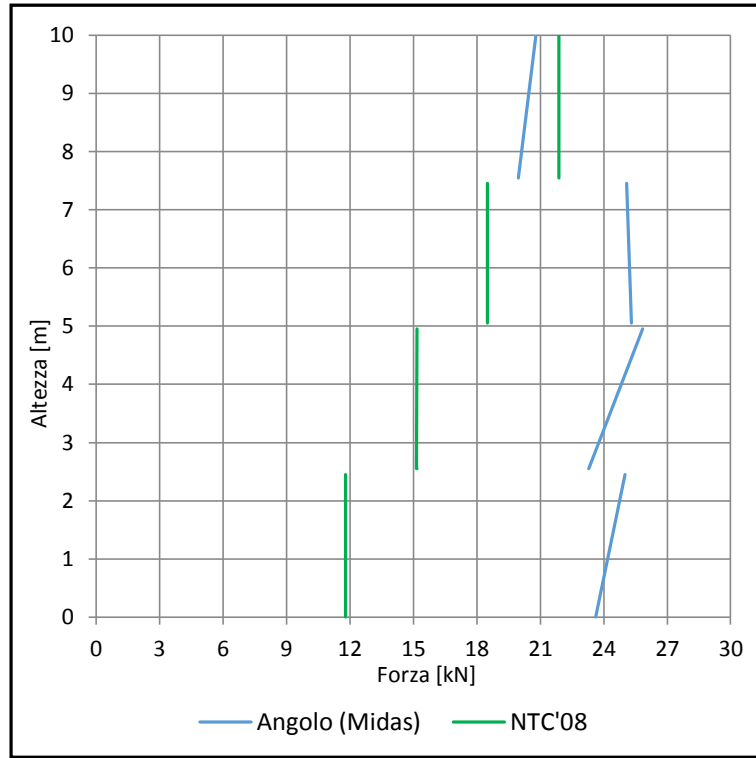


Grafico 1.7:  
*Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale*

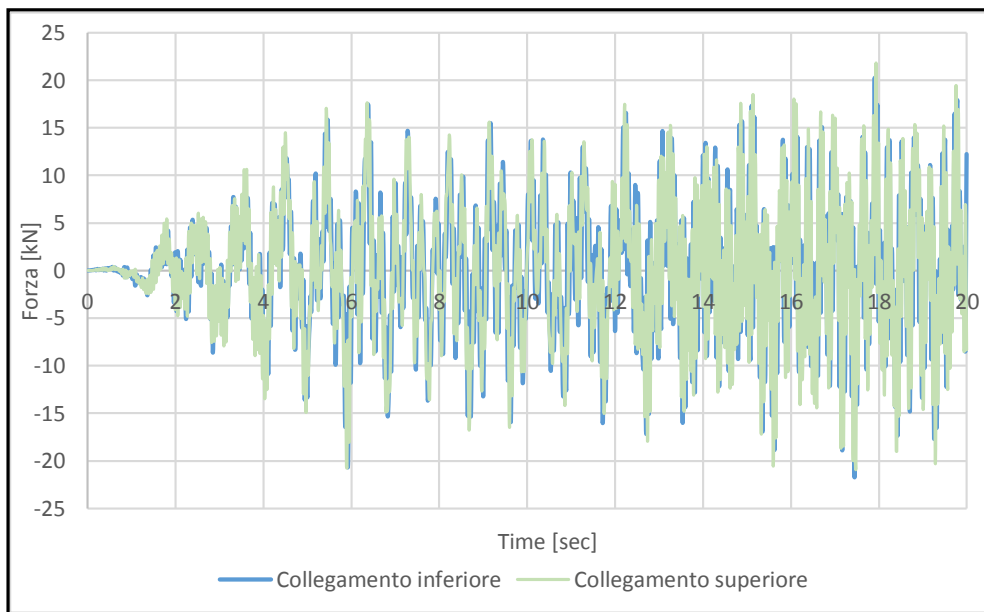


Grafico 1.7:  
*Time-History delle forze sui collegamenti inferiore e superiori del pannello 4, per il primo accelerogramma in direzione Y*

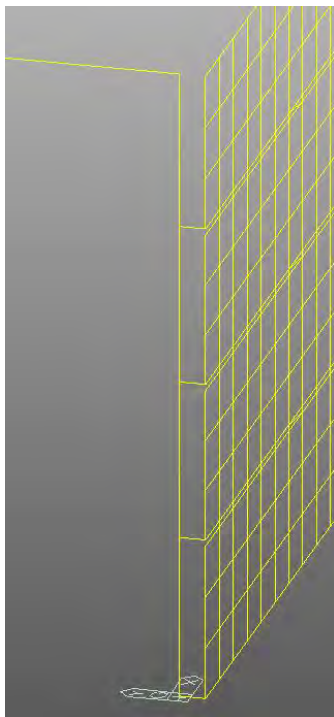
A differenza di prima ora gli andamenti nel tempo dei collegamenti sono in fase costantemente, opera del piano rigido, mentre gli spostamenti alle teste dei pilastri ovviamente sono omessi in quanto tutti perfettamente uguali tra di loro.



### 1.5. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E COPERTURA INFINITAMENTE DEFORMABILE

A favore di sicurezza si ipotizza che su una struttura con copertura infinitamente deformabile in ogni pannello uno dei quattro collegamenti vada a rottura, rimanendone solo tre di resistenti.

Per ogni pannello allora nel modello si elimina un elemento *truss* e si valuta il nuovo andamento delle forze.



Figura

Per avere un andamento continuo delle forze lungo l'altezza si decide di diagrammare i lati del pannello in cui sono presenti entrambi i collegamenti inferiori e superiori. In questo caso quindi si riporta l'andamento dei collegamenti ancorati nel pilastro centrale.

Modello 5.3 - VALORI MEDI				CALCOLO MANUALE: F/2		
Collegamento	H [m]	Fx+ (dx) [kN]	Fx- (dx) [kN]	Collegamento	H [m]	F <sub>x</sub> [kN]
1	0	7.72	-7.70	1	0	23.58
2	2.45	40.96	-40.52	2	2.45	23.58
3	2.55	9.17	-8.97	3	2.55	30.32
4	4.95	35.94	-35.46	4	4.95	30.32
5	5.05	13.06	-12.67	5	5.05	37.00
6	7.45	35.22	-34.73	6	7.45	37.00
7	7.55	14.78	-14.45	7	7.55	43.75
8	10	37.33	-35.69	8	10	43.75

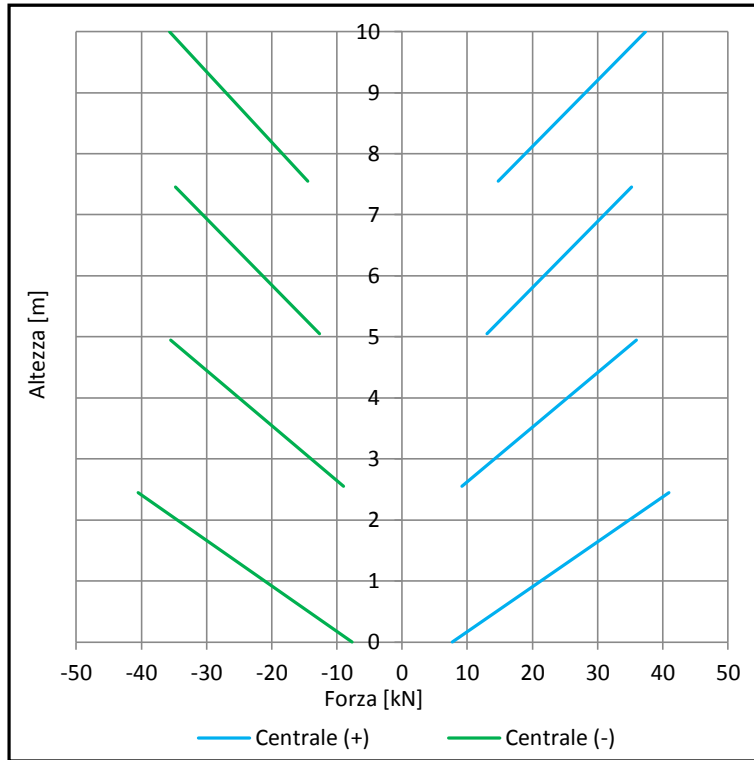


Grafico 1.8  
 Andamento delle forze sui collegamenti in corrispondenza dei pilastri d'angolo e centrale

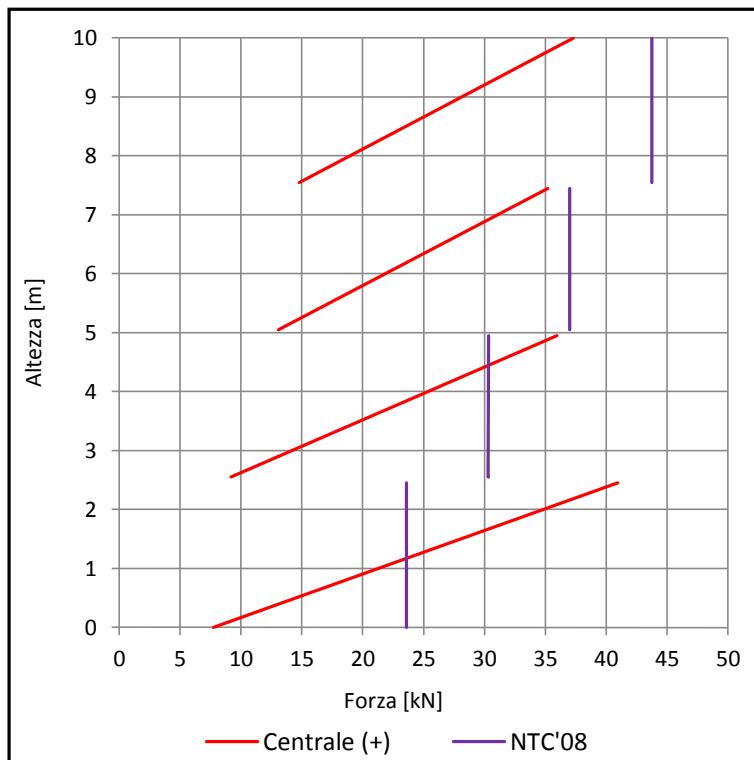
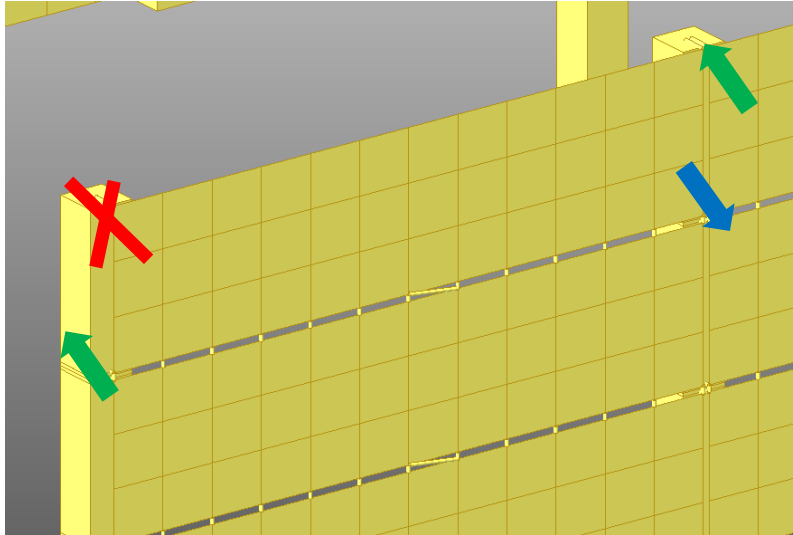


Grafico 1.9:  
 Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

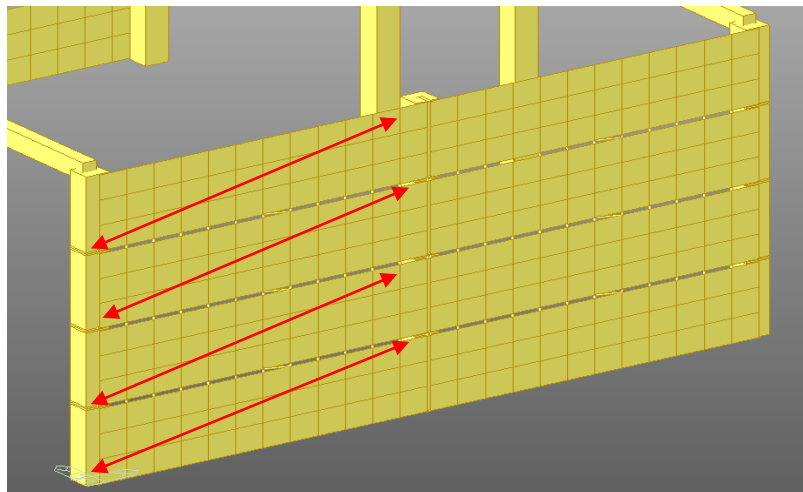
Come è possibile notare nel primo grafico gli andamenti lungo l'altezza non sono più con andamento crescente ma tendono a valori bassi, in particolar modo soltanto sui collegamenti inferiori per poi aumentare notevolmente in corrispondenza dei collegamenti superiori.

Questo è dovuto al fatto che la forza sismica immessa in ogni pannello si distribuisce sostanzialmente in due soli punti ossia il collegamento inferiore di sinistra e quello superiore di destra; il terzo valore è diverso da zero anche se si tratta di un valore basso ed è tale per cui venga ristabilito l'equilibrio con la forzante esterna.



Inoltre i valori delle forze sui collegamenti rimanenti non aumenta rispetto al caso del pannello ancorato con tutti e quattro i collegamenti come ci si poteva immaginare ma diminuiscono. Dal grafico infatti si nota che il valore di picco si ha nel collegamento superiore in sommità e pari a 37.33 kN. Mancando un collegamento il pannello non risulta più rigido torsionalmente e non tende più a rimanere nel piano ma è lasciato libero di deformarsi con una conseguente drastica riduzione delle forze.

Per questi motivi allora si diagrammano i valori in diagonale osservando un andamento costante lungo l'altezza.



Modello 5.5 - VALORI MEDI		
Collegamento	H [m]	POSTIVI [kN]
1	0	38.95
2	2.45	40.96
3	2.55	37.11
4	4.95	35.94
5	5.05	39.08
6	7.45	35.22
7	7.55	39.59
8	10	37.33

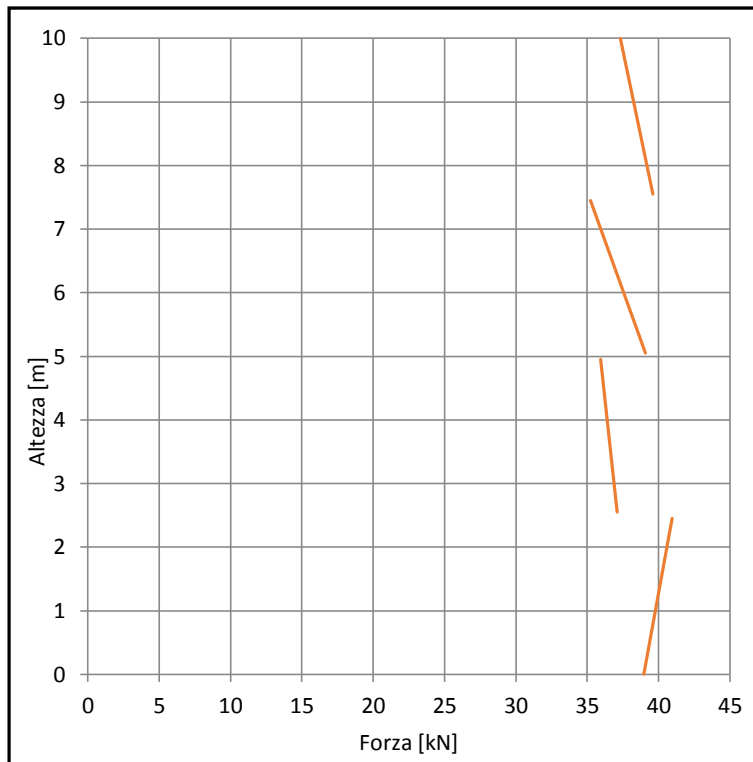


Grafico 1.10:  
Forze sui collegamenti lungo l'altezza diagonalizzandone l'andamento

Avendo eliminato poi per ogni pannello un collegamento ancorato nei pilastri d'angolo, si vanno ad osservare gli spostamenti relativi di tutti e quattro i pannelli rispetto ai corrispondenti punti del pilastro in cui manca il suddetto collegamento. I valori sono sempre mediati sui 7 accelerogrammi.

Come era logico aspettarsi gli spostamenti relativi crescono a mano che si procede con l'altezza e si raggiunge un picco medio per il pannello più in sommità di 104.85 mm.

Nel grafico la numerazione dei collegamenti è quella iniziale e, nel caso specifico, si sono presi soltanto quelli che mancano.

<b>Modello 5.3 - SPOSTAMENTI RELATIVI</b>				
Collegamento	2 [mm]	4 [mm]	6 [mm]	8 [mm]
Y - Earthquakes 1	41.17	91.09	117.12	126.10
Y - Earthquakes 2	41.01	57.15	78.24	76.50
Y - Earthquakes 3	39.63	79.14	107.51	135.00
Y - Earthquakes 4	48.68	62.62	102.69	103.10
Y - Earthquakes 5	31.18	85.89	82.31	92.44
Y - Earthquakes 6	36.35	56.93	66.10	75.38
Y - Earthquakes 7	31.28	78.68	107.70	125.40
<b>MEDIA</b>	<b>38.47</b>	<b>73.07</b>	<b>94.52</b>	<b>104.85</b>

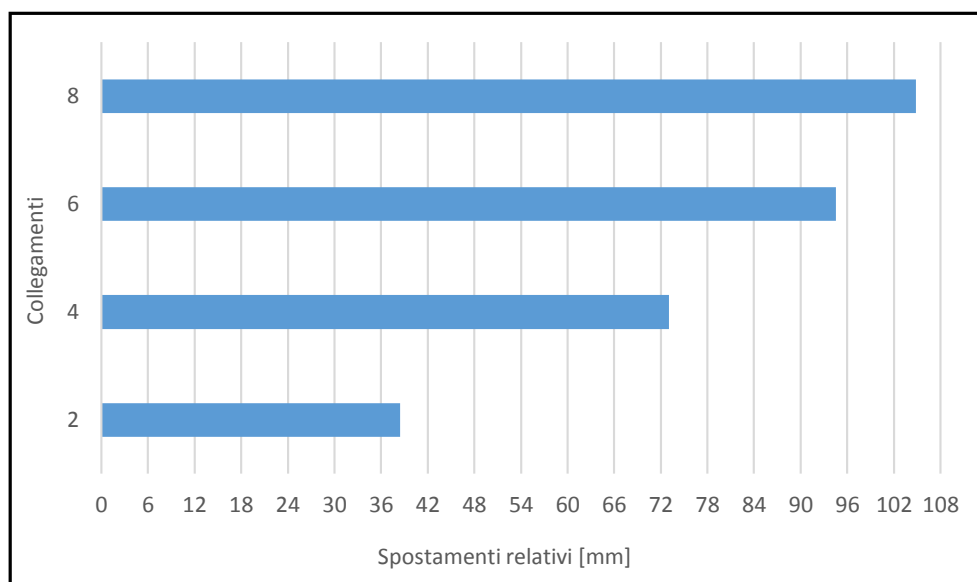


Grafico 1.11:

Media sui 7 accelerogrammi degli spostamenti relativi di ogni pannello rispetto al corrispondente punto sul pilastro d'angolo in cui manca il collegamento

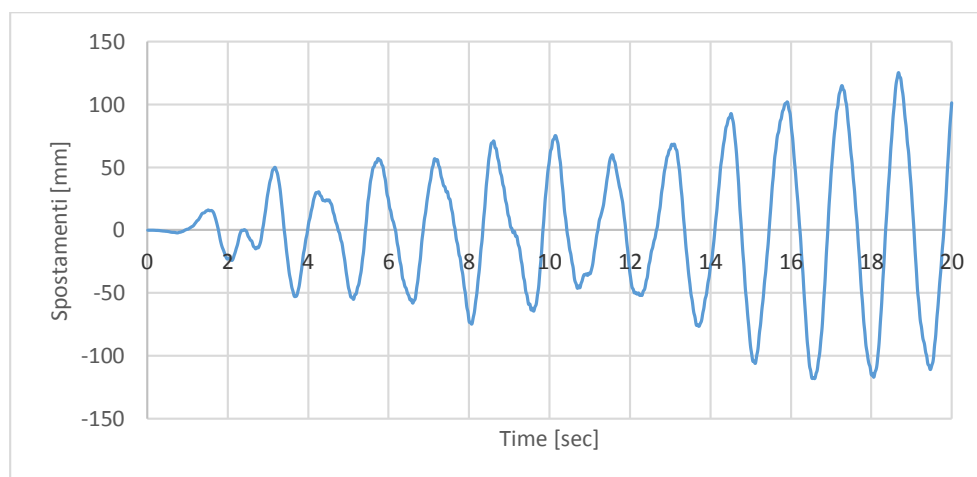


Grafico 1.12:

Time-History dello spostamento relativo DY tra il collegamento 8 del pannello 4 e il corrispondente punto nel pilastro, per il primo accelerogramma in direzione Y

### 1.6. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E COPERTURA INFINITAMENTE RIGIDA

Allo stesso modo si studia il caso di soli 3 collegamenti attivi ma questa volta con un diaframma rigido e si ripetono in rassegna i risultati precedenti.

Rispetto al caso con tutti e quattro i collegamenti questa volta il valore della forza è raddoppiata ed è pari a 40 kN e si tiene pressoché costante lungo l'altezza. Per quanto riguarda gli spostamenti relativi pannelli-pilastro d'angolo invece questi si mantengono sostanzialmente costanti all'aumentare dell'altezza e pari a circa 20 mm. Questo è dovuto al piano rigido che obbliga tutti i pilastri a non inflettersi eccessivamente come nel caso precedente.

<b>Modello 5.5 - VALORI MEDI</b>			
Collegamento	H [m]	POSTIVI [kN]	NEGATIVI [kN]
1	0	38.50	-39.68
2	2.45	39.31	-40.13
3	2.55	37.14	-36.77
4	4.95	36.01	-36.76
5	5.05	39.76	-39.18
6	7.45	37.05	-36.40
7	7.55	37.77	-37.72
8	10	37.54	-37.08

<b>Modello 5.5 - VALORI MEDI</b>			
Collegamento	H [m]	Fx+ (dx) [kN]	Fx- (dx) [kN]
1	0	7.46	-7.74
2	2.45	39.31	-40.13
3	2.55	9.28	-9.08
4	4.95	36.01	-36.76
5	5.05	12.78	-12.36
6	7.45	37.05	-36.40
7	7.55	12.69	-12.66
8	10	37.54	-37.08

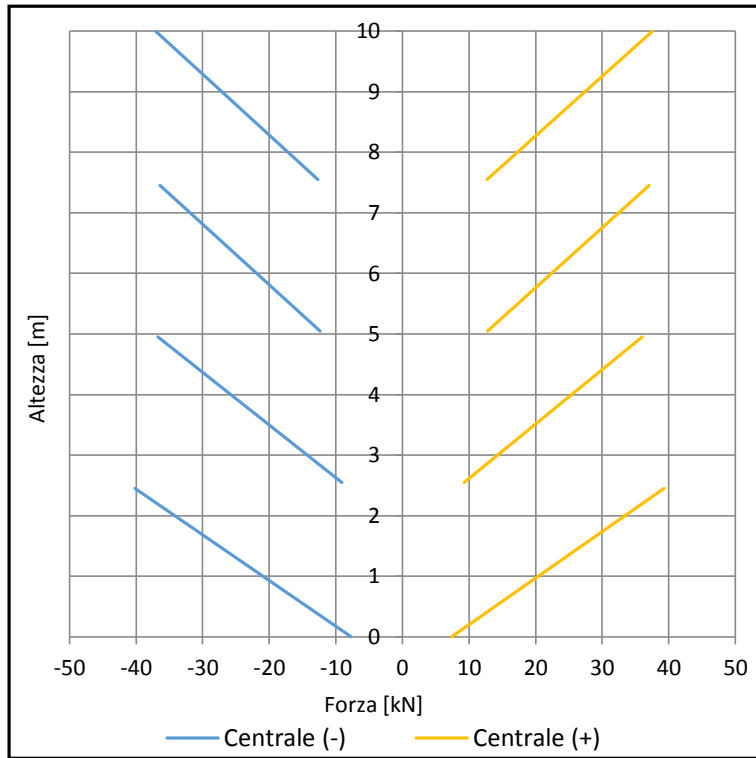


Grafico 1.13:  
Andamento delle forze sui collegamenti in corrispondenza dei pilastri d'angolo e centrale

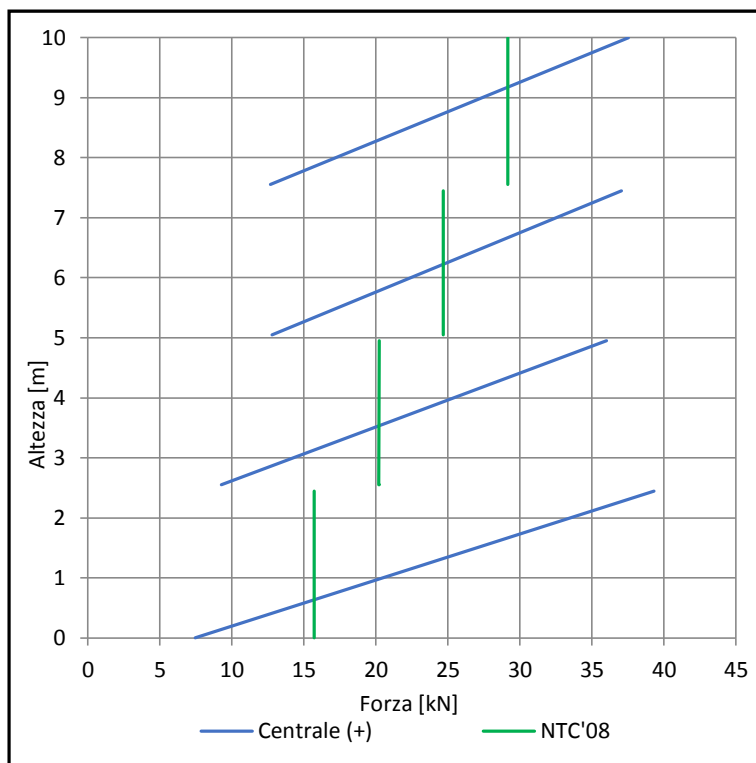


Grafico 1.14:  
Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

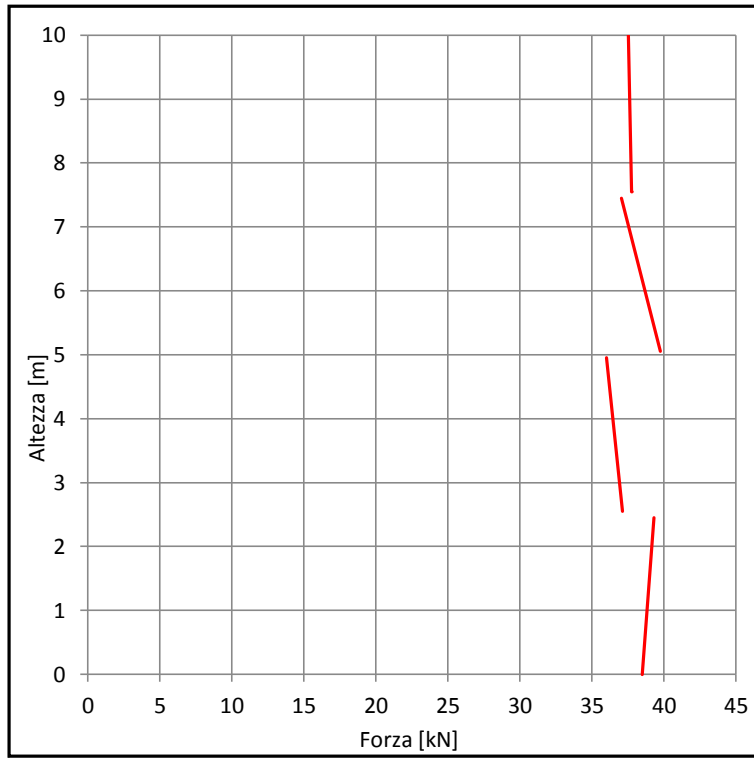


Grafico 1.15:  
 Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

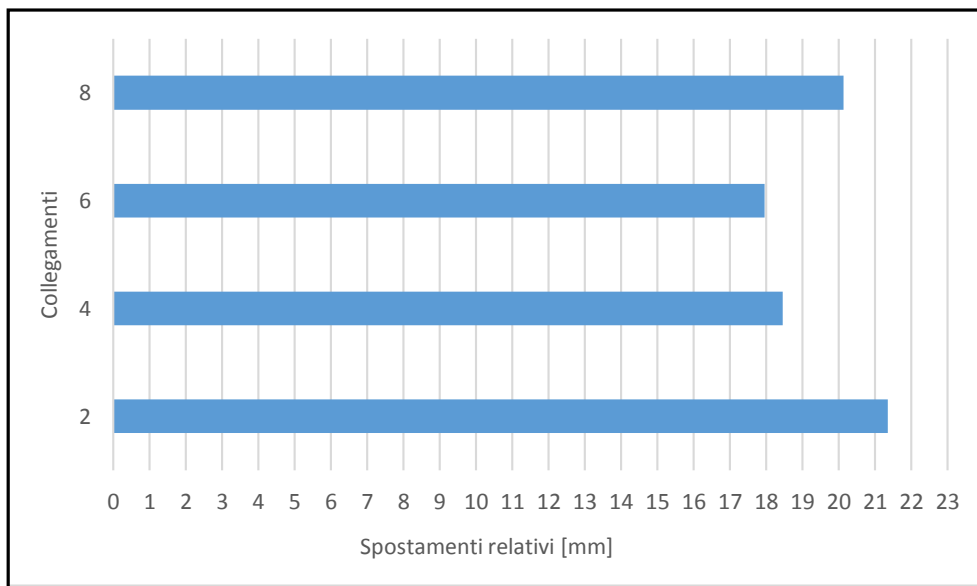


Grafico 1.16:  
 Media sui 7 accelerogrammi degli spostamenti relativi di ogni pannello rispetto al corrispondente punto sul pilastro d'angolo in cui manca il collegamento



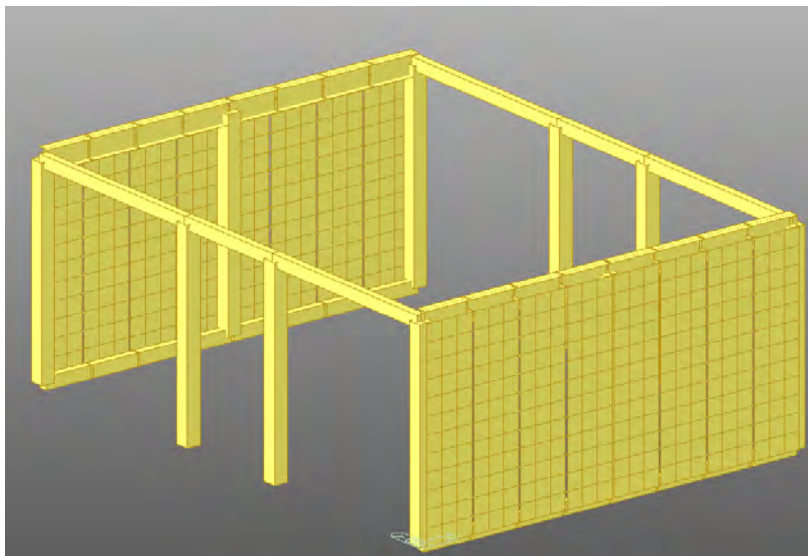
## CAPITOLO 11

### CASI DI STUDIO: PANNELLI VERTICALI

#### 1.1. PANNELLI VERTICALI A SEZIONE CAVA: DESCRIZIONE DEL MODELLO

In questo capitolo si prenderanno ora in considerazione pannelli con la stessa geometria dei precedenti disposti però ora in verticale.

Lo schema statico di questi elementi secondari cambia in quanto non è più semplicemente appoggiato sui pilastri ma sulle travi disposte ai piedi e alle teste dei pilastri. Detti elementi quindi sono stati modellati con una propria densità facendo calcolare così al software in automatico l'aliquota dei nuovi pesi sismici.



Anche in questo caso i casi di studio sono uguali ai precedenti:

- Ripartizione delle forze proposto dalla Normativa Italiana;
- Piano infinitamente deformabile;
- Piano infinitamente rigido;
- 3 collegamenti resistenti e copertura infinitamente deformabile;
- 3 collegamenti resistenti e copertura infinitamente rigida.

## 1.2. ANDAMENTO DELLE FORZE PROPOSTO DALLE NTC'08

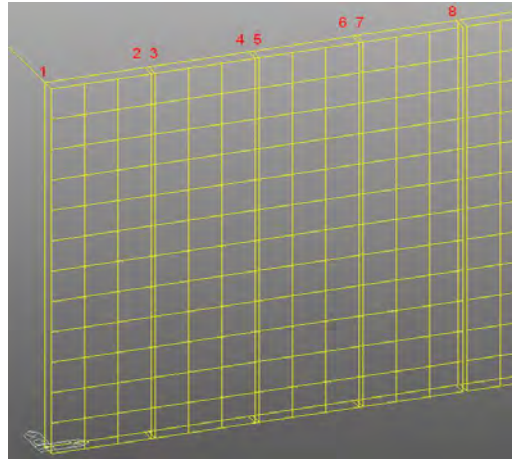
Si inizia a studiare il fenomeno facendo un calcolo approssimativo manuale utilizzando le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008.

$$F_a = \eta \frac{S_a W_a}{q_a}$$

$$S_a = \alpha S \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

Pannello	Z [m]	H [m]	Sa [g]	W [kN]	Fa,tot [kN]
1	5.000	10.00	0.577	75.91	61.94
2	5.000	10.00	0.577	75.91	61.94
3	5.000	10.00	0.577	75.91	61.94
4	5.000	10.00	0.577	75.91	61.94

A differenza di prima ora i pannelli, essendo verticali, hanno tutti la stessa quota di baricentro per cui l'andamento delle forze sui collegamenti rimane costante. Inoltre questo andamento non varia più con l'altezza ma viene riportato lungo la distanza tra il pilastro d'angolo e quello centrale con la seguente numerazione.



Figura

Pannello	Z [m]	H [m]
1	5	10.00
2	5	10.00
3	5	10.00
4	5	10.00

T1	1.25	sec
$\alpha$	0.16	g
S	1.46	
$\eta$	1.41	

L	10000	mm
E	1.91E+04	N/mm <sup>2</sup>
a	200	mm
b	2500	mm
a'	80	mm
b'	2380	mm
A	309600	mm <sup>2</sup>
J	1.57E+09	mm <sup>4</sup>
D	2.5E-08	kN/mm <sup>3</sup>
G	7.74	t
<b>T1</b>	<b>0.324</b>	<b>sec</b>

CALCOLO MANUALE		
Collegamento	D [m]	Fx [kN]
1	0.00	15.49
2	2.41	15.49
3	2.51	15.49
4	4.93	15.49
5	5.03	15.49
6	7.44	15.49
7	7.54	15.49
8	9.95	15.49

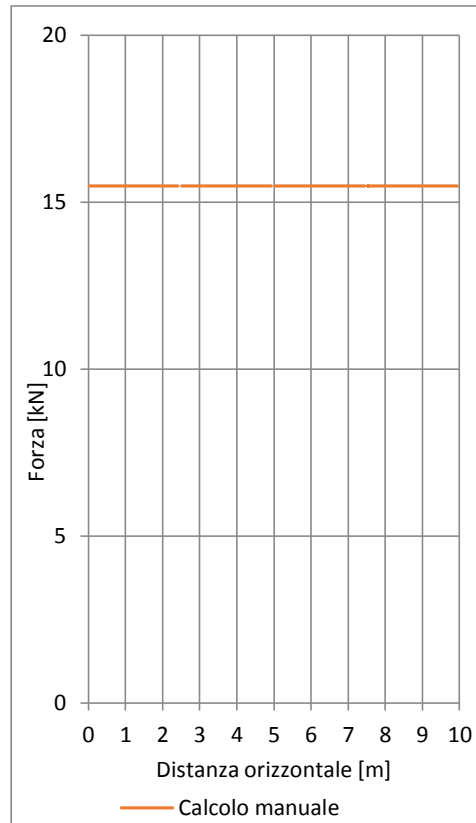


Grafico 1.1:  
*Andamento delle forze sui collegamenti in funzione della distanza tra il pilastro centrale e quello d'angolo proposto dalla normativa italiana*

Essendo attivi tutti i collegamenti la forza sismica immessa nell'elemento secondario è stata divisa equamente sui 4 collegamenti che sono sollecitati quindi con uno sforzo normale di 15.49 kN costante lungo tutto l'asse delle ascisse.

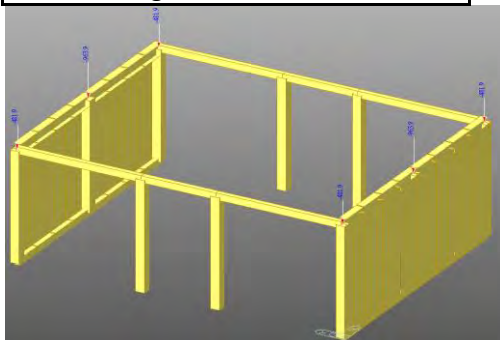
### 1.3. PIANO INFINITAMENTE DEFORMABILE

Come per il caso precedente si procede con il calcolo delle masse sismiche degli elementi di copertura non modellati che vengono applicate alle teste dei pilastri e si distribuiscono in  $m$  per il pilastro centrale e in  $m/2$  nel pilastro d'angolo.

$$m_{P.CENTRALE} = 4 * \frac{q_{TRAVE} l}{2} + A_{centrale} G_2$$

$$m_{P.ANGOLO} = 2 * \frac{q_{TRAVE} l}{2} + A_{centrale} G_2$$

Peso copertura deformabile		
Tegolo	208.47	kN/tegolo
Permanente portato	1.00	kN/m <sup>2</sup>
Area influenza pilastro centrale	130	m <sup>2</sup>
Area influenza pilastro d'angolo	65	m <sup>2</sup>
<b>Pilastro centrale</b>	<b>963.89</b>	<b>kN</b>
<b>Pilastro d'angolo</b>	<b>481.94</b>	<b>kN</b>



Modello 6.1 - VALORI MEDI					
Collegamento	D [m]	Fx+ (sup) [kN]	Fx- (sup) [kN]	Fx+ (inf) [kN]	Fx- (inf) [kN]
1	0.00	67.28	-65.63	71.80	-79.23
2	2.41	71.68	-79.38	70.13	-68.58
3	2.51	74.74	-67.85	71.66	-73.54
4	4.93	68.76	-69.62	75.25	-69.77
5	5.03	77.20	-69.90	68.27	-70.28
6	7.44	66.44	-67.67	78.03	-73.17
7	7.54	80.74	-76.33	65.53	-71.97
8	9.95	63.06	-68.94	78.83	-75.50

Come si nota dai grafici e dai valori qui in tabella, il valore delle forze sui collegamenti è fortemente condizionato dalla rigidità torsionale del pannello che in questo caso si fa sentire particolarmente portando la forza sul collegamento ad un picco di 78.83 kN.

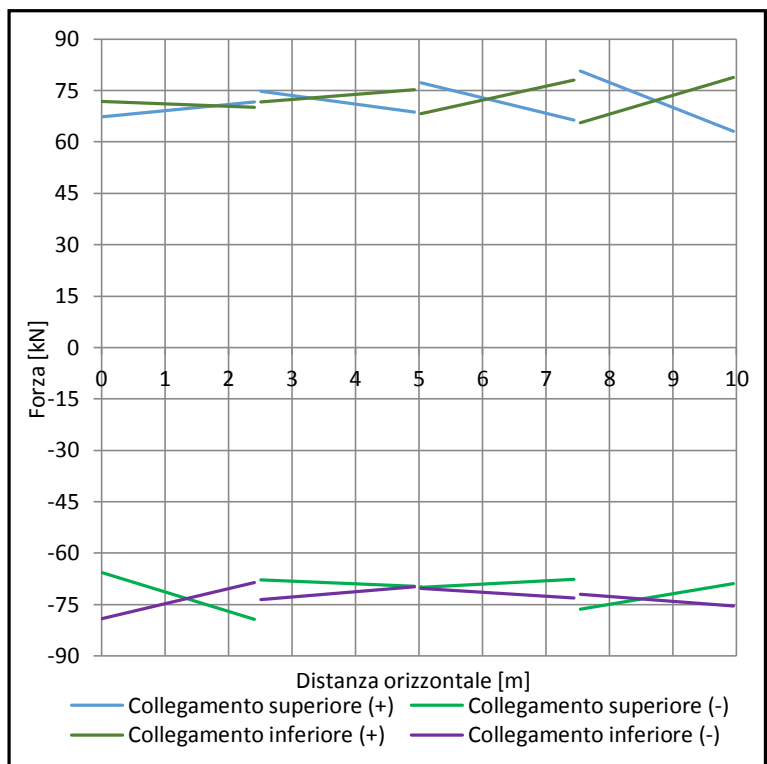


Grafico 1.2:  
Andamento delle forze sui collegamenti lungo la distanza tra pilastro centrale e pilastro d'angolo

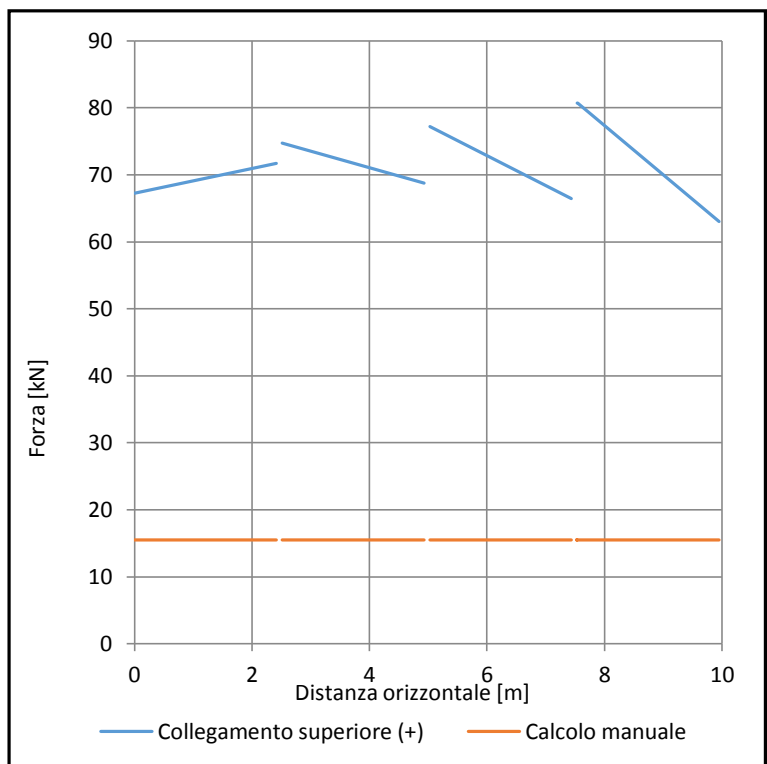


Grafico 1.3:  
Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

CALCOLO MANUALE		
Collegamento	D [m]	Fx [kN]
1	0.00	15.49
2	2.41	15.49
3	2.51	15.49
4	4.93	15.49
5	5.03	15.49
6	7.44	15.49
7	7.54	15.49
8	9.95	15.49

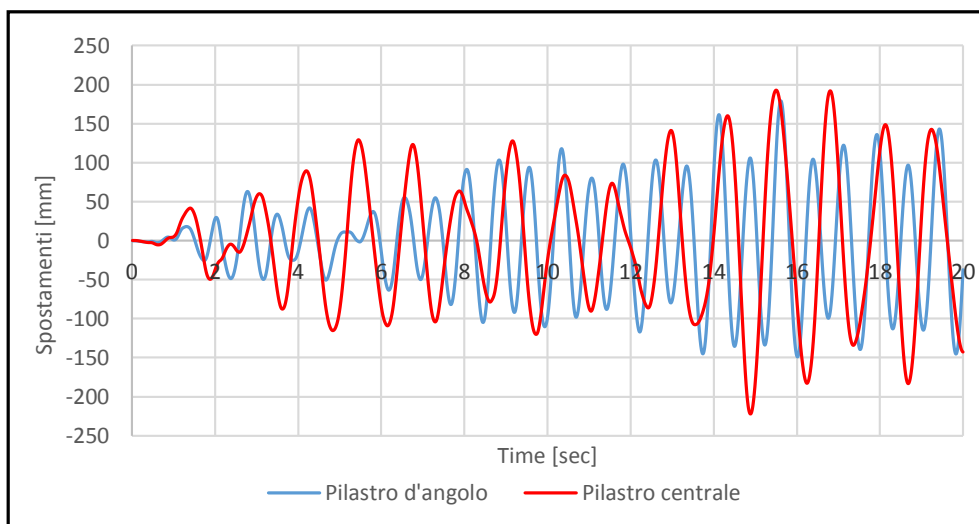


Grafico 1.4:  
Time-History degli spostamenti assoluti DY alle teste dei pilastri d'angolo e centrale, per il primo accelerogramma in direzione Y

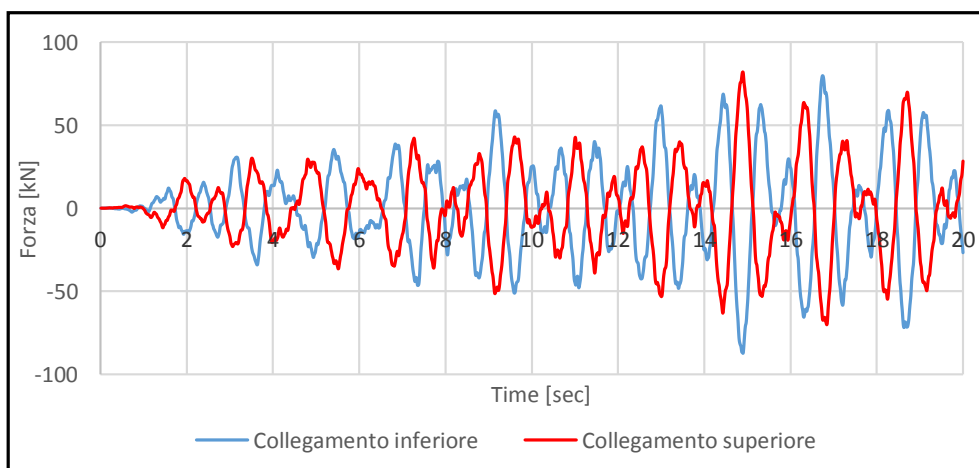
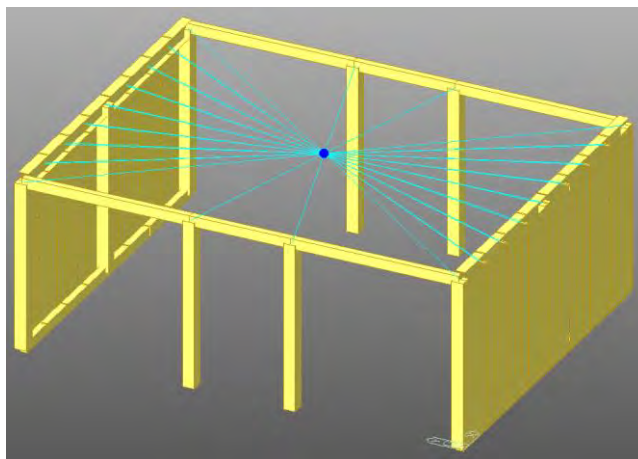


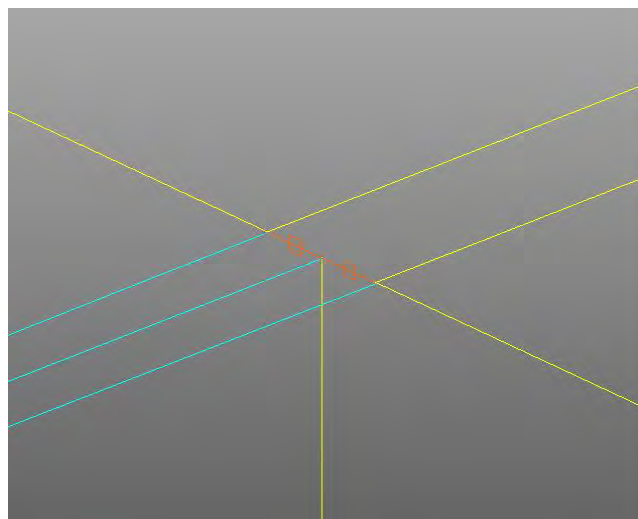
Grafico 1.5:  
Time-History dell'andamento delle forze sui collegamenti inferiore e superiore del pannello 2, per il primo accelerogramma in direzione Y.

#### 1.4. PIANO INFINITAMENTE RIGIDO

Il piano rigido è modellato con dei *Rigid Link XYZ* come da tradizione per simulare la rigidezza, mentre il contributo di massa riprende i valori calcolati precedentemente.



Poiché poi i due pannelli adiacenti al pilastro centrale non sono collegati tra di loro ma sono distanziati di 10 cm, per evitare “warnings” nel programma dovuti a ridondanze delle condizioni di vincolo, si è fatto uso di *Elastic-Link* di tipo rigido che si diramano in direzione orizzontale a partire dal pilastro centrale per poi “ricamare” il tutto con *Rigid Link*.



Nell'immagine si può notare l'elemento beam verticale da cui si diramano le due molle rigide assieme alle due travi porta tegoli, il tutto irrigidito dal diaframma.



Modello 6.2 - VALORI MEDI					
Collegamento	D [m]	Fx+ (sup) [kN]	Fx- (sup) [kN]	Fx+ (inf) [kN]	Fx- (inf) [kN]
1	0	17.07	-16.41	18.57	-18.67
2	2.4125	19.99	-18.07	11.16	-11.73
3	2.5125	17.97	-18.07	21.54	-21.03
4	4.925	19.01	-19.03	17.14	-16.68
5	5.025	19.01	-19.03	17.14	-16.68
6	7.4375	17.97	-18.07	21.54	-21.03
7	7.5375	19.99	-19.34	11.16	-11.73
8	9.95	17.07	-16.41	18.57	-18.67

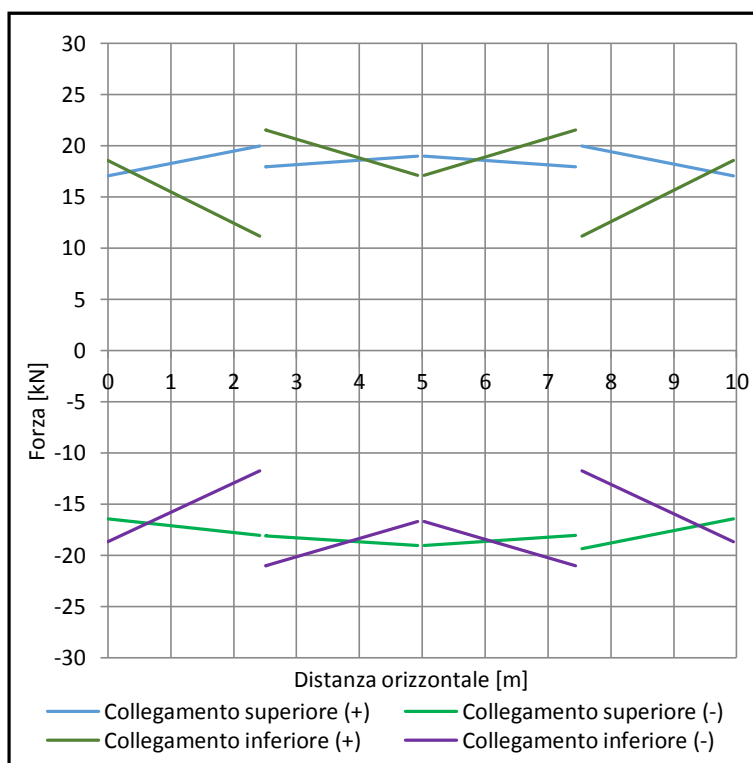


Grafico 1.6:  
Andamento delle forze sui collegamenti lungo la distanza tra pilastro centrale e pilastro d'angolo

Questa volta l'andamento, oltre a rimanere costante, è anche in linea con i risultati proposti dalla normativa italiana; dal grafico precedente infatti si nota un picco di 18.57 kN contro i 15.50 kN della normativa.

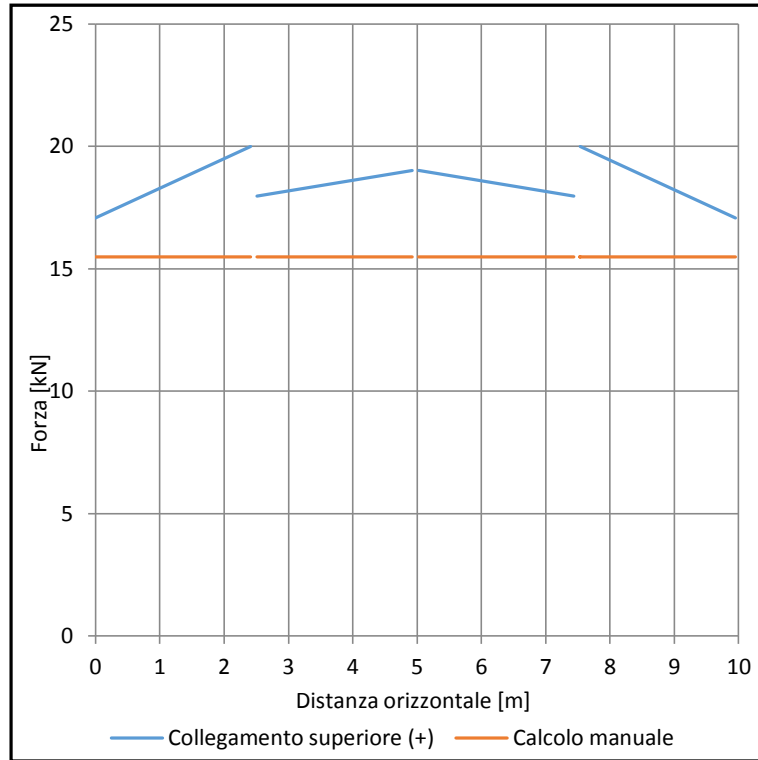


Grafico 1.7:  
Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

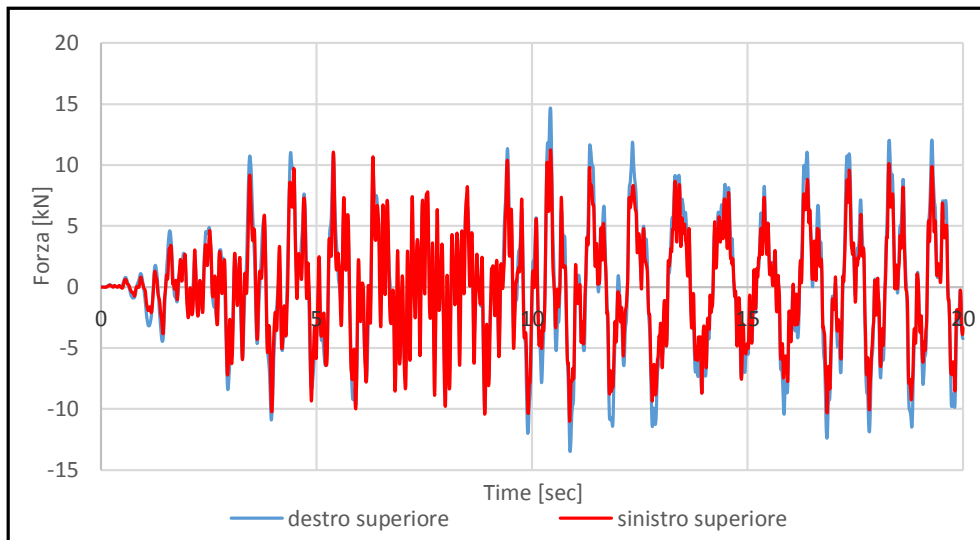
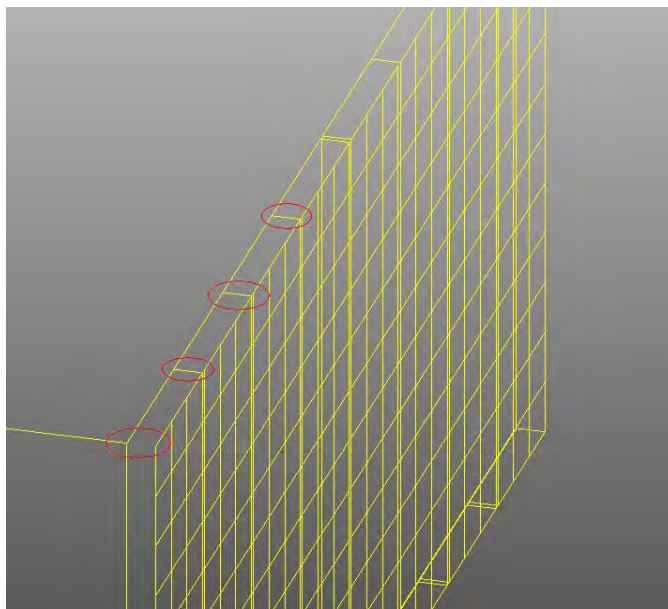


Grafico 1.8:  
Time-History dell'andamento delle forze sui collegamenti destro superiore e sinistro superiore del pannello 2, per il primo accelerogramma in direzione Y.

### 1.5.3 COLLEGAMENTI ATTIVI E PIANO INFINITAMENTE DEFORMABILE



I collegamenti per ogni pannello che si omettono sono quelli in corrispondenza della trave in sommità evidenziati in rosso nella figura e si studia l'andamento delle forze con la nuova ripartizione. Come per i pannelli orizzontali, anche per questa tipologia si verifica il fenomeno della ripartizione su soli due collegamenti, mentre il terzo rimane quasi scarico per esigenze di equilibrio.

<b>Modello 6.3 - VALORI MEDI</b>			
Collegamento	D [m]	Fx+ (inf) [kN]	Fx- (inf) [kN]
1	0	55.63	-55.52
2	2.4125	18.72	-19.44
3	2.5125	42.39	-42.40
4	4.925	16.67	-17.41
5	5.025	30.51	-29.53
6	7.4375	12.14	-12.46
7	7.5375	30.51	-29.53
8	9.95	19.03	-19.51

<b>CALCOLO MANUALE: F/2</b>		
Collegamento	H [m]	manuale [kN]
1	0	30.97
2	2.45	30.97
3	2.55	30.97
4	4.95	30.97
5	5.05	30.97
6	7.45	30.97
7	7.55	30.97
8	10	30.97

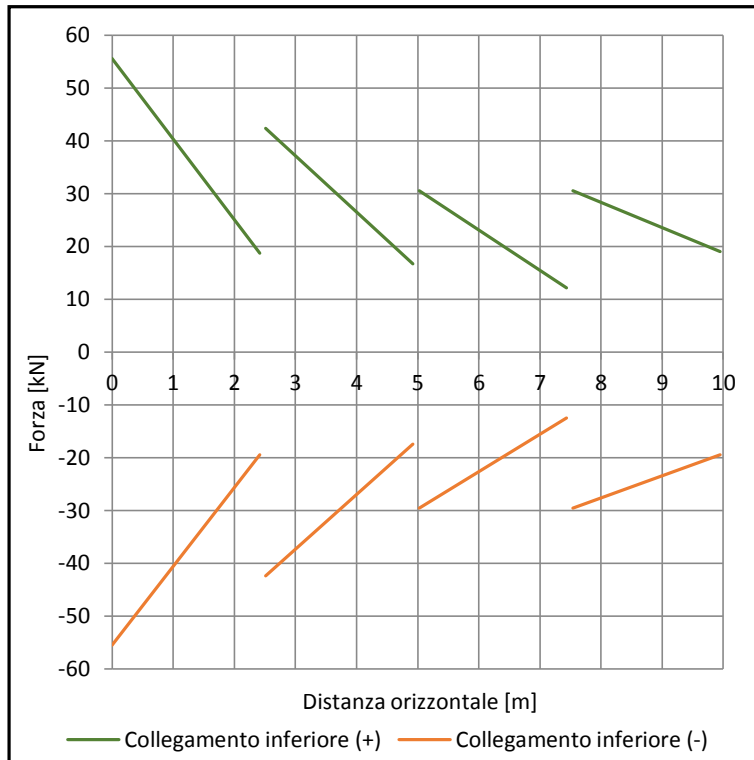


Grafico 1.9:  
Andamento delle forze sui collegamenti lungo la distanza tra pilastro centrale e pilastro d'angolo

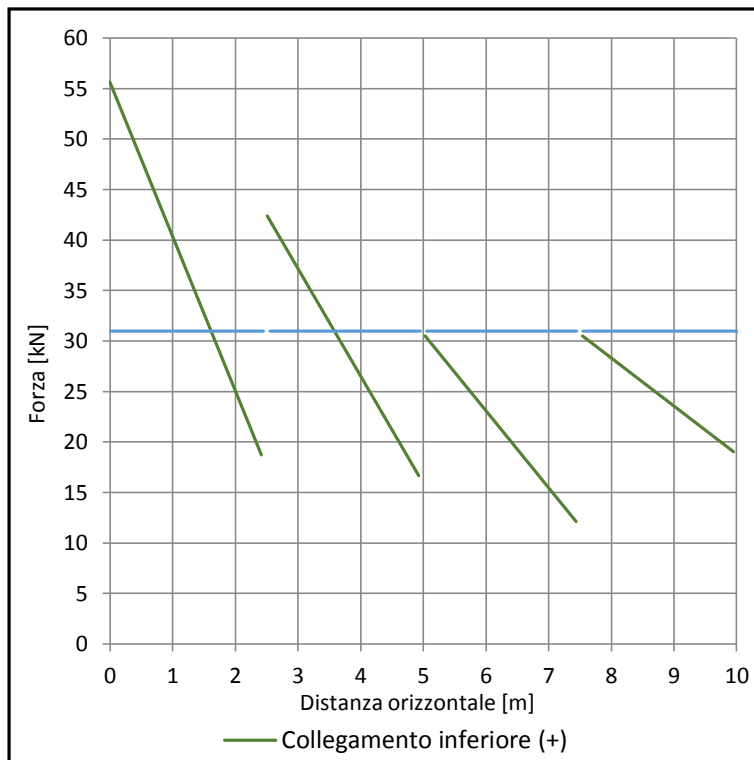


Grafico 1.10:  
Andamento delle forze sui collegamenti: confronto tra soluzione numerica e soluzione da calcolo manuale

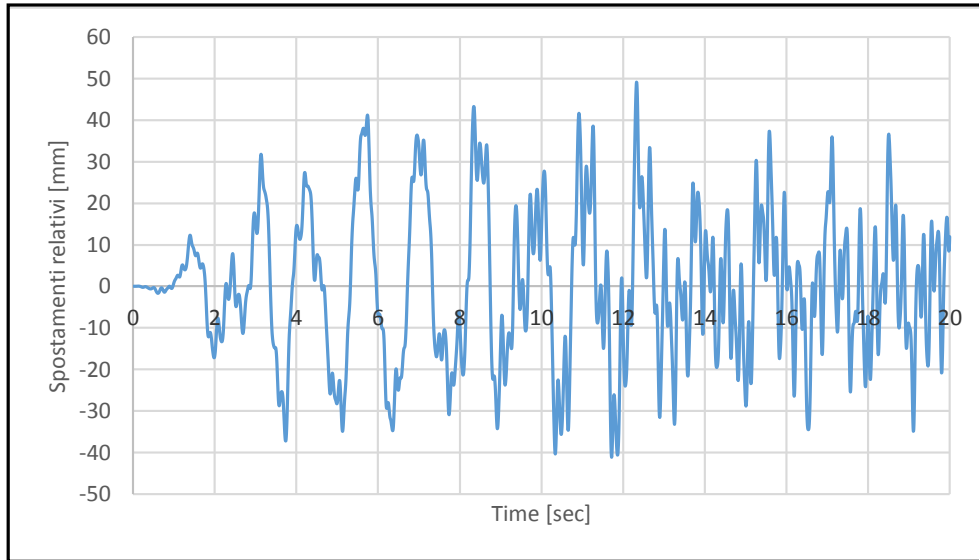


Grafico 1.11:  
Time-History dello spostamento relativo tra il collegamento 1 del pannello 1 e il corrispondente punto nel pilastro d'angolo

Modello 6.3 - SPOSTAMENTI RELATIVI				
Collegamento	1 [mm]	3 [mm]	5 [mm]	7 [mm]
Y - Earthquakes 1	114.70	109.75	113.82	126.73
Y - Earthquakes 2	83.57	78.33	84.09	83.84
Y - Earthquakes 3	55.23	60.30	65.32	69.13
Y - Earthquakes 4	74.37	67.97	79.21	82.00
Y - Earthquakes 5	57.08	63.59	75.82	80.20
Y - Earthquakes 6	60.42	61.05	65.29	69.00
Y - Earthquakes 7	49.15	56.91	66.64	60.57
<b>MEDIA</b>	<b>70.65</b>	<b>71.13</b>	<b>78.60</b>	<b>81.64</b>

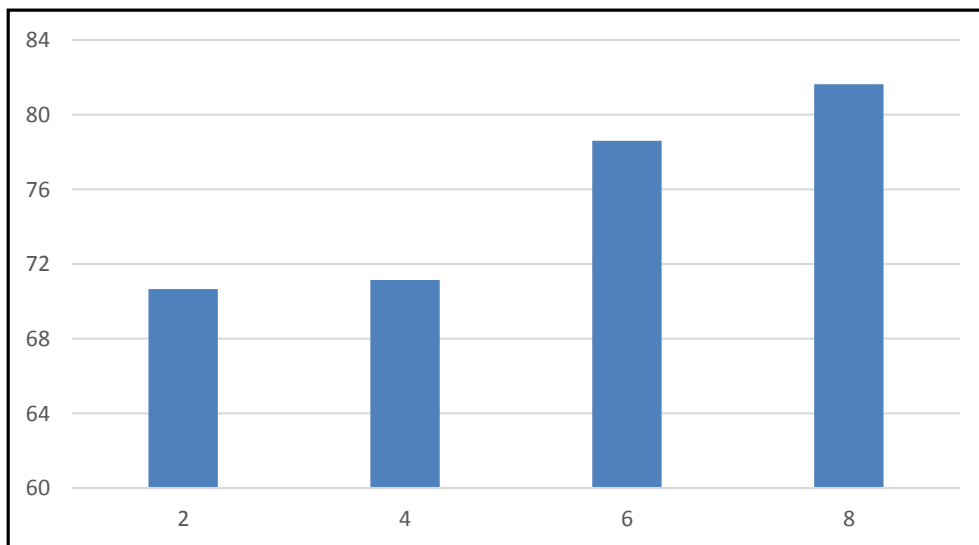
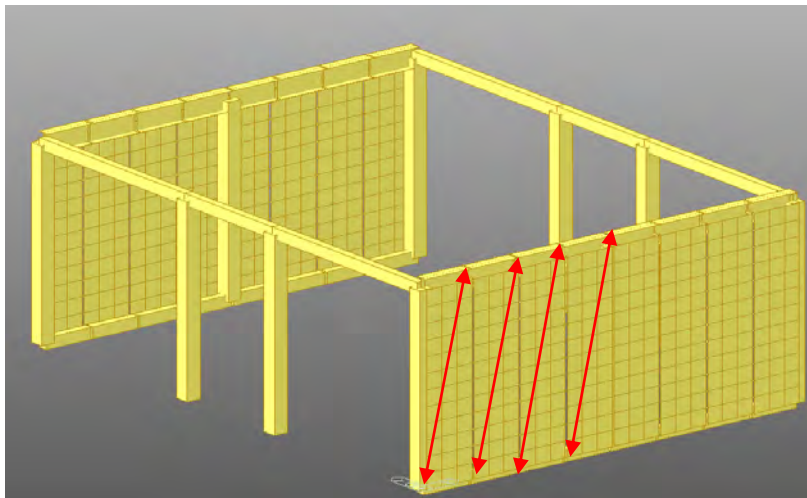


Grafico 1.12:  
Media sui 7 accelerogrammi degli spostamenti relativi di ogni pannello rispetto al corrispondente punto sulla trave in sommità in cui manca il collegamento

Dai grafici gli spostamenti relativi massimi sono quello per i due pannelli verticali ai lati ossia in vicinanza del pilastro centrale e in quello d'angolo raggiungendo picchi di

### 1.6. 3 COLLEGAMENTI ATTIVI E PIANO INFINITAMENTE RIGIDO



<b>Modello 6.5 - VALORI MEDI</b>			
Collegamento	H [m]	POSTIVI [kN]	NEGATIVI [kN]
1	0	40.31	-39.32
2	2.45	40.86	-40.14
3	2.55	36.33	-35.36
4	4.95	35.69	-33.56
5	5.05	42.99	-43.06
6	7.45	42.70	-42.21
7	7.55	36.70	-38.09
8	10	37.98	-37.96

<b>CALCOLO MANUALE: F/2</b>		
Collegamento	H [m]	manuale [kN]
1	0	30.97
2	2.45	30.97
3	2.55	30.97
4	4.95	30.97
5	5.05	30.97
6	7.45	30.97
7	7.55	30.97
8	10	30.97

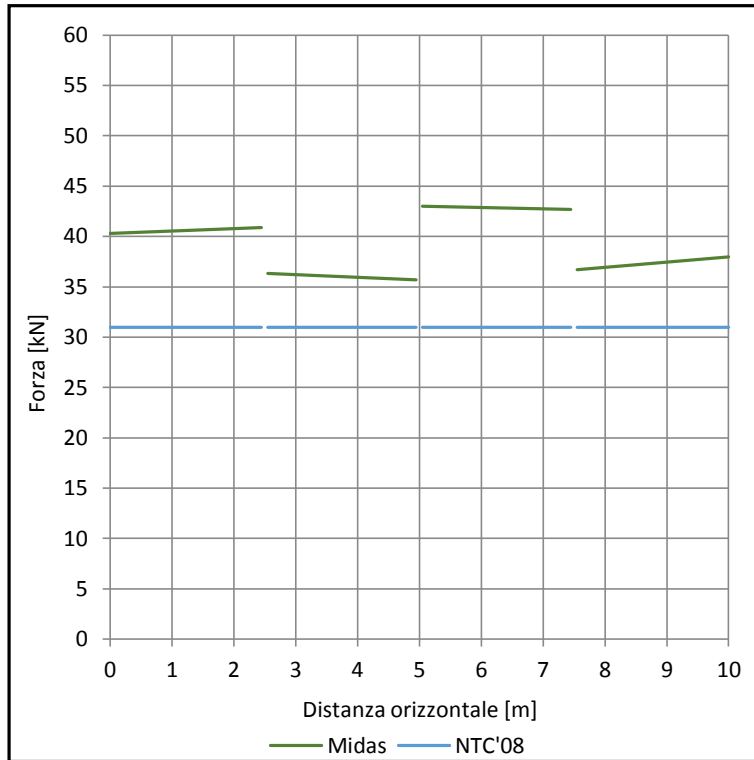


Grafico 1.13:  
Forze sui collegamenti lungo l'altezza diagonalizzandone l'andamento

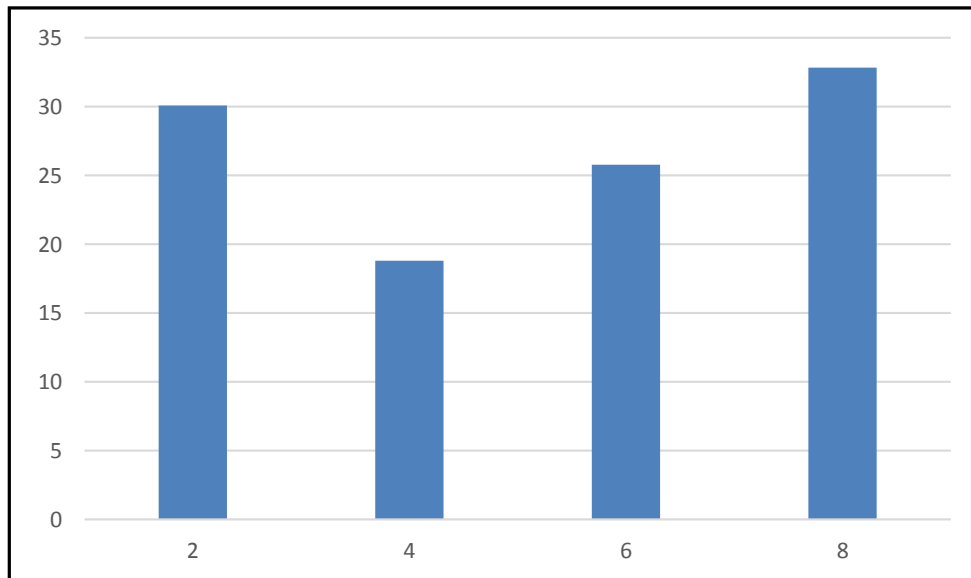


Grafico 1.14:  
Media sui 7 accelerogrammi degli spostamenti relativi di ogni pannello rispetto al corrispondente punto sulla trave in cui manca il collegamento

## Bibliografia

- [1] O.P.C.M.3274, *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”*, 2003.
- [2] ASSOBETON, *“Inseri per calcestruzzo, Manuale di progettazione e utilizzo”*, 1ª Edizione Milano 2006.
- [3] ReLuis. ASSOBETON, *“Strutture prefabbricate – Schedario dei collegamenti”*, Maggio 2007.
- [4] D.M., *“Norme tecniche per le costruzioni”*, 14 Gennaio 2008.
- [5] ReLuis. ASSOBETON, *“Strutture prefabbricate – Catalogo delle tipologie esistenti”*, Febbraio 2008.
- [6] ReLuis. ASSOBETON, *“Strutture prefabbricate – Schedario di edifici prefabbricati in c.a.”*, Maggio 2008.
- [7] M.L. Beconcini, P. Croce, P. Formichi, *“Comportamento sismico di connessioni tegolo-trave in strutture prefabbricate”*, Atti del 17° Convegno CTE, Roma, 5-8 Ottobre 2008.
- [8] P. Riva, D. Bolognini, *“Studio della risposta sismica di dispositivi di dissipazione per strutture prefabbricate”*, cte 2010.
- [9] C. Beschi, G. Metelli, P. Riva, *“Prove su connessioni elementi di copertura-trave”*, Dalmine, università degli studi di Bergamo, 23 Luglio 2010.
- [10] A. Belleri, P. Riva, D. Bolognini, R. Nascimbene, *“Metodi di protezione sismica di strutture prefabbricate mediante dispositivi di dissipazione”*, cte 2010.
- [11] C. Beschi, G. Metelli, P. Riva, G. Luitprandi, *“Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo - trave per strutture prefabbricate”*, cte 2010.
- [12] P. Negro, G. Toniolo, *“Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions”*, European Union 2012.
- [13] Protezione civile, *“Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”*, 19 Giugno 2012.



- [14]V. Capozzi, *“Comportamento sismico dei collegamenti delle struttura prefabbricate”*, Università degli studi di Napoli ‘Federico II’
- [15]L. Marinini, P. Spatti, P. Riva, R. Nascimbene, L. Izzo, A. Sadavecchia, M. Maffioletti, *“Sviluppo di una connessione dissipativa per strutture prefabbricate”*.
- [16]Stefano Secchi, ISIB CNR, *“Ingegneria antisismica”*, Padova