



POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Ingegneria Edile-Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi

STUDIO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE ALLA STRUTTURA  
PORTANTE PER FACCIATE CONTINUE DEL TIPO A CELLULA  
SOTTOPOSTE AD AZIONE SISMICA

Relatore: Prof. Ing. Paolo RIGONE

Matteo POSO

Matr. n. 805596

Anno Accademico 2013 - 14

# Indice

1.	Introduzione.....	4
2.	I principali sistemi di <i>curtain wall</i> .....	7
2.1.	Dal muro all'involucro.....	7
2.2.	Terminologia .....	12
2.3.	Facciata continua a montanti e traversi .....	14
2.4.	Facciata continua ad elementi o cellule.....	22
2.5.	Facciata continua con fissaggio puntuale .....	26
2.6.	Facciata continua strutturale .....	30
3.	Comportamento al sisma della facciata continua.....	33
3.1.	Facciata continua a montanti e traversi .....	33
3.1.1.	Deformazione del telaio .....	35
3.1.2.	Movimento rigido del vetro all'interno del telaio di supporto.....	35
3.1.3.	Deformazione dovuta alla pressione sul vetro .....	36
3.1.4.	Movimento fuori dal piano.....	37
3.2.	Facciata continua strutturale .....	38
3.3.	Facciata continua ad elementi .....	40
3.4.	Facciata puntuale .....	42
4.	Connessioni avanzate.....	43
4.1.	Principali tipologie di meccanismi .....	44
4.2.	Connessioni con deformazione anelastica.....	45
4.3.	Connessioni con meccanismo viscoelastico.....	46
4.4.	Connessioni con meccanismo di frizione .....	48
4.5.	Connessioni non dissipanti.....	49
5.	Normative per la progettazione sismica delle facciate continue.....	51
5.1.	Normativa Europea: Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1 : regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.....	51
5.1.1.	Verifiche .....	52
5.1.2.	Considerazioni .....	55
5.2.	Normativa italiana: NTC (Norme tecniche per la costruzione) .....	55
5.3.	PrEN 13830 rev2013 .....	59
5.3.1.	Requisiti.....	60
5.3.2.	Fattori che influenzano le prestazioni sismiche.....	60

5.3.3.	Valutazione dei limiti sismici di servizio .....	60
5.3.4.	Valutazione dei limiti sismici di sicurezza.....	61
5.3.5.	Movimento sismico.....	61
6.	Caso di studio: edificio.....	65
6.1.	Calcolo delle azioni sull'edificio.....	69
6.1.1.	Pesi propri, portati e variabili .....	69
6.1.2.	Azione sismica.....	70
6.2.	Modello dell'edificio per l'analisi agli elementi finiti.....	77
6.2.1.	Costruzione del modello .....	77
6.2.2.	Risultati dell'analisi modale.....	79
7.	Caso di studio: facciata a cellula .....	89
7.1.	I profili.....	89
7.2.	Analisi degli spostamenti e modellazione geometrica .....	91
7.3.	Analisi del comportamento delle cellule con derive dettate dall'analisi sismica (Caso 1).....	92
7.4.	Analisi del comportamento delle cellule con derive dettate dal limite normativo NTC 2008 (Caso 2).....	95
7.5.	Dinamica degli spostamenti.....	97
7.6.	Osservazioni .....	98
7.7.	Definizione delle azioni sollecitanti sulla facciata continua.....	100
7.7.1.	Calcolo dei pesi propri, portati e variabili .....	100
7.7.2.	Calcolo del carico del vento.....	101
7.7.3.	Calcolo dell'azione del sisma .....	102
8.	Progetto del nuovo sistema di ancoraggio con isolatore elastomerico.....	104
8.1.	Requisiti meccanici del nuovo sistema di ancoraggio .....	105
8.2.	Caratteristiche geometriche del nuovo sistema di ancoraggio con isolatore elastomerico.....	111
8.3.	Dimensionamento degli elementi in acciaio del sistema di ancoraggio.....	115
8.3.1.	Analisi delle forze agenti sul sistema di ancoraggio.....	115
8.3.2.	Dimensionamento dei profili in acciaio annegati nel calcestruzzo e rispettive viti di fissaggio.....	116
8.3.3.	Verifiche del bullone e della lamiera .....	119
8.4.	I materiali elastomerici .....	121
8.5.	Modelli lineari per il dimensionamento di un isolatore elastomerico .....	124
8.6.	Analisi sul dimensionamento dell'isolatore e conclusioni .....	132

9. Progetto del nuovo sistema di ancoraggio - Friction damping connector .....	137
9.1. Generalità.....	137
9.2. Basi sul comportamento .....	138
9.3. Caratteristiche tecniche e dinamiche del sistema.....	140
9.4. Friction material .....	141
9.4.1. Caratteristiche del composito a matrice polimerica.....	145
9.5. Dimensionamento del dispositivo .....	147
Conclusioni .....	151
Appendice.....	154
A .....	154
B .....	156
C .....	157
D.....	159
E .....	160
Bibliografia.....	163
Indice delle tabelle.....	165
Indice delle figure .....	166

# 1. Introduzione

Durante gli anni dei miei studi universitari l'Italia è stata tristemente colpita da una serie di terremoti, con relativi danni sugli edifici e perdita di vite umane. Il mio apprezzamento per le grandi superfici vetrate dei grattacieli (che recentemente stanno modificando lo skyline di Milano) ha acceso in me la voglia di studiare il comportamento al sisma del curtain wall, determinarne i movimenti meccanici e cercare soluzioni ad eventuali punti critici.

Questa tesi è stata sviluppata durante un periodo di tirocinio presso l'azienda GL Locatelli, esperta nel settore della progettazione di prodotti e servizi per l'ancoraggio di strutture in calcestruzzo, acciaio e prefabbricate.

Ad eccezione di alcune linee guida presenti nelle norme di progettazione dell'edificio, vi è attualmente una mancanza di criteri di approccio alla progettazione antisismica delle facciate continue in vetro. Oggi l'approccio alla soluzione del problema risiede nella tecnologia e nella geometria dell'elemento di facciata con le relative difficoltà a controllarne il comportamento.

Al fine proteggere la facciata dalle azioni sismiche, in questo elaborato viene esaminato il concetto di offrire una compatibilità meccanica tra la struttura dell'edificio e l'involucro, in contrasto con la pratica comune di affidare la resistenza sismica ai giunti presenti tra gli elementi che costituiscono la facciata.

Come si potrà leggere nel proseguo dell'elaborato, la principale causa di danno per il vetro di facciata è la deformazione nel piano del telaio, causata dagli spostamenti interpiano della struttura dell'edificio. Attraverso l'utilizzo di sistemi di connessioni

avanzati, è possibile evitare che questi spostamenti vengano trasferiti all'involucro, pur mantenendo la struttura dell'edificio come sistema di supporto principale.

Una serie di meccanismi di connessioni avanzate a dissipazione energetica, che possono essere incorporati nei sistemi di curtain wall, sono introdotti nel capitolo 4. Ma prima di ciò, al fine di comprendere meglio il comportamento dell'involucro vetrato durante un terremoto, nel capitolo 3 sono stati analizzati i problemi legati alle dinamiche sismiche delle facciate continue, differenti per ognuno dei sistemi di curtain wall analizzati.

Nel capitolo 6 è stato analizzato un edificio a torre di 30 piani, localizzato a Milano, lo si è modellato in un software agli elementi finiti e si è ricavata la sua risposta sismica sotto forma di spostamenti e accelerazioni di piano e periodo di oscillazione dell'edificio. I dati ottenuti sono stati utilizzati nel capitolo 7 per effettuare un'analisi geometrica sugli spostamenti e le rotazioni che la facciata continua a cellula (su cui ci si è soffermati) subisce, cercando di focalizzare l'attenzione sui punti critici che possono provocare danni al telaio e quindi al vetro.

Nei successivi due capitoli, basandosi sui risultati ottenuti precedentemente riguardo il comportamento delle cellule soggette all'azione sismica (capitolo 7), sono state studiate due tipologie di connessioni avanzate a dissipazione energetica. La prima sfrutta la tecnologia degli isolatori sismici elastomerici oggi utilizzati nelle fondazioni dell'edificio. Adattare questi principi di isolamento alla facciata continua però non ci ha portato ai risultati desiderati: l'incompatibilità tra il periodo di oscillazione dell'edificio e i piccoli spostamenti della facciata relativamente al piano di ancoraggio è il motivo principale dell'inapplicabilità del sistema.

Nel capitolo 9 invece ci si è scontrati con lo studio dei dispositivi ad attrito. Introdotte le equazioni che ne governano il comportamento si sono forniti i criteri di progettazione di un sistema di connessione che garantisca un livello di isolamento desiderato, diverso piano per piano, a seconda delle azioni e degli spostamenti che lo caratterizzano.

Durante il corso della ricerca, oggetto di questa tesi, il principale obiettivo è stato quello di proporre sistemi di connessione che garantiscano compatibilità tra il comportamento meccanico della struttura dell'edificio e l'involucro. Gli aspetti di cui si è tenuto conto in fase di progettazione sono:

- I costi di produzione
- La semplicità di produzione e installazione
- Garantire caratteristiche estetiche e geometriche semplici

In questa ricerca si è posta maggiore attenzione alla sicurezza e quindi ad evitare rotture meccaniche della facciata. Tuttavia, la funzionalità dell'involucro in termini di performance (tenuta all'aria, all'acqua e il suo isolamento acustico) ha bisogno di essere indagata maggiormente. Queste prestazioni però possono essere assicurate indirettamente dal fatto che limitando gli eventuali danni strutturali (di sicurezza in uso) vengono preservate le funzionalità degli elementi di giunto, quali guarnizioni e sigillanti.

## 2. I principali sistemi di *curtain wall*

### 2.1. Dal muro all'involucro

L'inserimento di elementi vetrati nell'edificio è un processo che va di pari passo con la "smaterializzazione" della facciata dovuta alla perdita di funzione portante e l'introduzione di strutture a telaio che trasferiscono i carichi alle fondazioni dell'edificio. Questo fenomeno limita il ruolo delle facciate ad una funzione di pelle intorno all'edificio, separando gli ambienti interni ed esterni, il confine che noi oggi chiamiamo involucro edilizio.

Anche se prima della metà del XX secolo ci sono stati numerosi esempi di costruzioni in vetro, soprattutto per le coperture di stazioni ferroviarie o serre, la vera svolta dell'architettura in vetro si ha nel secondo dopoguerra quando i fattori economici, tecnologici ed estetici hanno impresso l'utilizzo del vetro come materiale da costruzione di primo piano. È stato in questo il periodo che i progressi tecnici nella produzione di vetro, insieme alla sensazione di moderno incarnate in esso, resero l'involucro vetrato simbolo dell'architettura moderna.

Edifici a torre per uffici in vetro sono stati utilizzati come sede di colossi multinazionali per rappresentare la crescita, la fiducia e lo sviluppo all'interno di quell'azienda. Anche all'interno della città una "scala" di grattacieli in vetro, che di giorno riflettono la luce del sole e durante la notte illuminano la città come segno di vita, divenne simbolo di ricchezza e prosperità.





*Figure 1: Skyline di New York*



*Figure 2: Skyline di New York*

Gli esempi più importanti di architettura moderna in vetro sono stati realizzati negli Stati Uniti d'America che, mentre l'Europa era alle prese con i problemi del dopoguerra, godeva del lusso di una crescita economica adatta agli investimenti. Durante gli anni del Terzo Reich l'America divenne patria di molti artisti e architetti d'avanguardia emigranti, quali Mies van de Rohe e Walter Gropius.

Mies van de Rohe ha avuto la possibilità di reinterpretare l'idea del curtain wall che in seguito divenne un aspetto distinto dei grattacieli che lui immaginava. Una delle prime innovazioni sui sistemi di facciata vetrata la si può notare sugli edifici degli anni '80 lungo la Lake Shore Drive a Chicago.



*Figure 3: Appartamenti Lake Shore Drive a Chicago, anni'80, Mies van de Rohe*

Ulteriori sviluppi, come il silicone strutturale o altri sistemi di fissaggio resero possibile il rivestimento di tetti e l'utilizzo di forme più complesse e la massimizzazione di parti vetrate a discapito di pannelli opachi. Il Pacific design Center progettato da Cesar Pelli, nel 1975, è stato una delle prime strutture con un involucro totalmente in vetro. Altri esempi importanti di architettura moderna in vetro dopo la seconda guerra mondiale realizzati negli U.S.A. sono: i grattacieli "Lever Building" 1951-52, progettato dallo studio di architettura SOM e il "Seagram Building" 1954-58 di Mies van de Rohe, entrambi a New York; la "Hancock Tower" a Boston, 1967-76 progettata da IM PEI and Partners in collaborazione con HN Cobb.

Alle cattive performance termiche del singolo strato di vetro con cui venivano costruite le facciate, seguiva una eccessiva perdita di calore durante l'inverno e un surriscaldamento dell'ambiente interno durante l'estate. A ciò si rimediava passivamente attraverso l'impiego di vetro colorato e soprattutto attivamente con l'utilizzo di enormi quantità di energia per il condizionamento degli ambienti interni. Dopo la crisi energetica degli anni '70, furono sperimentati doppi vetri contro le perdite di calore e vetri riflettenti per evitare il surriscaldamento. Nel frattempo

l'industria ha sviluppato e messo sul mercato sistemi con vetrocamera per ridurre l'entità delle perdite di calore. Tuttavia, i guadagni termici dovuti alla radiazione solare hanno continuato a porre problemi.

Le facciate a doppia pelle hanno dimostrato di essere una possibile soluzione a questo problema. Questo sistema è caratterizzato dall'aggiunta di una singola "pelle" vetrata davanti alla facciata dell'edificio, con la possibilità di inserire dispositivi di ombreggiamento nella cavità tra le due facciate. In questo modo si riesce a controllare il guadagno di calore dovuto alla radiazione solare e la ventilazione tra i due strati può essere efficacemente utilizzata per l'ambiente interno.



*Figure 4: Lever Building, 1951-52, studio di architettura SOM*



Figure 5: Hancock Tower a Boston, 1967-76, I.M. Pei and Partners



Figure 6: Seagram Building, 1954-58, Mies van der Rohe

Nei primi anni '90 sistemi di facciata di alta qualità, soprattutto sistemi a doppia pelle, sono stati sviluppati e spesso promossi come soluzione definitiva alla perdita di energia. Precursori di costruzioni a doppia pelle sono i progetti di Le Corbusier per il concorso, non vincitore, per il palazzo del Popolo a Ginevra, 1927, e per la costruzione del centro Soyus a Mosca, 1929. L'idea di questa soluzione probabilmente viene dalle tradizionali doppie finestre che Le Corbusier conosceva dal suo paese, la Svizzera. La facciata a doppia pelle tuttavia era già stata costruita prima, ma era stata riconosciuta come opera di ingegneria civile e non opera architettonica. Il capannone di produzione della società Steiff, Giengen on the Brenz, 1903 progettato da R. Steiff, e il "Hallidie Building", San Francisco, 1915-17 di W.Polk, sono i primi esempi di facciate in vetro a doppia pelle.





Figure 7: Production Hall Steiff, Giengen on the Brenz, 1903,  
Architetto R. Steiff

1915-17



Figure 8: Hallidie Building, San Francisco,

## 2.2. Terminologia

La definizione di curtain wall, come “categoria particolare di pareti esterne non portanti, composte da elementi non portanti ripetuti, eseguiti in officina e montati in opera, a cui vengono affidate tutte e sole le funzioni di separazione tra interno ed esterno”, di per sé non è sufficiente a definirne correttamente gli aspetti tecnologici e funzionali in quanto, tale definizione, si applica in generale alle facciate di tipo leggero. A livello di normativa europea, la norma EN 13830 “Curtain walling – Product standard” definisce la facciata continua come: “Curtain walling – Normalmente essa è costituita da un reticolo di elementi portanti verticali e orizzontali tra di loro connessi ed ancorati alla struttura dell’edificio, al fine di sostenere un rivestimento di facciata continuo o leggero che ha il compito di garantire tutte le funzioni tipiche di una parete perimetrale esterna comprese la resistenza agli agenti atmosferici, la sicurezza nell’uso, la sicurezza ed il controllo ambientale, ma che comunque non contribuisce alle caratteristiche portanti della struttura dell’edificio”.

Al di fuori dell’ambito strettamente normativo, una classificazione più articolata proposta dalla American Architectural Manufacturers Association (AAMA) distingue principalmente tra:

- Curtain wall o facciata continua, intesa come parete qualunque, di qualunque materiale, non progettata per sostenere carichi verticali e collocata all'esterno delle solette di piano;
- Metal curtain wall o facciata continua metallica, intesa come facciata continua realizzata interamente o principalmente di metallo, oppure dalla combinazione di metallo, vetro ed altri materiali di rivestimento supportati o dotati di un telaio metallico;
- Windows wall o facciata finestrata, consiste in un particolare caso di facciata continua metallica che si estende tra solaio e solaio dotata di un telaio fisso e da un eventuale telaio mobile per tamponature vetrate apribili, di pannello opaco sottofinestra e di un elemento fan-coil di ventilazione.

Sul significato del termine curtain wall, inteso come parete perimetrale non portante collocata di fronte agli elementi strutturali, vi è una sostanziale concordanza anche al di fuori dei confini nazionali, sia nella realtà di settore anglosassone che nordamericana. Secondo la norma UNI 13119:2007 si definisce “curtain wall o facciata continua” una chiusura esterna verticale costituita da un’ossatura realizzata principalmente in metallo, PVC o legno. Normalmente essa è costituita da un reticolo di elementi portanti verticali e orizzontali tra di loro connessi ed ancorati alla struttura dell’edificio, al fine di sostenere un rivestimento di facciata continuo e leggero che ha il compito di garantire tutte le funzioni tipiche di una facciata perimetrale esterna, comprese la resistenza agli agenti atmosferici, la sicurezza nell’uso, la sicurezza ed il controllo ambientale, ma che comunque non contribuisce alle caratteristiche portanti della struttura dell’edificio. Si tratta di una facciata esterna non portante, generalmente collegata all’ossatura strutturale dell’edificio mediante apposite staffe di ancoraggio che ne permettono i movimenti dovuti a sollecitazioni meccaniche o termiche. Dal punto di vista visivo si hanno facciate completamente trasparenti, riflettenti o colorate a seconda del trattamento a cui è sottoposto il vetro (pirolitico, magnetotronico, ecc.). Talvolta vengono associati pannelli ciechi rivestiti di vetro al fine di ottenere una superficie uniforme oppure

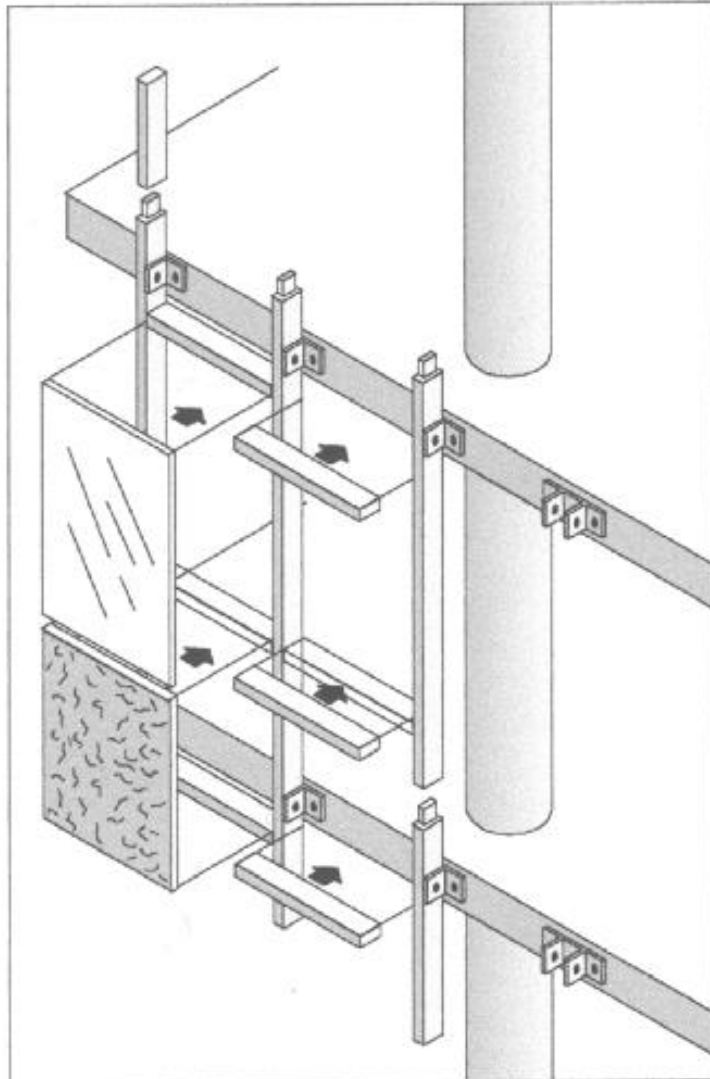
possono essere utilizzati tamponamenti opachi, quali ad esempio lastre di metallo, pannelli in legno, pietra, materiali plastici. La facciata continua può essere a singola pelle o a doppia pelle quando presenta due pareti separate da una cavità o un'intercapedine, ventilata con sistema meccanico e/o naturale. All'interno dell'intercapedine può essere previsto l'alloggiamento di un sistema di protezione solare e nella maggior parte dei casi si ha la presenza di un setto orizzontale, posizionato tra piano e piano, che oltre alla funzione di confinamento verticale dell'intercapedine, è progettato come passerella utilizzabile per le operazioni di pulizia e manutenzioni della facciata

In generale le facciate continue possono essere ricondotte alle seguenti tipologie:

- A montanti e traversi;
- A cellule prefabbricate;
- A incollaggio strutturale;
- A fissaggio puntuale.

### 2.3. Facciata continua a montati e traversi

Questa facciata è assemblata essenzialmente in cantiere, costituita da un telaio portante in montanti e traversi di acciaio o più normalmente in alluminio e da tamponamenti intelaiati e prefabbricati in officina e successivamente collegati in opera al reticolo di facciata mediante accoppiamento meccanico.



*Figure 9: Facciata continua a montanti e traversi*

Il curtain wall a montanti e traversi è sul mercato da oltre quarant'anni ed un'evoluzione dei prodotti ne ha garantito un successo che ancora oggi continua.

I principali vantaggi di questo sistema costruttivo sono:

- Adattabilità ed evoluzione del sistema in relazione al mutare delle esigenze progettuali;
- Costo contenuto rispetto alle altre tipologie;



- Facilità di stoccaggio e necessità di spazi relativamente circoscritti per il montaggio.

I principali problemi di questa tipologia sono legati essenzialmente alla posa in opera che richiede l'utilizzo di ponteggi fissi o mobili che in relazione allo specifico cantiere possono rappresentare un notevole limite, come nel caso degli edifici di notevole altezza, o in tutte quelle situazioni dove gli spazi di cantiere e le aree di manovra sono molto ridotte.

Il curtain wall a montanti e traversi viene installato pezzo dopo pezzo in cantiere: generalmente prima i montanti, poi i traversi, successivamente i pannelli spandrel e successivamente le parti vetrate apribili o fisse come verrà di seguito illustrato.

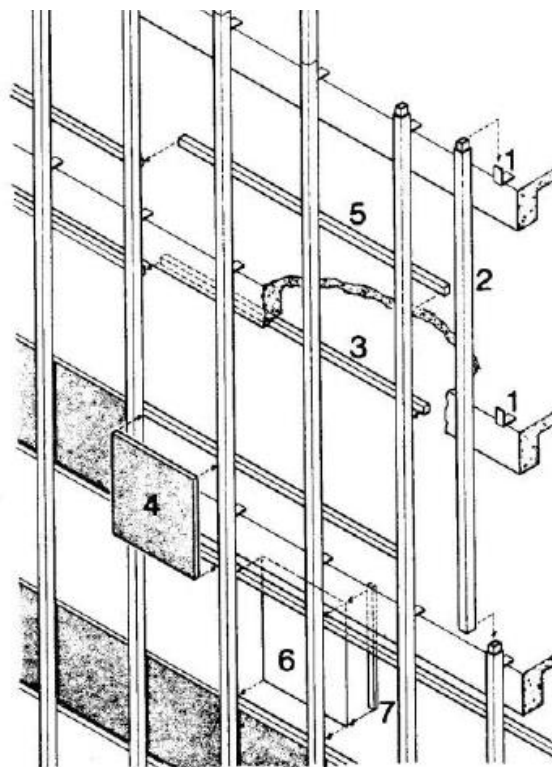


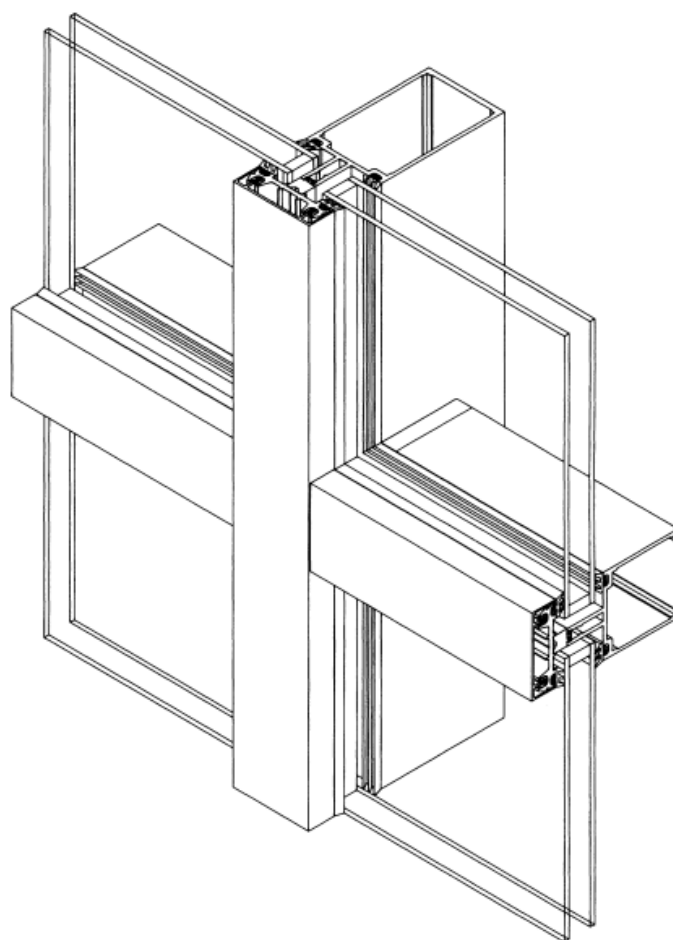
Figure 10: Fasi di montaggio di una facciata a montanti e traversi

Nelle condizioni normali, il passo tra montanti varia da 80 a 120 cm, mentre la lunghezza di ogni singolo montante è pari all'altezza di un interpiano, cioè in media 3,70 – 3,80 m, e normalmente quest'ultimo è suddiviso in due specchiature, una di

parapetto generalmente opaca (spandrel) ed una superiore (vision). I montanti, aventi il compito di trasmettere alla struttura carichi agenti, hanno, di norma, dimensione maggiore dello spessore del pannello, sporgendo verso l'interno della facciata. I montanti hanno normalmente sezione rettangolare, ma possono avere anche forme molto diverse, a "I" oppure a "T", a seconda delle richieste architettoniche e del materiale impiegato che nella maggior parte dei casi è alluminio, ma che può anche essere acciaio. Essi vengono collegati tra loro attraverso dei giunti telescopici scorrevoli che hanno il compito di permettere movimenti verticali. I traversi, sono connessi ai montanti tramite morsetti angolari, manicotti, perni o staffe. I giunti sono realizzati adottando elementi antifrizione, in resina sintetica, per assorbire silenziosamente i fenomeni della struttura principale.

I montanti presentano delle appendici che permettono l'inserimento dei vetri. Quest'ultimi vengono bloccati con dei pressori che, applicati all'esterno o all'interno, vengono fissati a vite permettendo anche la posa di un profilo a pressione. I pressori, nelle due alette terminali, hanno le sedi per le guarnizioni di tenuta all'acqua e all'aria. La maggior parte dei montanti oggi prodotti presentano inoltre un elemento di isolamento termico in materiale plastico che interrompe la continuità del profilo del montante dall'esterno verso l'interno: tale soluzione viene normalmente chiamata "montante a taglio termico".

I traversi sono profilati generalmente a forma scatolare, aventi le sedi per viti di assemblaggio e la possibilità di ospitare i fermavetri.



*Figure 11: Sezione del telaio di una facciata a montanti e traversi*

Un altro elemento costruttivo importante è rappresentato dal pannello spandrel. Nella maggior parte dei curtain wall l'elemento di parapetto è costituito da un pannello composto da un vetro esterno temprato riflettente smaltato, da uno strato di isolante e da una lamiera in acciaio od alluminio posta posteriormente che chiude l'assemblaggio.

Tra tutti i componenti del curtain wall quello che ne condiziona maggiormente il comportamento è senza dubbio il vetro che ne costituisce circa l'80% della superficie della facciata. Le principali tipologie di vetro usate nel campo delle facciate continue coprono praticamente l'intera varietà della produzione vetrata in edilizia:

- Vetri monolitici
- Vetri isolanti

- Vetri temprati
- Vetri stratificati
- Vetri assorbenti-riflettenti
- Vetri riflettenti-selettivi
- Vetri basso-emissivi

Dal punto di vista del funzionamento statico i montanti sono normalmente appesi alla struttura orizzontale portante dell'edificio, in modo tale che siano sollecitati solamente da sforzi di trazione e flessione. Sia i montanti che i traversi sono dotati di giunti che consentono traslazioni verticali per i primi ed orizzontali per i secondi.

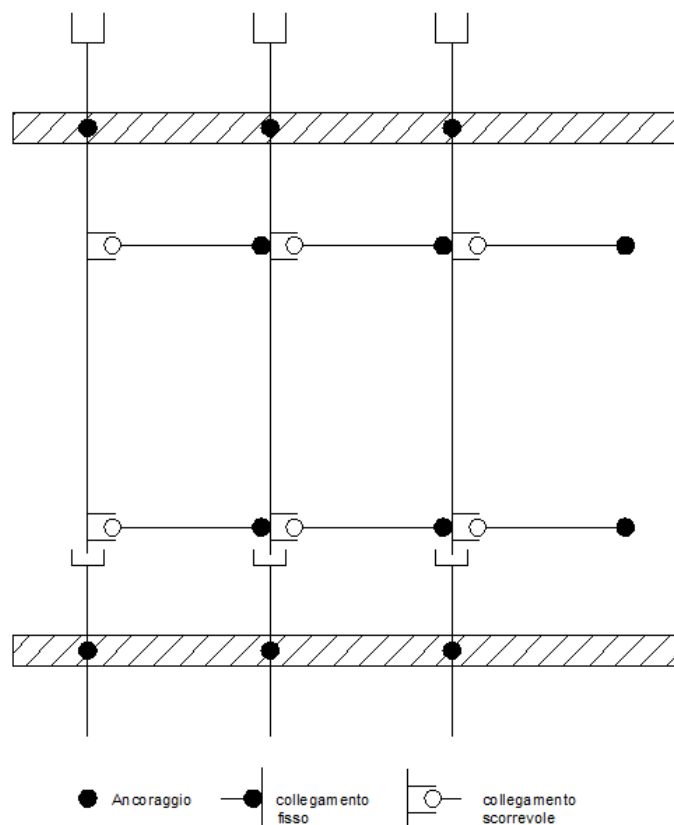


Figure 12: Schema di ancoraggio della facciata alla struttura dell'edificio

Uno dei punti di maggiore criticità della facciata a montanti e traversi è rappresentato dall'attacco della facciata alla struttura portante dell'edificio. I montanti del curtain wall vengono connessi ad un organo di fissaggio che ha lo scopo di:

- Sostenere il peso della facciata e allo stesso tempo adattarsi alle tolleranze di fabbricazione degli elementi di facciata e di posa dovute ai fuori piombo ed alle deformazioni elastiche delle solette; pertanto gli attacchi devono avere regolazioni nelle tre direzioni, due nel piano della facciata ed uno perpendicolare a quest'ultimo;
- Permettere il movimento degli elementi di facciata per effetti delle dilatazioni termiche e dei carichi applicati e garantire alla facciata la possibilità di adattarsi ai movimenti della struttura;
- Trasmettere alla struttura dell'edificio le sollecitazioni della facciata sotto l'azione dei carichi permanenti ed accidentali;
- Conservare funzionalità nel tempo e permettere un facile montaggio e smontaggio delle parti.

Gli organismi di attacco più diffusi sono composti da profili di ancoraggio in ferro a forma di "C" annessi nella trave di bordo o nel solaio ai quali è connessa la staffa di collegamento dei montanti alla struttura dell'edificio. L'ancoraggio della facciata è sottoposto al carico verticale della stessa, al carico orizzontale dovuto al vento e al sisma e al momento dovuto alla distanza tra il punto di attacco e il baricentro del montante. Il sistema di connessione nel suo complesso deve essere in grado di garantire il movimento del montante in senso verticale (dilatazione e contrazione) ed il movimento in senso orizzontale nel piano di facciata. Inoltre l'organo di fissaggio deve anche poter garantire la regolazione della facciata in fase di montaggio in funzione sia della tolleranza di assemblaggio proprie del curtain wall rispetto a quelle, molto maggiori, della struttura. È quindi necessario che la staffa permetta, oltre alla regolazione basso-alto del montante, anche quella perpendicolare al piano della facciata. La regolazione orizzontale nel piano della facciata è garantita dalla

possibilità della testa della staffa di scorrere a destra o a sinistra rispetto al ferro di ancoraggio grazie alla sagoma a "C" di quest'ultimo.

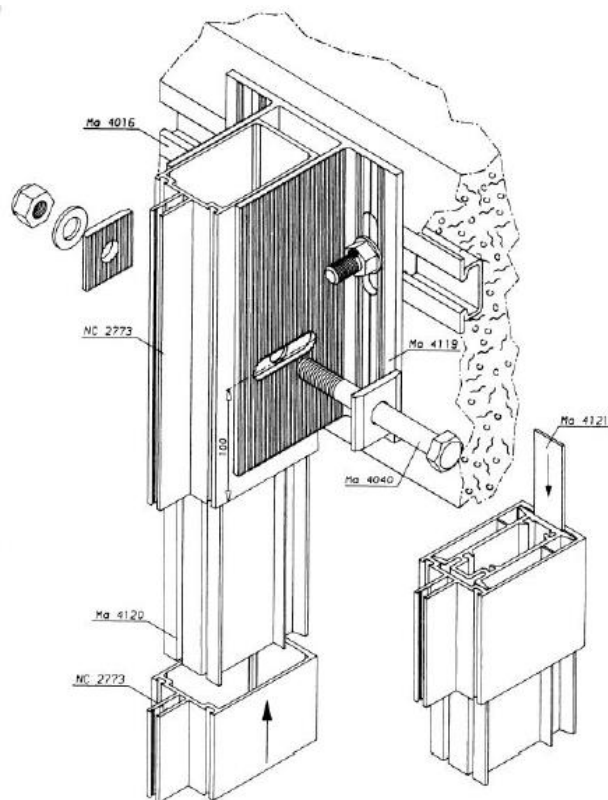


Figure 13: Dettaglio della connessione tra montante e struttura di supporto

La staffa può essere ancorata in quattro modi differenti:

- Frontale: cioè sulla testa del solaio o della trave di bordo, in questo caso aumenta la distanza tra solaio e filo di facciata, ma in compenso non si hanno interferenza tra montaggio della facciata e finitura dei pavimenti;
- Sopra il solaio: questa soluzione scarica tutto il peso della facciata sulla struttura orizzontale e non elimina l'interferenza tra posa del curtain wall e finitura del solaio; in compenso permette una posa della facciata a filo solaio ed evita che organi di attacco lavorino a taglio come nel caso precedente;
- Su nicchia del solaio: molto raro, in questo caso è più semplice realizzare il massetto di sottofondo del solaio mentre è strutturalmente oneroso eseguire la nicchia;

- Sotto il solaio: i vantaggi costituiscono nel fatto che eliminata ogni interferenza con il solaio si possono eseguire facilmente le operazioni di montaggio e di aggiustamento della facciata. Il difetto principale è rappresentato dal fatto che l'organo di attacco lavora a trazione.

#### 2.4. Facciata continua ad elementi o cellule

È costituita da elementi a montanti e traversi in alluminio, dotata di una partizione vetrata apribile o fissa e dallo spandrel; tutti i componenti vengono assemblati interamente in officina all'interno di un'unica cellula o unità immobiliare prefabbricata e successivamente posata in opera.

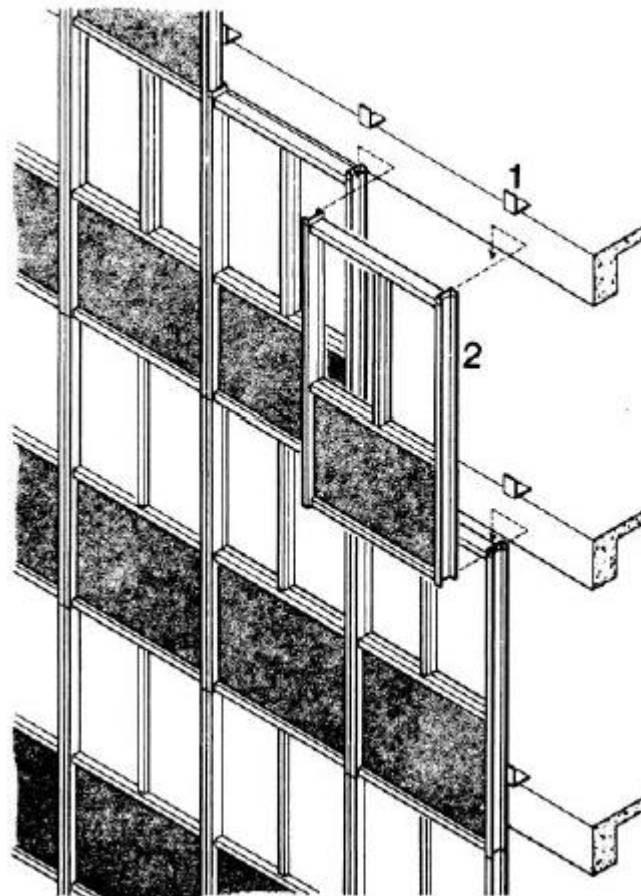


Figure 14: Facciata continua a cellule e sequenza di montaggio

I vantaggi di questo sistema costituiscono, principalmente, nel fatto che esso permette di ottimizzare i tempi di messa in opera poiché la posa della facciata parte dalla base dell'edificio e prosegue di pari passo con l'elevazione delle strutture verticali e orizzontali dell'edificio o comunque può immediatamente avere inizio al termine dei lavori.

I moduli di facciata sono infatti strutturalmente indipendenti e sono collegati tra loro con giunti telescopici tali da consentire, dopo l'installazione, movimenti di aggiustaggio nel piano della facciata decisamente superiori rispetto a quelli di un curtain wall tradizionale.

Non è necessario l'uso di impalcature e, una volta giunte a destinazione, le cellule di facciata vengono scaricate e distribuite ai vari piani. La prima operazione che viene eseguita è il posizionamento delle staffe di ancoraggio (normalmente eseguito prima dell'arrivo dei moduli in cantiere) per un'altezza corrispondente a 3-4 piani e successivamente viene iniziata l'operazione di posa delle cellule che può avvenire con la gru di cantiere od anche per mezzo di un argano situato 3-4 piano sopra quello di posa e posizionato su rotaie parallele al bordo dei solai e fissate agli stessi ferri di ancoraggio che serviranno per le successive staffe. Una volta terminata la posa nei tre piani sottostanti la rotaia viene rimossa e riposizionata 3-4 piani più in alto e così via.

Altri punti a favore del sistema ad unità possono essere sintetizzati come:

- Ottimi livelli di tenuta all'acqua e all'aria grazie ad un montaggio dei componenti ed a un controllo dello stesso in officina;
- I moduli di facciata sono strutturalmente indipendenti e sono collegati tra loro con giunti telescopici tali da consentire, dopo l'installazione, movimenti di aggiustaggio nel piano della facciata decisamente superiori rispetto a quelli di un curtain wall tradizionale;
- In diversi sistemi di curtain wall tradizionali la tenuta all'acqua è di tipo "passivo", cioè basata sulla sigillatura di tutti i punti di possibile infiltrazione,



nella facciata prefabbricata invece possono essere realizzati i giunti di collegamento dei moduli come intercapedini d'aria dove realizzare l'equalizzazione di pressione tra esterno ed interno.

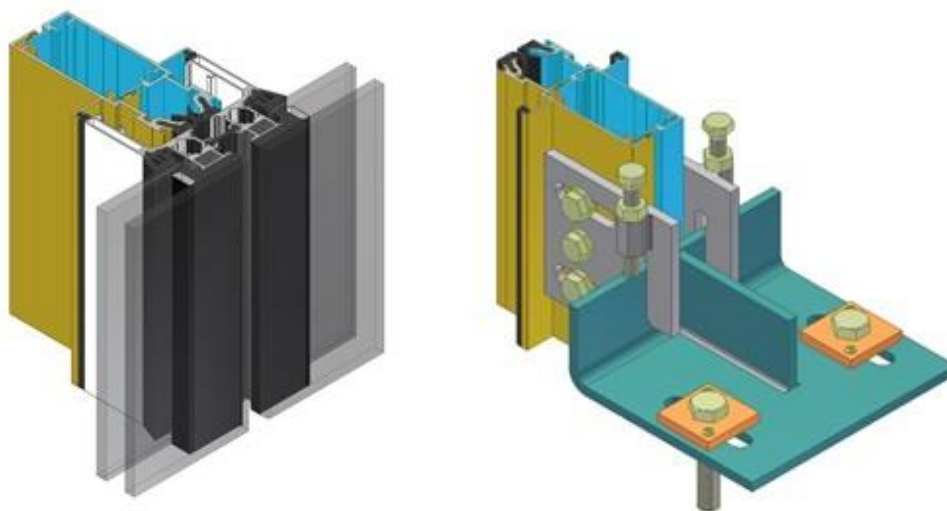
Gli svantaggi del sistema a cellula sono ovviamente il contrario dei vantaggi della facciata a montanti e traversi e quindi:

- Nel caso in cui le cellule siano di grosse dimensioni possono essere necessari ampi spazi per la movimentazione e l'eventuale momentaneo stoccaggio;
- Necessità di avere particolari precauzioni nel trasporto, nello stoccaggio e nella movimentazione in cantiere degli elementi di facciata in quanto il deposito in condizioni igrometriche diverse da quelle consigliate dal produttore, urti accidentali e manovre di sollevamento scorrette possono compromettere il rispetto delle tolleranze dimensionali stabilite, causare locali fessurazioni ed anche rotture delle lastre vetrate così come il danneggiamento delle guarnizioni di tenuta.
- Infine per quanto riguarda il trasporto, non vanno dimenticati gli aspetti logistici che implicano la verifica delle dimensioni massime delle cellule in relazione alle sagome limite ammesse su strada, così come la necessità di reperire automezzi con rimorchi ribassati e la verifica di eventuali ostacoli, come sottopassi, ponti e strettoie, che possono impedire il trasporto dei moduli di facciata.

Il telaio perimetrale deve essere costituito da profili di sagoma tale da consentire gli accoppiamenti tra telaio e quello adiacente sia sui lati verticali che su quelli inferiore e superiore (profili ad incastro maschio-femmina). Le facciate a cellula possono essere realizzate non solo secondo la tipologia montanti e traversi, ma anche secondo quella dell'incollaggio strutturale ed essere disponibile con tutti i tipi di apertura e con tutti i tipi di pannelli spandrel.

Il sistema di ancoraggio per la facciata a cellula deve garantire le stesse prestazioni meccaniche e tolleranze geometriche presentate precedentemente per il sistema a montanti e traversi.

In questo caso il singolo modulo risulta essere appeso, attraverso vari tipi di ancoraggi, alla struttura dell'edificio. Un elemento di connessione ad "U" solidale con la cellula consente l'ancoraggio alla staffa posizionata precedentemente sulla soletta. Attraverso una vite di regolazione verticale, la quale se avvitata o svitata alza o abbassa gli spigoli superiori della cellula rispetto alla staffa, garantisce il perfetto posizionamento della cellula. Per consentire questa regolazione gli altri elementi di connessione sono dotati delle necessarie tolleranze. Una vite trasversale sull'elemento di connessione ad "U" impedisce la fuoriuscita della cellula dalla sua sede.



*Figure 15: Sezione di un telaio a cellule*

*Figure 16: Ancoraggio tipo per facciate a cellule*

La cellula posizionata ha ancora la possibilità di muoversi leggermente per consentire le dilatazioni termiche senza che queste generino tensioni non desiderate sulla cellula. Tecnologicamente la possibilità data alla cellula di muoversi è garantita diversificando gli ancoraggi da sopra a sotto e da destra a sinistra. L'allungamento

dovuto a variazioni termiche si esprime sul piano della facciata sia sui montanti, quindi in direzione verticale, sia sui traversi, quindi in direzione orizzontale. In direzione verticale la cellula può allungarsi liberamente verso il basso grazie ai perni verticali dei montanti che possono entrare più o meno dentro ai profili dei montanti della cellula superiore. In direzione orizzontale la dilatazione è garantita da destra a sinistra o viceversa.

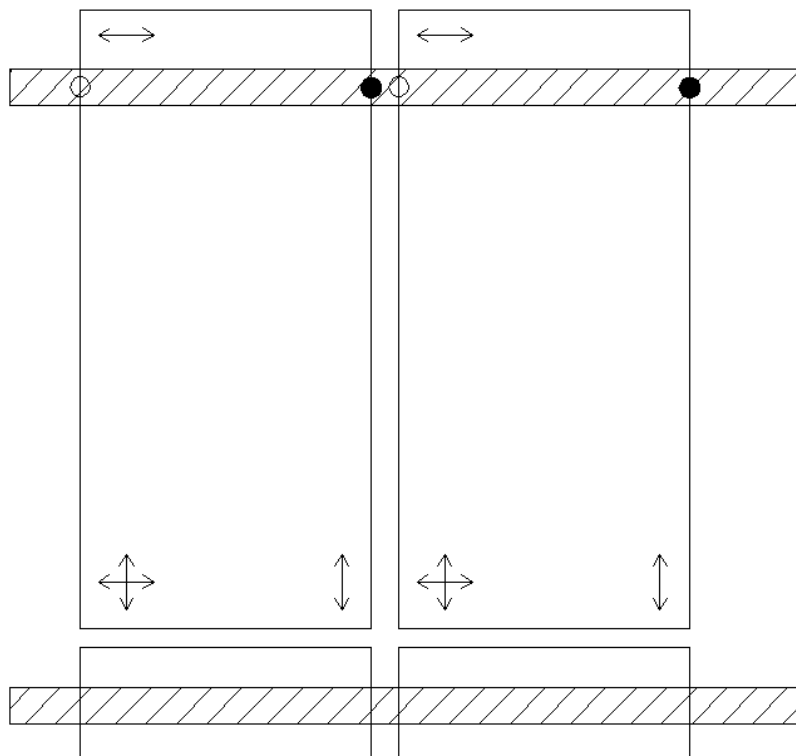


Figure 17: Schema strutturale di una facciata a cellule

## 2.5. Facciata continua con fissaggio puntuale

Questo tipo di facciata è costituita da lastre di vetro, singole o anche doppie, non più vincolate in modo continui lungo i lati da un telaio di supporto, ma in modo puntuale in corrispondenza dei vertici delle lastre medesime; le lastre sono connesse tra loro da appositi apparecchi di fissaggio che sostengono contemporaneamente gli angoli di quattro lastre convergenti, chiamati ragni o spider; il telaio di alluminio è sostituito da una sottostruttura realizzata con le più diverse tecnologie (in tubolari di acciaio, in

montanti in vetro oppure un sistema di tiranti in acciaio) che collegano gli apparecchi di fissaggio alla struttura dell'edificio.

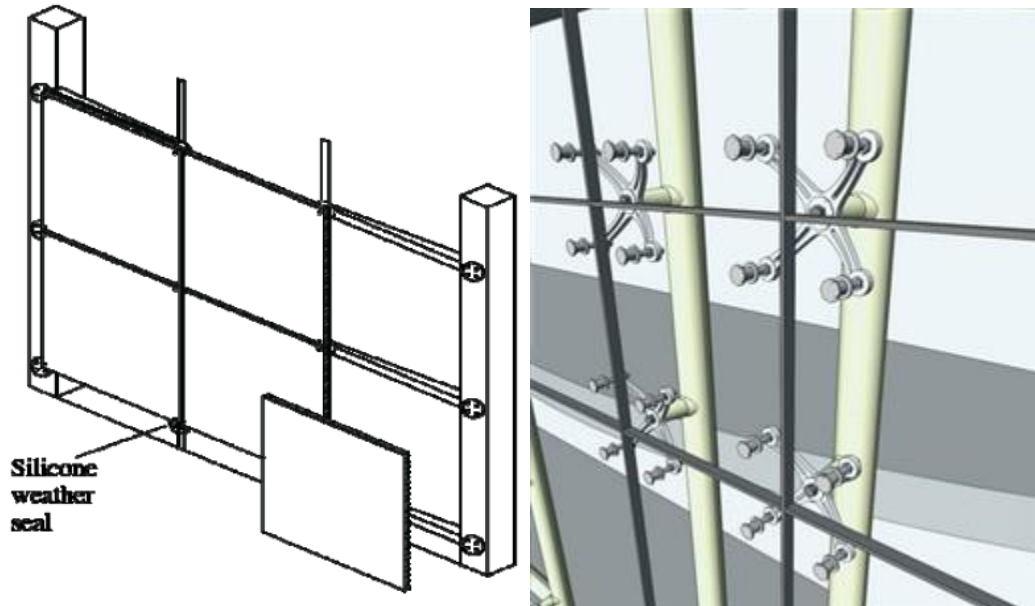


Figure 18: Facciata continua con fissaggio puntuale

I principali vantaggi di una facciata continua sospesa possono essere riassunti nel seguente modo:

- Pregio estetico ottenuto garantendo la massima trasparenza per l'assenza dei classici montanti;
- Estensione all'uso anche in configurazione di copertura inclinata ed orizzontale;
- Libertà nella scelta della struttura (prima e secondaria) di sostegno;
- Buon comportamento termico con l'impiego dei doppi vetri e la possibilità di minimizzazione dei ponti termici;
- Buon isolamento acustico (in caso di utilizzo di vetrocamera);
- Possibilità di installazione in un sistema a "doppia pelle" garantendo quindi elevate prestazioni termiche e acustiche.

Mentre i plausibili svantaggi possono essere riassunti in:

- Particolare raffinatezza costruttiva e quindi richiede notevole attenzione nelle fasi di movimentazione e montaggio delle lastre di vetro;
- La tenuta all'acqua della facciata dipende esclusivamente dalle caratteristiche prestazionali del sigillante e dalle modalità della sua messa in opera;
- Utilizzo di vetri con prestazioni di resistenza meccanica superiori alla media;
- Una facciata di questo tipo ha un limitato sviluppo verticale, circa 20 m, che dunque la rende adatta in modo particolare per edifici che si sviluppano principalmente in senso orizzontale piuttosto che in verticale.

Il funzionamento di questo tipo di curtain wall consiste essenzialmente nel fatto di "appendere" le lastre di vetro della facciata. L'elemento caratterizzante è proprio l'organo di fissaggio delle lastre che ha il compito di "sospendere" puntualmente le tamponature vetrate e trasmettere le sollecitazioni (peso proprio, vento) ma anche dilatazioni e movimenti differenziali, alla struttura di sostegno.

Le lastre di vetro vengono forate in corrispondenza dei quattro vertici, i fori possono essere lisci o filettati al fine di ospitare un bullone formato da un cilindro piatto in acciaio inossidabile in rilievo rispetto al piano della vetrata (connessione rigida), oppure una rotelle a testa conica che viene inserita all'interno della svasatura del foro (articolazione); l'integrità dell'isolamento e della tenuta è garantita dall'uso di un particolare elemento distanziatore a corona circolare coassiale con la vite e adeguatamente sigillato.

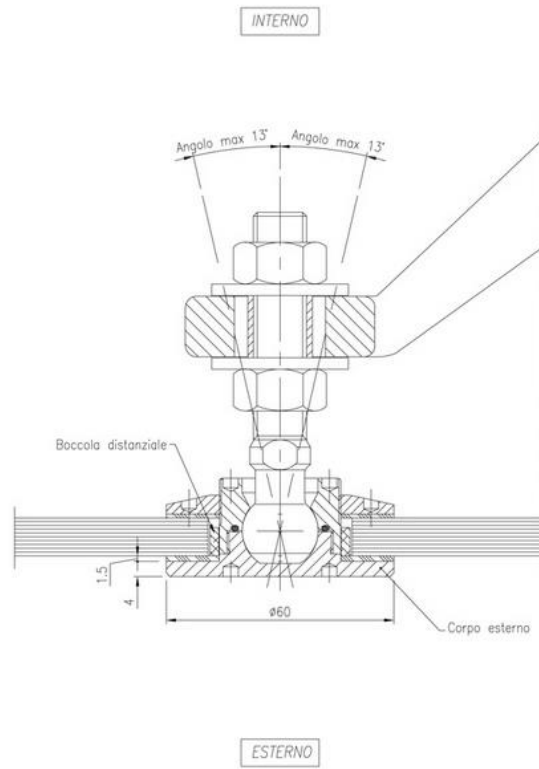


Figure 19: Dettaglio di rotule con foratura passante per vetro stratificato

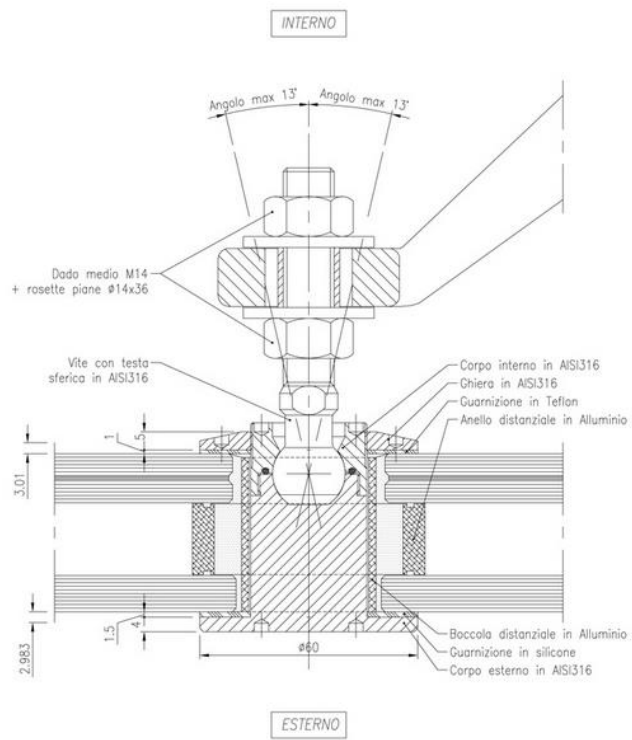


Figure 20: Dettaglio di rotule passante per vetrocamera

Nelle facciate vetrate a sostegno puntuale, elemento fondamentale deve essere il fatto che il vetro non subisca degli stati di coazione, ma che al contrario sia libero di flettersi e muoversi sotto l'azione dei carichi previsti. Normalmente le lastre vetrate risultano essere appese ai due punti di fissaggio superiori che hanno dunque il compito di sopportare il peso proprio, mentre ai fissaggi inferiori è dato il compito di assorbire i movimenti differenziali nel piano della facciata dovuti ai fenomeni dilatativi e ai movimenti della struttura di sostegno. La rotulle, tramite un apposito sistema di fissaggio a quattro punti a bilanciere, può essere collegato direttamente a dei montanti verticali o ad una struttura secondaria.

A causa della concentrazione di sforzi in solo quattro vertici le lastre di vetro che vengono impiegate in questo tipo di curtain wall sono normalmente di tipo temprato ed assemblate singole, stratificate o doppie.

Il giunto esistente tra una lastra e quella adiacente viene eseguito con l'uso di sigillanti a tenuta agli agenti atmosferici, senza dover ricorrere necessariamente all'uso di sigillante; a questo giunto è affidato il compito di assorbire le dilatazioni differenziali ed i movimenti delle lastre di vetro.

## 2.6. Facciata continua strutturale

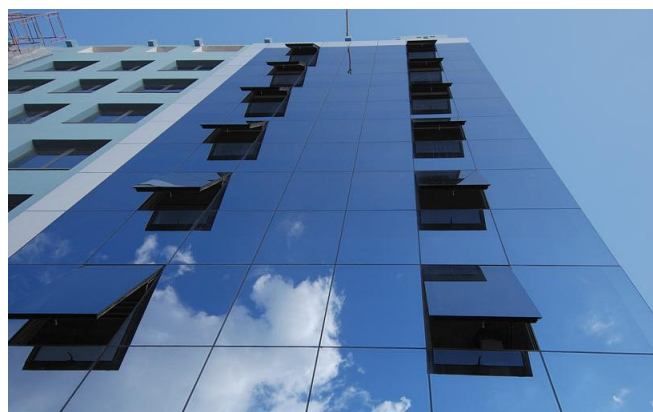
È una facciata realizzata con tamponature vetrate apribili o fisse, con struttura a montanti e traversi in alluminio. Il termine "strutturale" si riferisce alle modalità con le quali il vetro è collegato al sottostante telaio metallico per mezzo di sigillanti strutturali. L'impiego di sigillante strutturale può riguardare lastre singole o anche vetrocamera. Una facciata continua strutturale può essere realizzata sia con tecnologia a montanti e traversi che a cellule.

Venendo a mancare l'elemento di battuta tra telaio e lastra, la superficie vetrata in un sistema strutturale è decisamente superiore rispetto a quella di una facciata tradizionale e deve essere richiesta la massima cura nel taglio e nella molatura degli spigoli e dei bordi.

Da un punto di vista estetico l'effetto di "cortina vetrata uniforme" è maggiore quanto è minore la distanza tra le lastre adiacenti; questa esigenza architettonica è parzialmente in conflitto con il fatto che una certa distanza tra le lastre di vetro è necessaria per assorbire le dilatazioni termiche e le deformazioni del giunto siliconico dovute all'azione del vento. Normalmente tale distanza non dovrebbe essere inferiore a 1,0 – 1,2 cm; nel caso di edifici di altezza elevata, dove le deformazioni dell'edificio sono sensibili (torsioni e traslazioni orizzontali differenziali dei solai), è opportuno innalzare la dimensione del giunto fino anche a 2 cm ed oltre.



*Figure 21: Sezione di un telaio con vetro strutturale*



*Figure 22: Facciata di un edificio con vetro strutturale*



Nei sistemi a facciata strutturale è necessario che la lastra di vetro sia adeguatamente separata, fisicamente e termicamente, dal telaio in alluminio al fine di evitare che le tensioni agenti sui montanti e i traversi dovute ai carichi termici od ai movimenti della struttura dell'edificio non vengano trasferite ai vetri.

A prescindere dal tipo di silicone scelto, esso deve sostenere il peso proprio delle lastre e trasferire i carichi orizzontali (vento) alla sottostruttura metallica; il giunto d'incollaggio strutturale è dunque sottoposto all'azione di diverse sollecitazioni combinate:

- Meccaniche, dovute ai carichi del vento;
- Termiche: le variazioni di temperatura generano dilatazioni differenziate negli elementi di facciata: vetri, telaio, struttura dell'edificio;
- Dovute alla deformazione della struttura sotto l'azione delle forze orizzontali (vento e sisma) e verticali (carichi accidentali e permanenti dei solai, componente verticale del sisma)

### 3. Comportamento al sisma della facciata continua

In questo capitolo si descrive il comportamento sismico delle principali tipologie di facciata continua e ci si soffermerà in particolare sul sistema a cellule, che sarà preso come caso di studio per lo sviluppo del progetto descritto nei capitoli successivi. Tra i sistemi di facciata, come sarà possibile notare, ci saranno differenti modi di reagire all'azione sismica. In particolar modo il comportamento di interfaccia tra il vetro e il telaio diventa l'argomento di maggior interesse, essendo questo l'elemento di maggiore influenza nella sicurezza di una facciata continua.

#### 3.1. Facciata continua a montanti e traversi

Durante un evento sismico il telaio di una facciata continua tende a seguire il movimento della struttura di supporto. Esso, se il movimento avviene nel piano di facciata, si deformerà in modo tale da creare una maglia formata da una serie di parallelogrammi a seconda del modo di vibrare della struttura. Il pannello vetrato, di conseguenza, reagirà attraverso un movimento di traslazione e rotazione, fino a ricevere una tensione di compressione dovuta al contatto con il telaio di supporto.

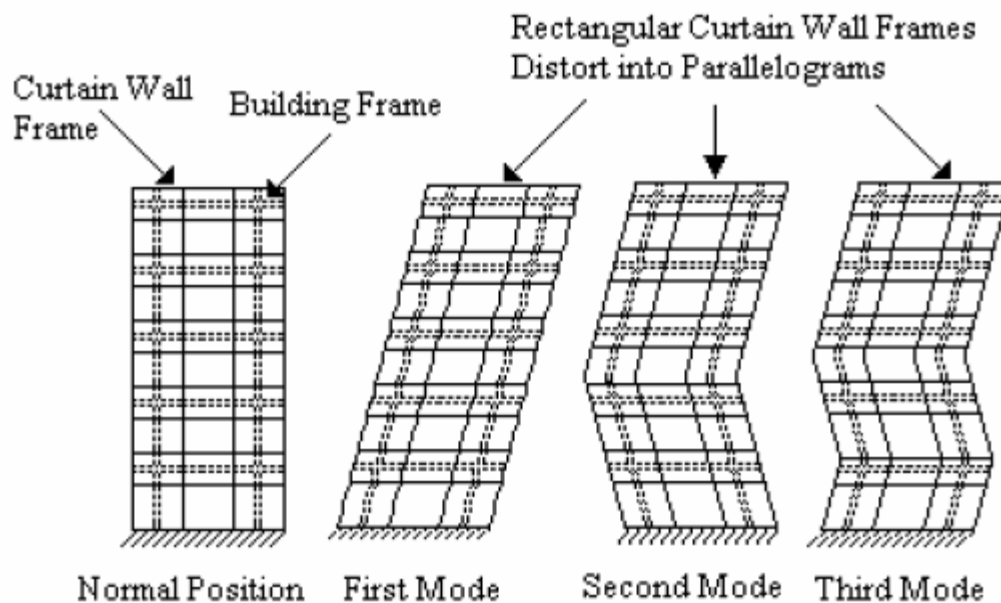


Figure 23: Rappresentazione schematica dei modi fondamentali di vibrazione di una tipica struttura di un edificio con un sistema tradizionale di facciata continua

La causa maggiore di danno in un pannello vetrato, facente parte di una facciata continua, durante un terremoto è rappresentato dalle deformazioni che si vengono a creare nel piano di facciata. Questo è dovuto alla significativa rigidità del vetro nella direzione parallela al piano di facciata. Studi hanno evidenziato che la risposta viene descritta in due fasi:

- Una prima fase durante la quale, a seguito della deformazione del telaio, la lastra subisce una traslazione in direzione dell'azione sismica. Questo movimento prosegue fino a quando non si genera un contatto tra la lastra e il telaio. Successivamente il vetro subisce una rotazione tale da far coincidere i due angoli opposti del telaio con i propri.
- Una seconda fase in cui i due angoli opposti del vetro vengono sollecitati ad un carico di compressione derivante dalla deformazione del telaio di supporto.

### 3.1.1. Deformazione del telaio

Come descritto nel capitolo precedente, i montanti della facciata corrono da solaio a solaio ed a garantire la continuità tra di loro vi sono dei canotti che, fissati al montante inferiore, si innestano in quello superiore.

In alto il montante è serrato su due staffe di acciaio ancorate con dei tasselli, e pertanto in quel punto non può traslare né orizzontalmente né verticalmente e tantomeno ruotare.

L'attacco superiore può essere quindi schematizzato con un incastro. Alla base la situazione del montante risulta essere di più difficile interpretazione. Articoliamo lo spostamento in tre fasi successive:

- Il montante superiore trasla fino ad andare in appoggio al canotto che collega i due montanti. Durante questa fase dello spostamento il montante non è sollecitato in quanto in alto è vincolato ed è indotto a traslare mentre in basso non trova alcuna opposizione al movimento
- Il canotto è a contatto con la parete interna che continua la sua deriva. La sua sezione del montante ruoterà attorno allo spigolo alto del canotto fino al contatto tra il vertice basso del montante e il canotto. Il comportamento del vertice basso del montante risulta essere simile a quella del carrello.
- Raggiunto il punto di contatto non è più ammessa la rotazione del montante pertanto il vincolo si comporta come un incastro e il momento di vincolo risulterà quello generato dalla coppia che si instaura tra i due punti di contatto indotti dall'ulteriore spostamento orizzontale non ancora espresso

### 3.1.2. Movimento rigido del vetro all'interno del telaio di supporto

La figura sottostante schematizza un pannello di vetro con il proprio telaio di supporto. Con "c" si rappresenta lo spazio libero tra il bordo del pannello e del telaio. Si osserva, inoltre, che il pannello può ricevere uno spostamento relativo  $\delta_d$  in

relazione alle proprie dimensioni e al valore di “c”, senza che sia esercitata alcuna forza sul vetro.

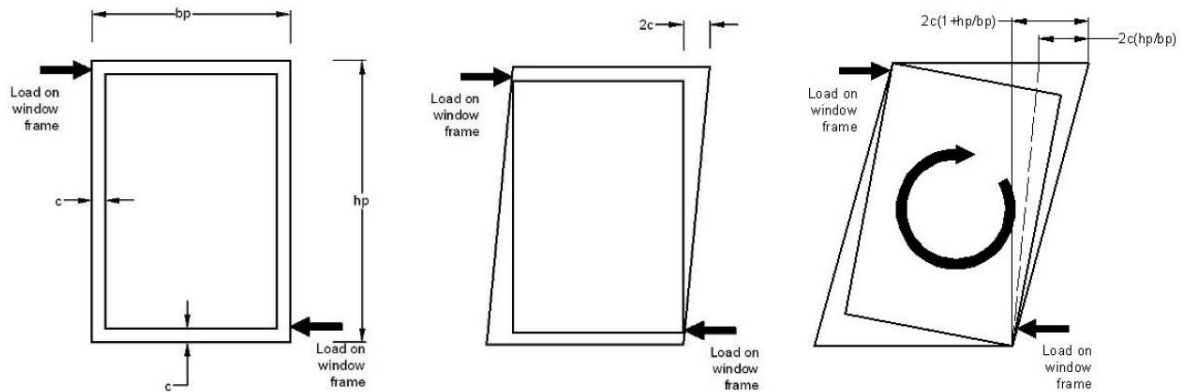


Figure 24: Deformazione nel piano di facciata: movimento rigido

Esiste quindi una relazione tra la deformazione ammissibile  $\delta_d$  e la dimensione del pannello ( $h_p$  e  $b_p$ ) e lo spazio libero ( $c$ ).

$$\delta_d = 2 c (1 + h/b)$$

Queste considerazioni valgono per quei sistemi nei quali viene utilizzato un sigillante “morbido” che consente il movimento relativo tra il vetro e il telaio.

### 3.1.3. Deformazione dovuta alla pressione sul vetro

Una volta che il sistema vetrato ha subito il movimento rigido, i due angoli opposti della lastra di vetro inizieranno a coincidere con gli angoli adiacenti del telaio. Di conseguenza si viene a creare uno stato di compressione lungo la diagonale della lastra. In questa fase, il pannello tende a curvarsi e contemporaneamente ad accorciarsi lungo la direzione diagonale, subendo un’ulteriore rotazione insieme al telaio. Da questo meccanismo di accorciamento/rotazione ne scaturisce uno spostamento laterale  $\delta_d$ , che può essere collegato all’accorciamento diagonale  $\Delta d = d - d'$  attraverso l’assunzione di una semplice relazione geometrica  $\delta_d \ll d$ . L’accorciamento del vetro è il risultato della deformazione fuori dal piano nella direzione diagonale come mostrato nella figura.

$$\Delta d = (b/d) \delta_d$$

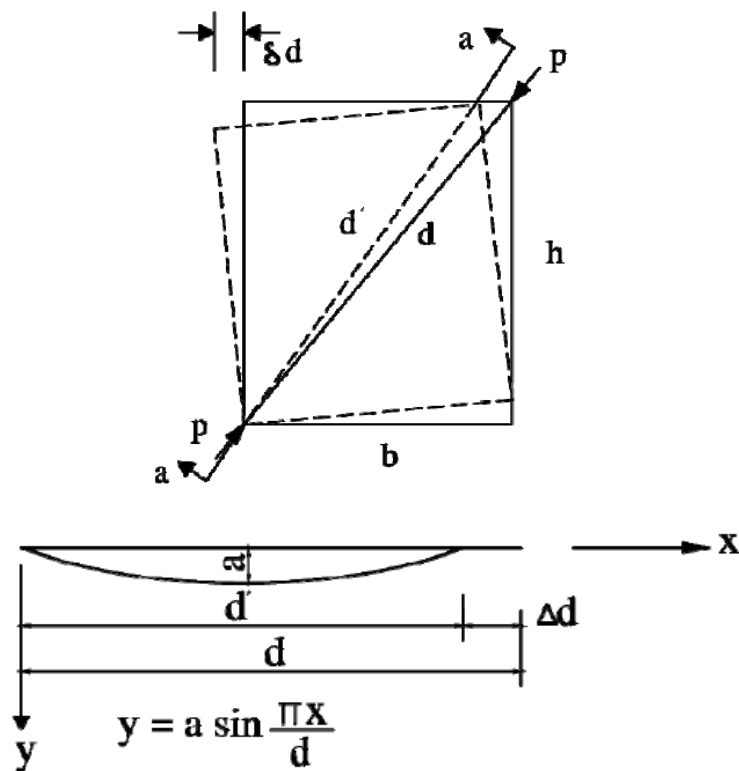


Figure 25: Deformazione nel piano di facciata nella direzione diagonale del vetro

Assumendo che la freccia massima sia corrispondente alla mezzeria del pannello si può calcolare il valore di deformazione ammissibile:

$$\delta_d = \frac{1}{b} \left( \frac{\sigma_{all} d^2}{\pi E t} \right)^2$$

In questo caso la deformazione  $\delta_d$  dipenderà anche dallo spessore. In particolare maggiore sarà lo spessore della lastra e minore risulterà essere la deformazione ammissibile.

#### 3.1.4. Movimento fuori dal piano

Il comportamento del vetro agli spostamenti fuori dal piano, nel caso specifico del curtain wall, non è stato oggetto di studi approfonditi. Sono stati condotti degli studi relativi ai casi di vetrata ad altezza di piano che, con le dovute differenze, possono dare delle indicazioni per i sistemi di facciata continua. La figura sottostante mostra

lo schema di una vetrata che ricopre l'intera altezza di piano. Il pannello vetrato viene sostenuto solo sui lati orizzontali, attraverso l'utilizzo di traversi in alluminio e guarnizioni elastiche. Si nota una grande inflessione nel vetro causa l'accorciamento dello stesso, con conseguente mancanza di sostegno alla testa del pannello, arrivando infine al fallimento del sistema vetrato per instabilità.

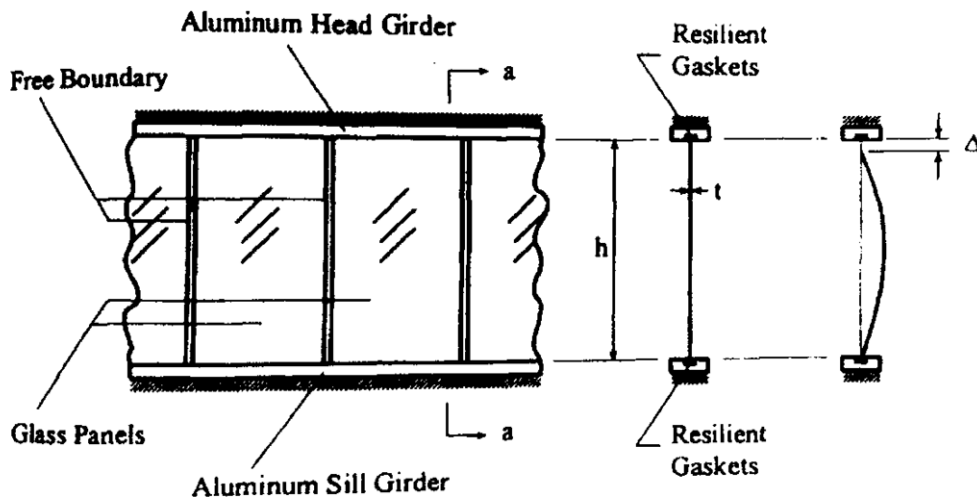


Figure 26: Schema di collegamento tra il vetro e il telaio in una facciata continua

Il comportamento del vetro all'azione sismica fuori dal piano dipende principalmente da due fattori: lo spessore e l'altezza della lastra. Come dimostrato da calcoli analitici la resistenza del vetro al movimento fuori dal piano, in termini di massima deformazione e massima tensione ammissibile, cresce al diminuire dello stesso e all'aumentare dell'altezza, come mostrato dai seguenti diagrammi.

### 3.2. Facciata continua strutturale

In questi sistemi di facciata strutturale la lastra di vetro è incollata su tutti e quattro i lati al telaio meccanico mediante l'uso del silicone strutturale. Questo comporta una distribuzione omogenea dei carichi lungo il bordo della lastra, evitando gli effetti di azioni localizzate. Nel caso non ci fossero connessioni adatte ad assorbire il movimento sismico è possibile osservare tre tipi di danno:

- Distorsione del telaio

- Rottura del silicone strutturale
- Fallimento del vetro

I primi due tipi di danno sono relativi allo stato di servizio del curtain wall, mentre il terzo si riferisce ad uno stato di sicurezza a meno che non si usi un vetro di sicurezza (temperato o stratificato).

Dato che il vetro viene sottoposto a delle forze di taglio lungo l'intero bordo è possibile utilizzare la teoria delle piastre per ottenere la capacità di carico massimo del sistema vetrato.

$$(N_{xy})_{cr} = k \frac{D\pi^2}{b^2}$$

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 t}$$

In questo tipo di sistema, lo spostamento non provoca alcuna forza di compressione sugli angoli del pannello. Invece, data la continuità di connessione, queste deformazioni si traducono in forze di taglio lungo il bordo. Per cui l'eventuale fallimento del sistema vetrato potrà essere ricondotto ad una instabilità per taglio. Analiticamente si dimostra che la capacità del vetro di resistere a taglio sia maggiore all'aumentare del proprio spessore e al diminuire delle proprie dimensioni. Inoltre si dà prova che il pannello, supportato ai bordi dal silicone strutturale, e soggetto a forze di taglio, abbia una notevole resistenza alle deformazioni. Per cui è probabile che il danno dipenda principalmente dall'aderenza del silicone e/o dal telaio di supporto.



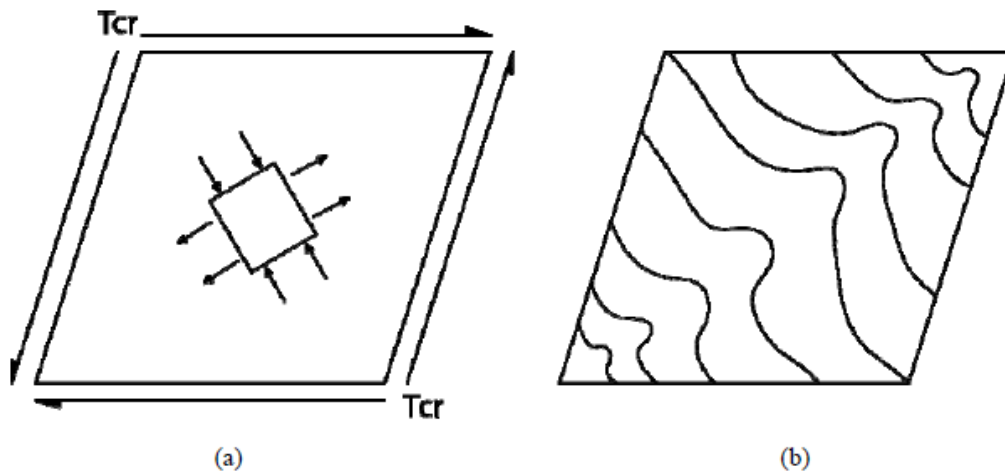


Figure 27: Pannello soggetto ad azione di taglio; a) sforzo principale nel centro del piano; b) deformazione della piastra

### 3.3. Facciata continua ad elementi

Attraverso uno studio condotto in laboratorio è possibile ottenere delle indicazioni relative al comportamento sismico dei sistemi di facciata a cellule. Il test consiste nell'utilizzo di una trave sismica che, attraverso l'uso di un martinetto idraulico, induce degli spostamenti statici al sistema di facciata. Il provino viene fissato sulla parte superiore della trave sismica tramite delle staffe.

Il comportamento che si prevede è quello di un'iniziale rotazione dell'unità seguita dalla deformazione del telaio in alluminio.

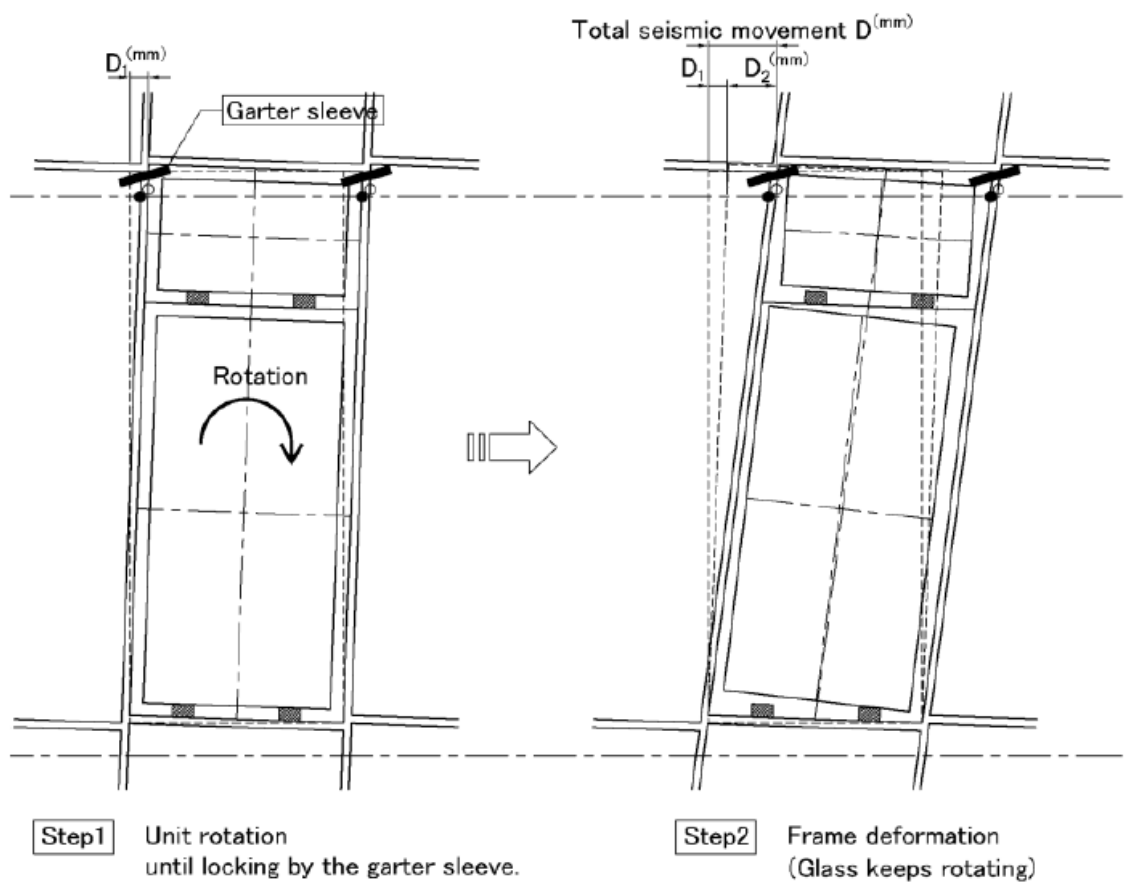


Figure 28: Disegno schematico rappresentante la previsione del comportamento della facciata allo spostamento nel piano

Sono evidenti due passaggi essenziali nel comportamento globale della facciata:

- Il primo passaggio è caratterizzato dalla rotazione della cellula. L'intera unità di facciata, il telaio con il vetro e tutti i componenti ruotano rigidamente.
- Il telaio, conclusa la rotazione rigida della cellula, inizia a deformarsi creando una forma romboidale. Questo corrisponde al momento di maggiore criticità per l'integrità del pannello vetrato, dovuto al rischio di contatto tra il telaio e pannello stesso.

Il pannello vetrato ha un comportamento diverso dal telaio. Esso ruota seguendo il movimento del telaio, ma, invece di deformarsi, si comporta come un elemento rigido.

Durante il test vengono confermate le considerazioni fatte precedentemente, con l'aggiunta di un'ulteriore comportamento: applicando un'ampiezza di spostamento relativamente alta si nota un improvviso bloccaggio della rotazione, con successiva traslazione della cellula. Questo è dovuto al cedimento dei collegamenti nei montanti tra due unità contigue. In particolare l'eccessiva rotazione tende a sforzare oltre misura i perni di collegamento, provocando così l'allargamento dei fori che le ospitano. Questo causa la fuoriuscita dei perni, e quindi l'impossibilità da parte dei collegamenti di evitare la traslazione delle cellule.

### 3.4. Facciata puntuale

Le prestazioni della facciata puntuale relative allo spostamento nel piano dipendono da tre principali componenti: dal pannello vetrato, dal dettaglio della connessione e dal telaio di supporto strutturale. I possibili modi di fallimento del sistema includono: rottura del vetro, fallimento dei bulloni e cedimento del ragno.

Il pannello vetrato e i ragni traslano e ruotano come corpi rigidi, mentre il sigillante tra i pannelli si deforma. In particolare, quando il carico laterale viene applicato, la lastra di vetro sviluppa delle tensioni di trazione e compressione in direzione diagonale, provocando la conseguente rotazione dei ragni. Il sigillante invece offre un contributo alla resistenza nei confronti delle azioni di compressione, trazione e taglio e resiste in parte al movimento tra i pannelli vetrati in direzione parallela e perpendicolare al piano di facciata.

I ragni, quando sottoposti a carico di trazione, tendono a deformarsi nella direzione perpendicolare al piano di facciata verso il telaio di supporto, mentre, quando sottoposti ad un carico di compressione, si deformano nella direzione opposta. Questo comportamento porterà ad avere delle tensioni concentrate intorno alla connessione tra il bullone e il vetro, le quali causeranno la presenza delle prime fessure, fino ad arrivare al completo fallimento del pannello

## 4. Connessioni avanzate

L'uso di connessioni avanzate viene proposto per rendere meno vulnerabile le facciate continue nelle condizioni di movimento sismico. L'idea è quella di fornire un isolamento tra la facciata e la struttura procurando un dissipamento dell'energia sismica. Questa tipologia di connessione ha maggiore efficacia nei sistemi di facciata continua "pesanti", in quanto sono in grado di trasferire più energia necessaria ad attivare il meccanismo di dissipazione.

Le connessioni devono essere capaci di trasmettere i seguenti carichi:

- Carichi verticali
- Carichi perpendicolari al piano di facciata
- Carichi orizzontali paralleli al piano di facciata

I carichi verticali sono dovuti al peso degli elementi di facciata, ma anche dalle espansioni di natura termica degli elementi stessi. La trasmissione dei carichi verticali è la principale funzione dei sistemi di connessione per facciate. I carichi perpendicolari al piano di facciata derivano dall'azione del vento, della folla e dal movimento degli elementi di facciata durante un terremoto. La trasmissione di queste forze mantiene il sistema di facciata in posizione. I carichi orizzontali che agiscono paralleli al piano di facciata sono derivati dallo spostamento relativo tra i piani durante un evento sismico, e anche da espansioni di natura termica. La principale funzione delle connessioni avanzate è quella di isolare il pannello di

facciata dai carichi trasversali attraverso la propria flessibilità o la dissipazione dell'energia indotta dal sisma.

I carichi applicati sulla connessione non sono necessariamente confinati alle forze che agiscono sul sistema e in caso di presenza di vincoli rotazionali, queste forze risulteranno come momenti applicati sulle connessioni.

Si assume che le connessioni avanzate funzionino allo stesso modo dei sistemi tradizionali, con in più la possibilità di trasmettere i carichi orizzontali tra i due sistemi, in funzione del carico che la facciata può sopportare. Per quanto possano essere differenti i sistemi, essi sono generalmente composti da tre principali componenti:

- Ancoraggio alla facciata
- Corpo di connessione
- Ancoraggio alla struttura

In base al tipo di facciata utilizzata, il sistema strutturale dell'edificio (e in alcuni casi la struttura secondaria del sistema facciata), le richieste architettoniche e le funzioni che la connessione deve svolgere, i componenti hanno differenti configurazioni.

#### 4.1. Principali tipologie di meccanismi

In generale esistono quattro tipi di approccio per lo studio delle connessioni avanzate. Ognuno di essi è studiato per soddisfare le proprietà di dissipazione di energia e isolamento tra il sistema di facciata e la struttura di supporto. Inoltre, il mantenimento dell'integrità strutturale del dispositivo di connessione durante cicli ripetuti di spostamento laterale è una delle caratteristiche più importanti che sono state prese in considerazione nello studio delle diverse tipologie di connessione.

## 4.2. Connessioni con deformazione anelastica

La deformazione anelastica del metallo è uno dei meccanismi disponibili per la dissipazione dell'energia sismica nelle strutture. In queste connessioni la perdita di duttilità dei componenti metallici fornisce il requisito di dissipazione energetica attraverso un meccanismo torsionale, o flessionale di elementi regolari, o flessionale di elementi a U.

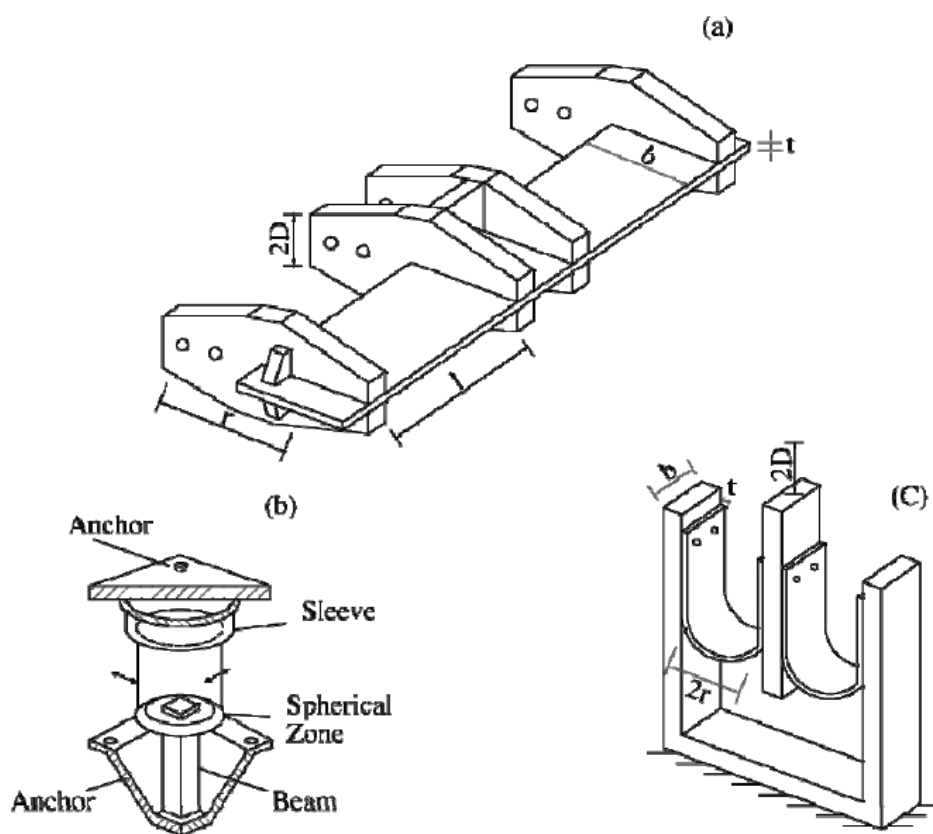


Figure 29: Meccanismi per dissipazione di energia: a) flessione di elementi regolari; b) torsione; c) flessione di elementi a U

La figura sottostante mostra l'esempio di connessioni dissipanti adattate a esempi di facciata continua. Questi adeguamenti sono limitati a sistemi di facciata "pesanti" come pannelli in cemento o terracotta, dove il meccanismo di smorzamento è di più facile attuazione. Per poter adattare queste connessioni ai sistemi di facciata più leggeri è necessario ridurre le dimensioni e lo spessore del componente metallico, il che porterebbe le connessioni ad essere così piccole da non poter assicurare la propria integrità.

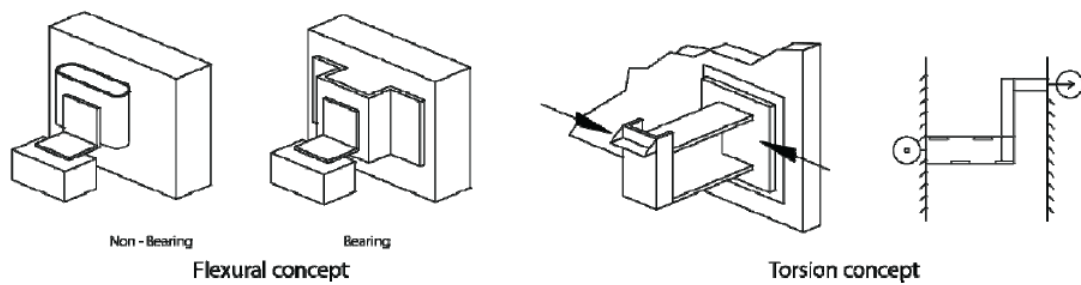


Figure 30: Connessioni per sistemi di facciata continua

#### 4.3. Connessioni con meccanismo viscoelastico

Gli smorzatori viscoelastici sono stati utilizzati per la prima volta negli aerei per il controllo delle vibrazioni nel 1950 in modo da migliorare il comportamento a fatica dei componenti causato dalle vibrazioni del sistema. La loro prima applicazione negli edifici risale al 1969 quando 10.000 dissipatori viscoelastici furono usati nella costruzione delle Twin towers per aiutarle a resistere ai carichi del vento. L'implementazione di questi sistemi a funzioni sismiche ha un'origine più recente.

La seguente figura mostra un tipico sistema di connessione VE nel quale uno strato di materiale viscoelastico è applicato tra due piatti d'acciaio; la deformazione a taglio accompagnata da una dissipazione di energia si verifica quando un danno strutturale induce un movimento relativo tra i due piatti di acciaio.

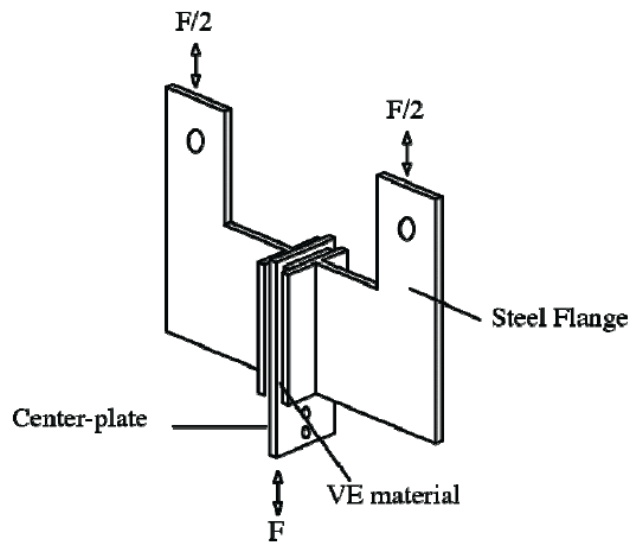


Figure 31: Schema di una tipica connessione con smorzamenti VE

Studiando il comportamento e le equazioni meccaniche che governano questo sistema si nota che in particolare il modulo elastico a taglio dipendono dalla frequenza di eccitazione, dalla temperatura dell'ambiente, lo sforzo di taglio e la temperatura del materiale il che renderebbe questa tipologia poco adatta a soddisfare le esigenze di una facciata continua.

L'obiettivo di queste connessioni è stato quello di fornire un supporto al peso dei pannelli e un mantenimento di un alto livello di duttilità nella direzione laterale. Questo avviene grazie all'utilizzo di strati in neoprene e piastre in acciaio. Ne scaturisce un'elevata rigidità nella direzione verticale e una capacità di sostenere degli elementi nella direzione orizzontale. Gli elementi in acciaio evitano al neoprene di fallire sotto i carichi di compressione, ma non giocano alcun ruolo nella rigidità a taglio della connessione, la quale dipenderà esclusivamente dal materiale elastomerico.



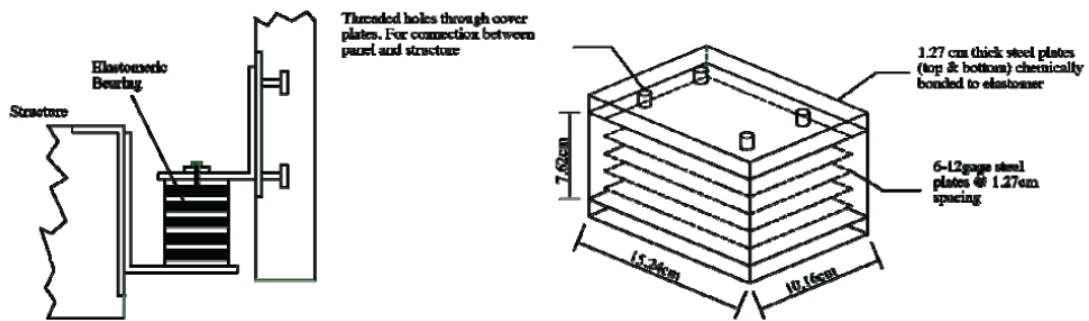


Figure 32: Connessioni viscoelastiche per sistemi di facciata continua

#### 4.4. Connessioni con meccanismo di frizione

In questo tipo di connessioni l'azione dissipante viene svolta nel contatto tra due superfici. Un esempio ampiamente è quello delle connessioni imbullonate.

La differenza sostanziale con le altre tipologie descritte in precedenza è quella che in un diagramma forze/spostamenti la curva del carico non segue un andamento regolare ma assume un andamento discontinuo, con un cambiamento rapido del comportamento meccanico. La connessione avrà un comportamento rigido fino a che non verrà applicata una forza tale da vincere quella di attrito esistente tra le due superfici in contatto, e quindi capace di creare un movimento relativo tra di esse.

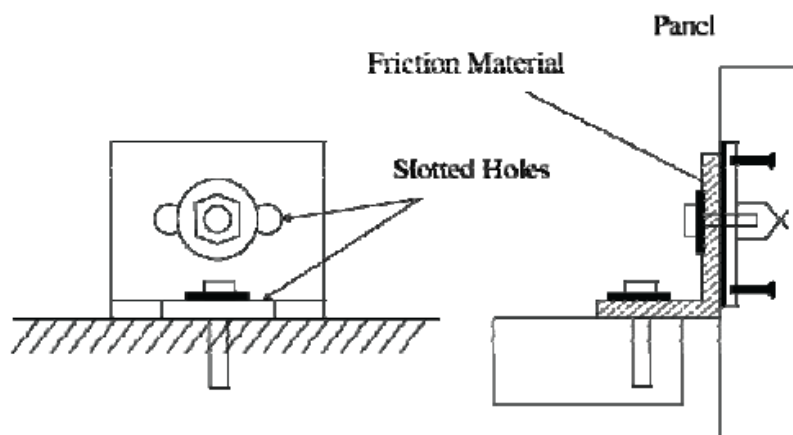


Figure 33: Connessioni con elementi di frizione per sistemi di facciata continua

#### 4.5. Connessioni non dissipanti

Esistono due categorie di connessioni non dissipanti nei sistemi di facciata: rocking e swaying. Nel primo caso la connessione permette un movimento di rotazione in seguito ad uno spostamento laterale della struttura di supporto. Nel secondo caso si ha una traslazione nella direzione orizzontale. In entrambe le configurazioni le connessioni inferiori forniscono i punti di appoggio del pannello, mentre quelle superiori procurano la resistenza ai movimenti laterali.

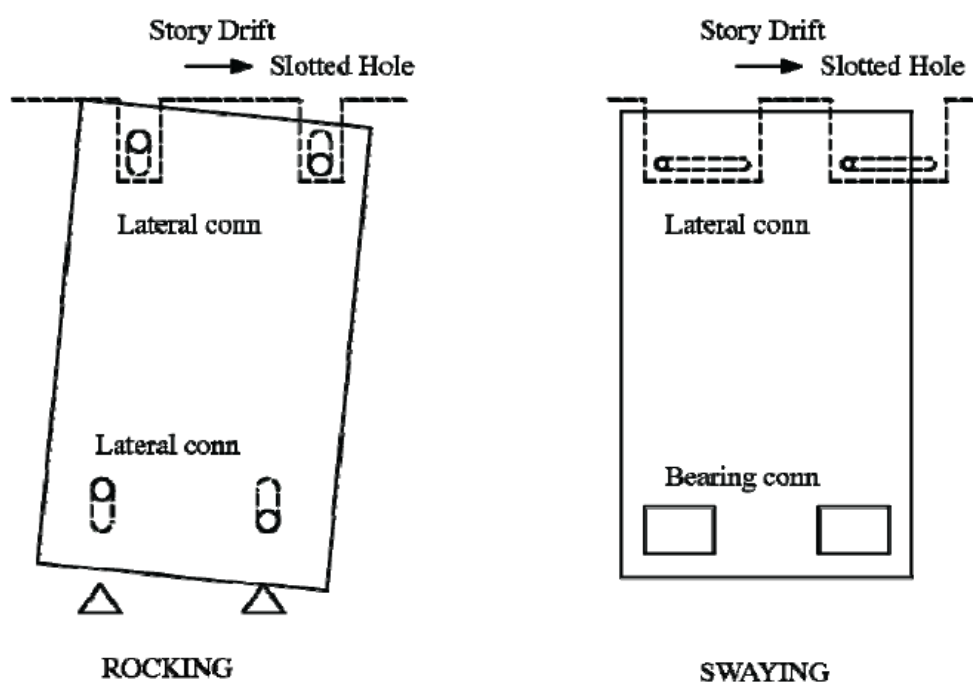


Figure 34: Meccanismo di adattamento allo spostamento nei sistemi di facciata

Le connessioni denominate rocking forniscono bassa rigidità contro i movimenti laterali e un'alta resistenza nei confronti degli spostamenti fuori dal piano. Nel secondo tipo di connessione si permette il movimento solo nella direzione trasversale. Quest'ultimo sistema è preferito nei curtain walls, in quanto il movimento di rotazione nel pannello vetrato può creare delle distorsioni non sopportabili nel sistema di facciata, mentre risulta di più semplice attuazione un sistema che asseconi lo spostamento esclusivamente in direzione orizzontale. Le due figure sottostanti dimostrano un sistema di connessione avanzato per il curtain wall, introdotto da Wulfert, nel quale i pannelli sono connessi ad ogni piano

attraverso l'utilizzo di particolari giunti che hanno il compito di mantenere la tenuta all'aria e all'acqua dell'intero sistema di facciata. In particolare i montanti non saranno continui lungo l'intera facciata, ma saranno disuniti ad ogni piano. In questo modo si viene a creare un'indipendenza tra i montanti. La guarnizione sarà in grado di assecondare anche gli spostamenti fuori dal piano e gli spostamenti nella direzione verticale.

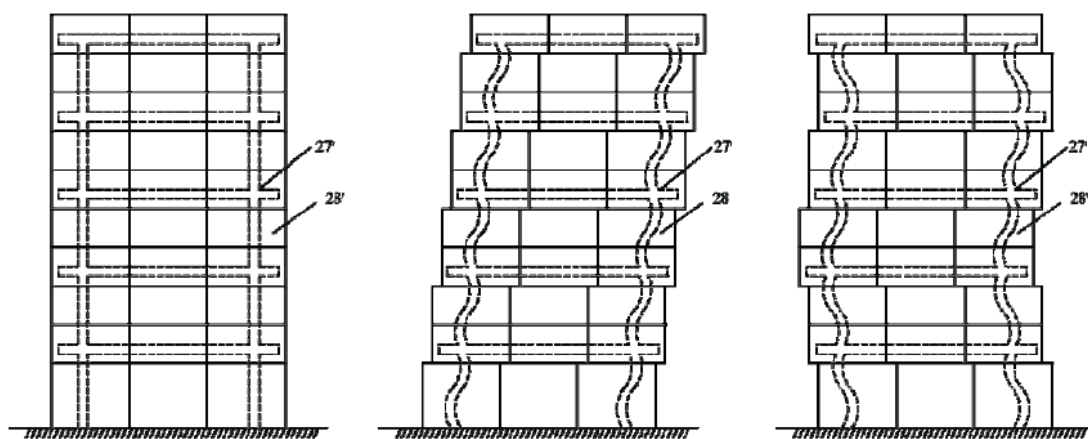


Figure 35: Disposizione del sistema di facciata continua; i montanti sono fissati al telaio della struttura in corrispondenza di ogni piano

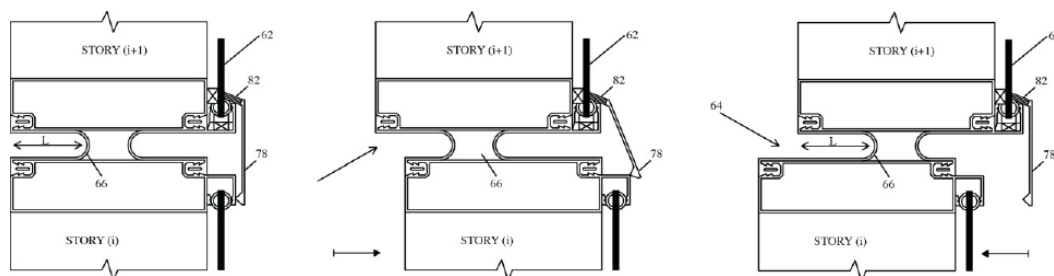


Figure 36: Capacità di assecondare lo spostamento tra piani da parte del giunto

## 5. Normative per la progettazione sismica delle facciate continue

### 5.1. Normativa Europea: Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1 : regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

La norma dedica un capitolo rivolto agli elementi non strutturali che definisce nei seguenti punti:

- Gli elementi non-strutturali (appendici) degli edifici (come per esempio: parapetti, frontespizi, antenne, appendici e attrezzature meccaniche, facciate continue, tramezzi, ringhiere) che potrebbero, in caso di crollo, produrre rischi per le persone o influenzare il comportamento della struttura principale dell'edificio o la sua funzionalità, devono – insieme ai loro supporti – essere verificati nei confronti dell'azione sismica di progetto.
- Nel caso di elementi non strutturali di notevole importanza o di natura particolarmente pericolosa, l'analisi sismica deve basarsi su una modellazione realistica delle rispettive strutture e sull'utilizzo di appropriati spettri di risposta ottenuti dalla risposta degli elementi strutturali di supporto del sistema resistente sismico principale
- In tutti gli altri casi, sono concesse semplificazioni appropriatamente giustificate di questa procedura.

### 5.1.1. Verifiche

Gli elementi non-strutturali, così come le loro connessioni, attacchi o ancoraggi, devono essere verificati per la situazione sismica di progetto. Si raccomanda di tenere conto della trasmissione locale delle azioni alla struttura mediante il fissaggio di elementi non-strutturali e la loro influenza sul comportamento strutturale. I requisiti per il fissaggio al calcestruzzo sono dati nella EN 1992-1-1:2004

Gli effetti dell'azione sismica possono essere determinati applicando agli elementi non-strutturali una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_s \cdot \gamma_a)}{q_a}$$

Dove

$F_a$  è l'azione sismica orizzontale applicata nel baricentro dell'elemento non-strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$S_a$  è il coefficiente sismico applicabile ad elementi non strutturali;

$\gamma_a$  è il coefficiente di importanza dell'elemento;

$q_a$  è il coefficiente di comportamento dell'elemento.

Il coefficiente sismico  $S_a$  può essere applicabile calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

Dove

$\alpha$  è il rapporto tra il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  in un terreno di tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente del terreno;

$T_a$  è il periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo di vibrazione fondamentale dell'edificio nella direzione in oggetto;

$z$  è la quota dell'elemento non strutturale sopra il livello di applicazione dell'azione sismica (fondazione o punto più alto di un basamento rigido);

$H$  è l'altezza dell'edificio misurata dalla fondazione o dal punto più alto di un basamento rigido. Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere preso minore di  $\alpha \cdot S$ .

#### *Coefficienti di importanza*

Per i seguenti elementi non strutturali il coefficiente di importanza  $\gamma_a$  non deve essere minore di 1,5:

- Elementi di ancoraggio di macchinari e attrezzature necessari alla funzionalità dei sistemi di sicurezza;
- Serbatoi e contenitori di sostanze tossiche o esplosive, ritenute pericolose per la sicurezza generale delle persone.

In tutti gli altri casi il coefficiente di importanza  $\gamma_a$  per elementi non strutturali può essere assunto  $\gamma_a = 1,0$ .

#### *Coefficienti di comportamento*

I valori limite superiori del coefficiente di comportamento  $q_a$  per elementi non strutturali sono riportati nel prospetto seguente

Tipologia di elementi non strutturali	$q_a$
Parapetti a sbalzo o decorazioni; Insegne e cartelloni pubblicitari; Camini, pali e serbatoi su sostegni che si comportano come mensole libere per più di metà della loro altezza totale.	1,0

Muri esterni e interni; Tramezzi e facciate; Camini, pali, e serbatoi su sostegni che si comportano come mensole libere per meno di metà della loro altezza totale o vincolate alla struttura in corrispondenza o sopra il loro baricentro; Elementi di ancoraggio per mobili e librerie sostenuti da pavimenti; Elementi di ancoraggio per controsoffitti e dispositivi di illuminazione.	2,0
--	-----

Tabella 1 - Valori di  $q_0$  per elementi non strutturali

#### *Limitazione del movimento tra piani*

Il “requisito relativo alla limitazione del danneggiamento” è considerato soddisfatto se, per effetto di un’azione sismica di progetto corrispondente al “requisito di non-collasso”, i movimenti relativi tra i piani sono limitati in accordo alle seguenti disposizioni:

- Per edifici che hanno elementi non strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:

$$d_r v \leq 0,005 h$$

- Per edifici che hanno elementi non-strutturali duttili:

$$d_r v \leq 0,0075 h$$

- Per edifici che hanno elementi non-strutturali fissati in modo da non interferire con le deformazioni della struttura o senza elementi non strutturali:

$$d_r v \leq 0,0075 h$$

Dove:

$d_r$  è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani;

$h$  è l’altezza del piano

$v$  è il coefficiente di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione sismica, associata al requisito di limitazione del danneggiamento.

#### 5.1.2. Considerazioni

La normativa europea sottolinea l'importanza del progetto degli elementi non strutturali per la sicurezza delle persone e la funzionalità dell'edificio stesso.

Inoltre dice esplicitamente che il sistema di fissaggio e di supporto del sistema sia verificato a resistere alle azioni sismiche di progetto. Infatti riconosce grande importanza nelle staffe e ad altri dispositivi di fissaggio.

L'eurocodice 8 utilizza un metodo semplificato per determinare l'azione sismica da tenere in considerazione, calcolando una forza statica orizzontale applicata nel baricentro dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole. All'interno della formula vengono usati vari fattori, come il fattore di importanza  $\gamma_a$  e il fattore di comportamento  $q_a$ . Non ci sono molte considerazioni sull'importanza degli edifici e sul loro comportamento. Quindi un elemento non strutturale collocato in un edificio con bassa, media, o alta occupazione sarà soggetto e verificato alla stessa azione sismica di progetto.

#### 5.2. Normativa italiana: NTC (Norme tecniche per la costruzione)

Nelle NTC alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. 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; pertanto limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali. In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il



contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidità degli elementi principali.

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruiti senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_s)}{q_a}$$

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;

$S_s$  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. In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati nella tabella relativa.

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

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

Dove

$\alpha$  è il rapporto tra il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  in un terreno di tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$T_a$  è il periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo di vibrazione fondamentale dell'edificio nella direzione in oggetto;

$z$  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.

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre  $z=0$ .

Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere assunto minore di  $\alpha S$ .

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti e decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	

Pareti interne ed esterne	2,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa.	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	
Tramezzature e facciate	

Tabella 2 - Valori di  $q_0$  per elementi non strutturali

Inoltre la normativa propone la verifica degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

- Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r \leq 0,005 h$$

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

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

- Per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h$$

- Per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h$$

Dove:

$d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore

$h$  è l'altezza del piano.

### 5.3. PrEN 13830 rev2013

La presente norma europea specifica le principali caratteristiche tecniche delle facciate continue e include un quadro sistematico di requisiti prestazionali e criteri di prova per garantire la conformità ai requisiti essenziali della Direttiva sui prodotti da costruzione e per fornire principi appropriati nella specifica tecnica del prodotto.

I limiti di sicurezza e di "serviceability" sismiche richieste dipendono dall'evento sismico in se e dalla risposta dell'edificio all'evento.

Per stabilire il movimento del telaio dell'edificio quando si vuole valutare il limite di esercizio sismico richiesto per la facciata continua, si deve usare un'azione sismica di progetto con appropriata possibilità di superamento. Questa può essere più piccola dell'azione sismica di progetto utilizzata per progettare la struttura dell'edificio per resistere al danno. L'evento sismico di progetto con appropriata probabilità di superamento deve essere usato per stabilire i movimenti e l'accelerazione dell'edificio quando si vuole valutare il limite di sicurezza sismica della facciata continua.

### 5.3.1. Requisiti

#### *Limite di servizio*

Capacità del curtain wall di non precludere la propria funzionalità, in seguito all'azione sismica di progetto, in termini di permeabilità all'aria e penetrazione all'acqua.

#### *Limite di sicurezza*

Capacità del curtain wall di trasferire le forze di inerzia alla struttura di supporto tramite i fissaggi; capacità di movimento in modo da prevenire la rottura del pannello, del telaio o dei fissaggi a seguito dell'azione sismica dichiarata; Nessun componente facente parte del curtain wall si deve separare o cadere a seguito dell'azione sismica al limite di sicurezza.

### 5.3.2. Fattori che influenzano le prestazioni sismiche

L'adattamento al movimento sismico per la sicurezza sismica sarà elevato se il gioco attorno alle lastre di vetro sarà significativo e se le dimensioni dei pannelli vetrati sono più piccole

Le prestazioni di servizio dipendono dalla copertura del bordo con giunzioni, la possibilità di adattamento dei giunti sigillati ai movimenti sismici e dall'appropriata sigillatura dei giunti montanti/traversi.

### 5.3.3. Valutazione dei limiti sismici di servizio

Il limite di servizio viene valutato imponendo un movimento al campione nel piano di facciata. Prima e dopo il test sismico dovranno essere confrontate le prestazioni della facciata in termini di permeabilità all'aria e all'acqua verificando che non si riscontrino differenze accettabili. La prova consiste in tre cicli:

- Movimento in una posizione estrema
- Movimento nella posizione estrema opposta

- Ritorno alla posizione originale

L'estremo dovrebbe essere il movimento massimo al limite di servizio. La velocità con cui sono applicate le movimentazioni sono scelte dal progettista.

La differenza di prestazioni, in termini di permeabilità all'aria misurata al massimo della pressione prima e dopo il movimento sismico non deve differire per più di 0,6 m<sup>3</sup>/h.m<sup>2</sup> (0,2 m<sup>3</sup>/h.m per lunghezza del giunto).

#### 5.3.4. Valutazione dei limiti sismici di sicurezza

La prova si sviluppa secondo gli stessi tre cicli descritti per il limite di servizio. La differenza sostanziale consiste nell'imporre uno spostamento di progetto al limite di sicurezza. Se la facciata rimane in condizioni di sicurezza a seguito del movimento sismico si può ripetere il test con valori maggiori di spostamento.

Il curtain wall deve mantenere la propria integrità secondo i seguenti criteri:

- Nessun componente della facciata (eccetto il vetro) si deve separare o cadere a seguito dell'azione sismica a meno che non sia specificatamente voluto che ciò accada con assoluta sicurezza.
- Nessuna frattura si deve verificare (eccetto per il vetro) a meno che non sia specificatamente voluto che ciò accada con assoluta sicurezza.
- Ogni pannello di tamponamento deve restare in posizione
- Sono consentite deformazioni permanenti ai componenti del curtain wall.

#### 5.3.5. Movimento sismico

Per facciate a montanti e traversi il campione deve essere soggetto al movimento descritto nell'illustrazione. L'altezza  $h$  rappresenta l'altezza prevista. Il movimento  $\Delta$  è riportato come l'arcotangente dell'angolo di rotazione  $\gamma$ , dove  $\gamma = \Delta/h$  con  $h$  minimo tra  $h_1$  e  $h_2$ .

Ogni test consiste in 3 cicli completi. Alla conclusione del test i tecnici possono ispezionare visivamente il mock-up per evidenziare eventuali rotture o eventuali difetti visivi come la distorsione del metallo, il sigillante, le condizioni del vetro, le deformazioni permanenti. Alla rottura del vetro si sospende il test e si esaminano le cause di rottura.

Lo spostamento di progetto deve essere valutato dall'organismo notificato secondo il movimento di interpiano previsto. Se si trattano più piani, lo spostamento tra i livelli può variare a causa di diverse altezze tra i piani.

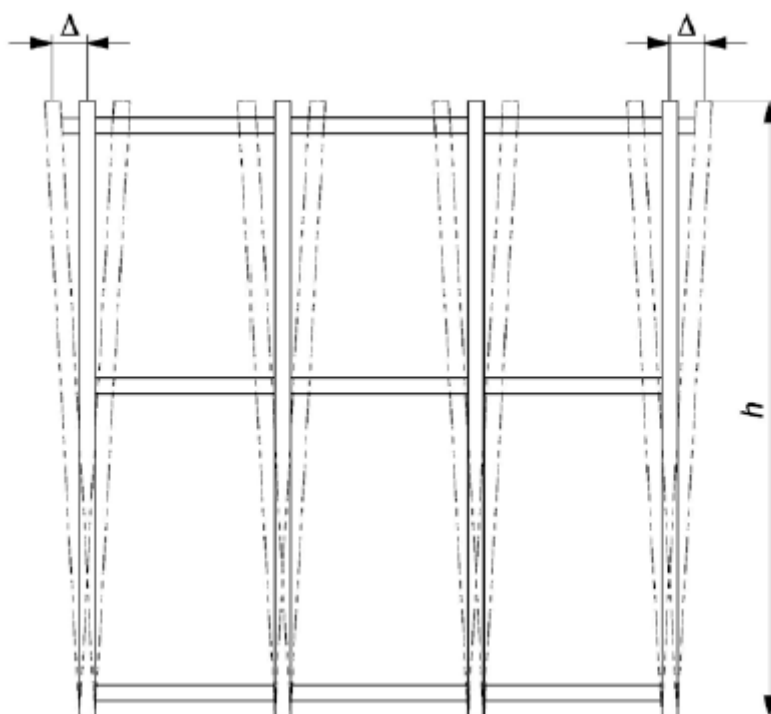


Figure 37: Schematizzazione del movimento sismico di una facciata a montanti e traversi

In figura è mostrato il movimento in sommità del campione mentre la base rimane in posizione fissa. E' accettabile trattenere la testa del campione e applicare lo spostamento alla base.

Per campioni più grandi può essere più semplice applicare lo spostamento in corrispondenza dei livelli intermedi

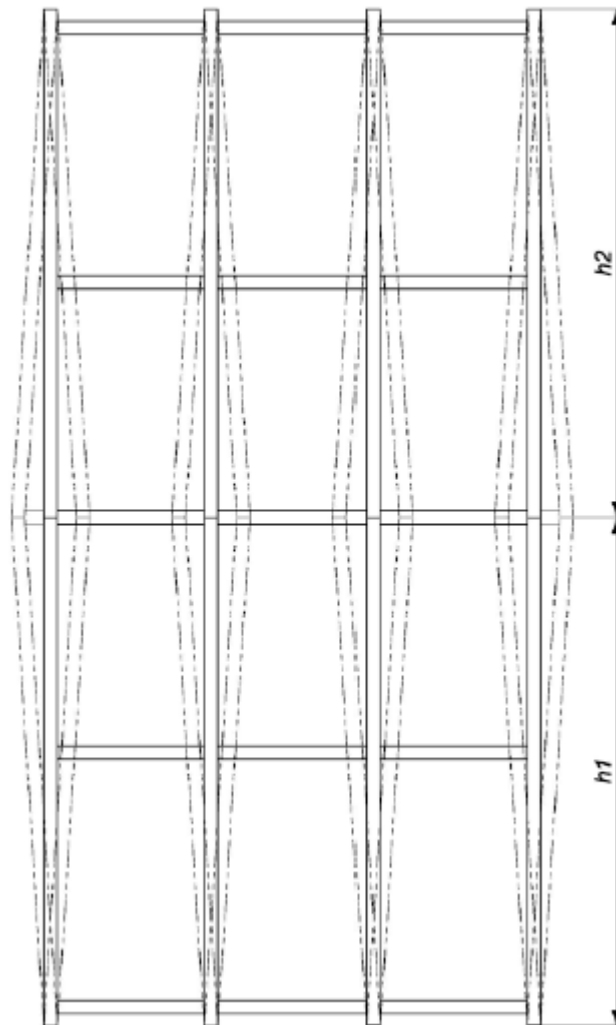


Figure 38: Schematizzazione del movimento sismico di una facciata a montanti e traversi in corrispondenza del livello intermedio

Per facciate a cellula il campione deve essere costituito almeno da due pannelli in larghezza e due in altezza. Il movimento  $\Delta$  è riportato come l'arcotangente dell'angolo di rotazione  $\gamma$ , dove  $\gamma = \Delta/h$ .



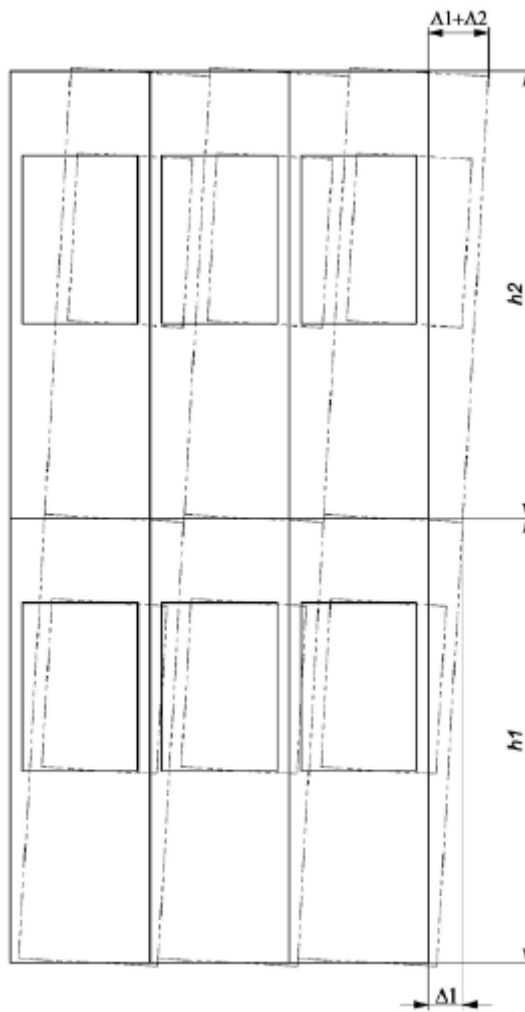





Figure 39: Schematizzazione del movimento sismico di una facciata a cellule

## 6. Caso di studio: edificio

Per lo studio del comportamento al sisma della facciata a cellula, e la successiva progettazione di un nuovo sistema di ancoraggio, si è ipotizzato un edificio a torre, che possa rappresentare uno standard per Milano considerando le costruzioni a torre con funzione uffici sorte in città negli ultimi dieci anni.

Edificio	Anno di fine costruzione	Altezza edificio	N° di piani	Altezza interpiano	Foto rappresentativa
World Join Center	2009	78	20	3,7	 A photograph of the World Join Center, a modern skyscraper with a curved glass facade and a distinctive top section.
RCS Headquarters	2007	80	21	3,8	 A photograph of the RCS Headquarters, a tall, rectangular office building with a grid-like facade.

Torre diamante	2012	140	32	4,1	
Palazzo Lombardia	2010	161	39	3,6	
Torre Isozaki	2015	207	50	3,9	

Torre Unicredit A	2011	146	35	4,0	
Media		135,4	32,8	3,85	

Tabella 3: Caratteristiche architettoniche di edifici a torre funzione uffici siti a Milano

L'edificio oggetto del presente elaborato, sito sul territorio di Milano, è una struttura a torre destinato ad uffici con 30 piani fuori terra e altezza interpiano di 3,8 m, per un'altezza complessiva di 114 m. La pianta quadrata riportata di seguito presenta una maglia strutturale di pilastri in calcestruzzo armato (C60/75) gettato in opera e setti, con funzione di irrigidimento della struttura, posti in corrispondenza dei connettivi verticali ed eventuali cavedi impiantistici.

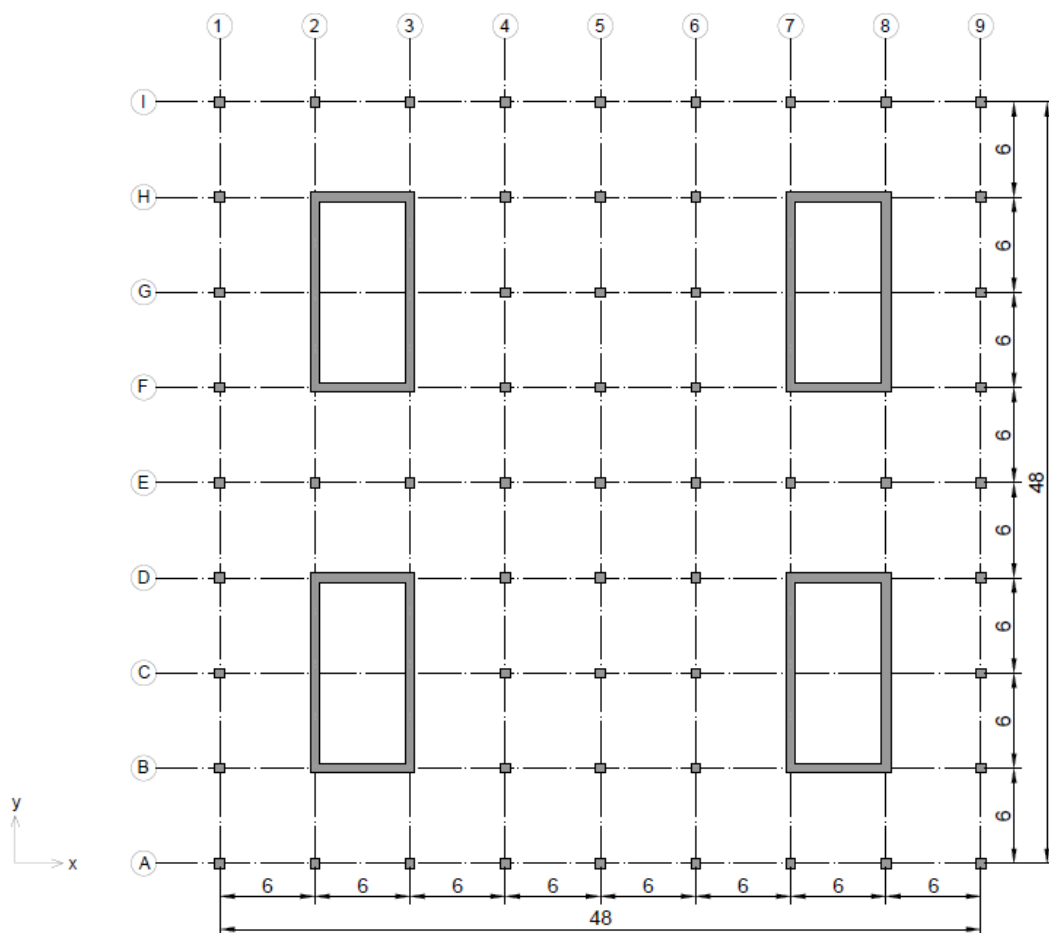


Figure 40: Pianta strutturale dell'edificio

Dal piano 1° al 10° i pilastri hanno una sezione di 70x70 cm, così come i setti con spessore di 70 cm. I piani intermedi (dal 11° al 20°) hanno sezione di 60 x 60 cm, al pari dei setti mentre negli ultimi piani (dal 21° al 30°) la sezione dei pilastri scelta è di 50x50 cm e lo spessore dei setti di 50 cm. I pilastri sono stati verificati solo a compressione per ottenere un dimensionamento ragionevole della struttura.

L'impalcato tipo è realizzato con un getto in calcestruzzo armato ed è sostenuto da travate trasversali di sezione rettangolare. In direzione longitudinale vi è un sistema di travi, sempre a sezione rettangolare, che ha il compito di realizzare, insieme alle travature che sorreggono i carichi verticali, un telaio resistente alle azioni orizzontali.

Nei calcoli seguenti si fa riferimento alle normative tecniche per le costruzioni italiane (DM 14.01.2008) ed europee (EN 1998-1-1:2005 "Eurocodice 8").

## 6.1. Calcolo delle azioni sull'edificio

### 6.1.1. Pesì propri, portati e variabili

Le chiusure verticali dell'edificio sono costituite dalla facciata continua in vetro alluminio, le cui caratteristiche saranno riportate successivamente e di cui ci limitiamo ad indicare il peso di circa  $750 \text{ N/m}^2$  con un carico medio in opera pari a  $2,8 \text{ kN/m}$ .

Per le partizioni verticali si è ipotizzato una stratigrafia con doppia lastra in cartongesso sorrette da un telaio in alluminio, con intercapedine tra le due che va dagli 8 ai 20 cm necessaria per il passaggio di eventuali impianti o per il fonoisolamento. A questa corrisponde un carico medio in opera di circa  $1,3 \text{ kN/m}$ . Sulla base del paragrafo 3.1.3.1 "Elementi divisorì interni" delle NTC 2008 si può ragguagliare il peso proprio degli elementi divisorì interni ad un carico permanente portato uniformemente distribuito, purché vi siano elementi che assicurano una adeguata ripartizione del carico. In particolare per elementi divisorì con

$$1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

La parte portante del solaio, come anticipato, è costituito da un unico getto in calcestruzzo armato per il quale si considera un peso in opera di  $5 \text{ kN/m}^2$ . Al di sopra le partizioni presentano un massetto impianti, uno stato di materassino isolante e una pavimentazione a quadrotti. A questo corrisponde un carico di  $1,70 \text{ kN/m}^2$ .

I carichi variabili sono legati alla destinazione d'uso dell'opera: l'edificio in esame rientra nella categoria B1 "uffici non aperti al pubblico". Il valore da considerare, presente nella tabella 3.1.II del paragrafo 3.1.4 "carichi variabili" della NTC 2008, è  $2 \text{ kN/m}^2$  per i carichi distribuiti.

In sintesi:

Carichi permanenti	PIO	5,00	$\text{kN/m}^2$
	PIV	0,80	$\text{kN/m}^2$

Carichi permanenti non strutturali	PIO	1,70	kN/m <sup>2</sup>
	CV	2,80	kN/m
Carichi variabili (folla)		2,00	kN/m <sup>2</sup>

Tabella 4: Valori dei carichi

#### 6.1.2. Azione sismica

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni

verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ai fini della presente relazione, si considera lo stato limite di danno (per i limiti di esercizio della facciata) al quale non dovrà corrispondere una rottura del vetro o deformazione del sistema facciata con conseguente perdita di performance termigrometriche a cui succede un intervento di sostituzione o di recupero degli elementi.

Considerando una vita nominale  $V_N$  dell'edificio di 100 anni, e un periodo di riferimento di 100 anni (dato dal prodotto tra  $V_N$  e il coefficiente d'uso della costruzione pari a 1) si ottiene un tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica allo SLD di 101 anni (ovvero c'è la possibilità che un sisma di questa entità colpisca l'edificio almeno una volta nell'arco della sua vita).

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

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140		
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
9651	13.058	46.134	0.611	2.47	0.24	0.806	2.48	0.26	0.974	2.46	0.27	1.149	2.43	0.29	1.337	2.42	0.30
			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475					
			a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>			
			1.569	2.43	0.31	2.267	2.44	0.33	3.037	2.45	0.35	4.365	2.41	0.38			

Utilizzando il documento Excel “spettri di risposta - NTC” versione 1.0.3, i valori riportati nell’immagine precedente, sono stati interpolati ottenendo:

STATO LIMITE	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub> [s]
SLO	60	0,026	2,559	0,197
SLD	101	0,031	2,579	0,217
SLV	949	0,059	2,694	0,299
SLC	1950	0,071	2,760	0,312

Tabella 5: valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, interpolati agli stati limite

I valori di accelerazione orizzontale massima attesa a<sub>g</sub>, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, sono ricavati dai dati forniti dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) attraverso mappe interattive del territorio nazionale. Queste rappresentano il valore di accelerazione in funzione della probabilità di accadimento dell’evento sismico e della probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

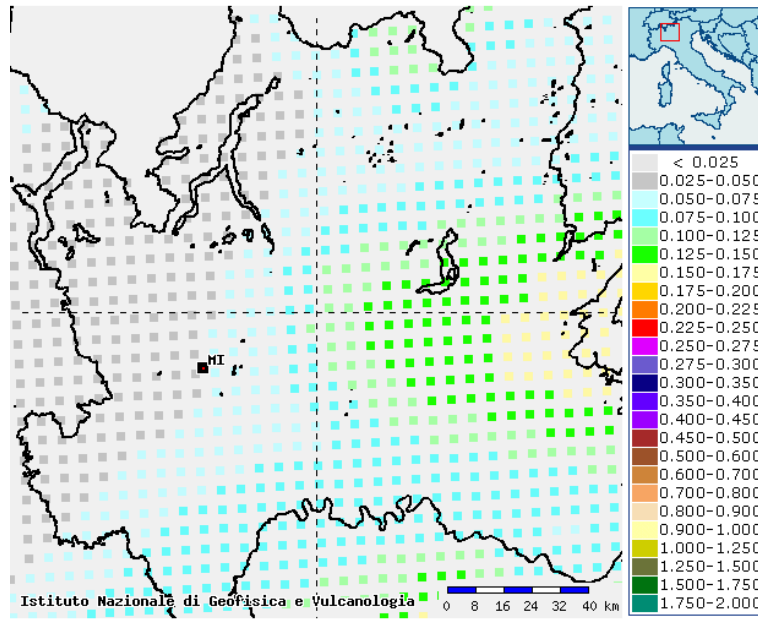


Figure 41: Mappa di pericolosità sismica, Lombardia

Noti tutti questi dati, è possibile elaborare gli spettri elastici di risposta in funzione allo stato limite considerato.

Si è quindi ipotizzata una categoria di sottosuolo B, corrispondente a “rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s”. Dalla tabella della normativa 3.2.V si determinano i valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica:

$$S_s = 1,20$$

$$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,2$$

$$C_C = 1,10 \cdot (T_C)^{-0,20}$$

La tipologia topografica corrispondente alla città di Milano è la T1, ovvero “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ” a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_t = 1,2$

Rispetto alla valutazione generale dello spettro di risposta elastica, ricavato in funzione delle caratteristiche geografiche del sito, lo spettro di risposta elastica di progetto ai vari stati limite, dipende anche dalla categoria di sottosuolo e dalla categoria topografica del sito.

Lo spettro di progetto si costruisce quindi utilizzando le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Nelle quali:

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;

- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, come definito al paragrafo 3.1;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove  $T_c^*$  è definito al paragrafo 3.1 e  $C_c$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_c/3$$

- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

Determiniamo ora il fattore di struttura da applicare agli spettri di risposta elastici. Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CDA)
- Classe di duttilità bassa (CDB)

Nel nostro caso si considera una classe di duttilità bassa: in questo modo si è in favore di sicurezza in quanto la resistenza nominale di calcolo nelle zone dissipative, viene moltiplicata per un coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1. Nel caso di strutture ad alta duttilità tale coefficiente sarebbe 1,3.

La classe di duttilità, le geometrie e le proprietà dei materiali, si traducono in un fattore di struttura. La norma lo definisce in funzione della tipologia della struttura sismo-resistente. Per le opere in cemento armato, la norma prevede le seguenti tipologie:

- strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;

- strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , come ad esempio le strutture a pendolo inverso.

La struttura oggetto di studio è mista telaio-pareti.

Il calcolo del fattore di struttura, è riportato di seguito:

$$q = q_0 \cdot k_r$$

In cui:

- $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione. Nel nostro caso, la struttura è regolare in altezza, si assume quindi valore pari a 1.
- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ .
- $\alpha_u/\alpha_1$  rappresenta il rapporto tra valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. Per le strutture della nostra tipologia si ha che  $\alpha_u/\alpha_1=1$

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

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

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

- a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
  - strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$
- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
  - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$

Si ottiene quindi  $q_x = (3 \cdot 1,3) \cdot 1 = 3,9$ ;  $q_y = (3 \cdot 1) \cdot 1 = 3$

Si ottiene quindi lo spettro di risposta allo SLD

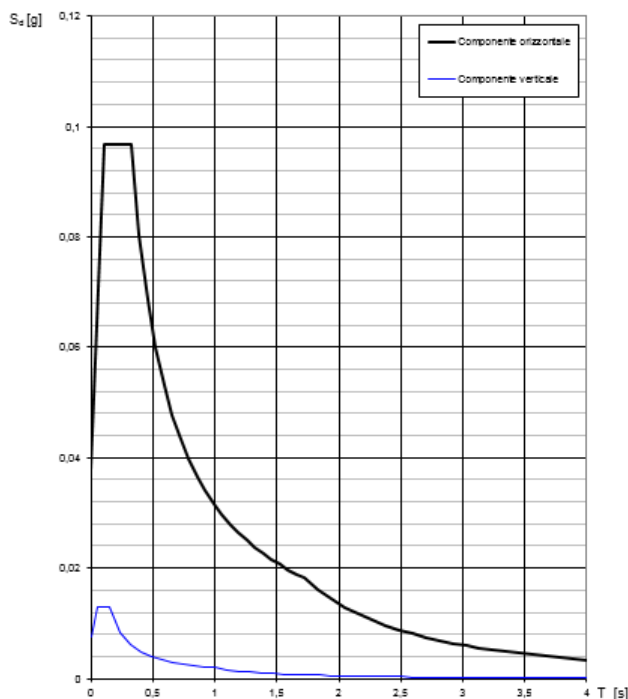


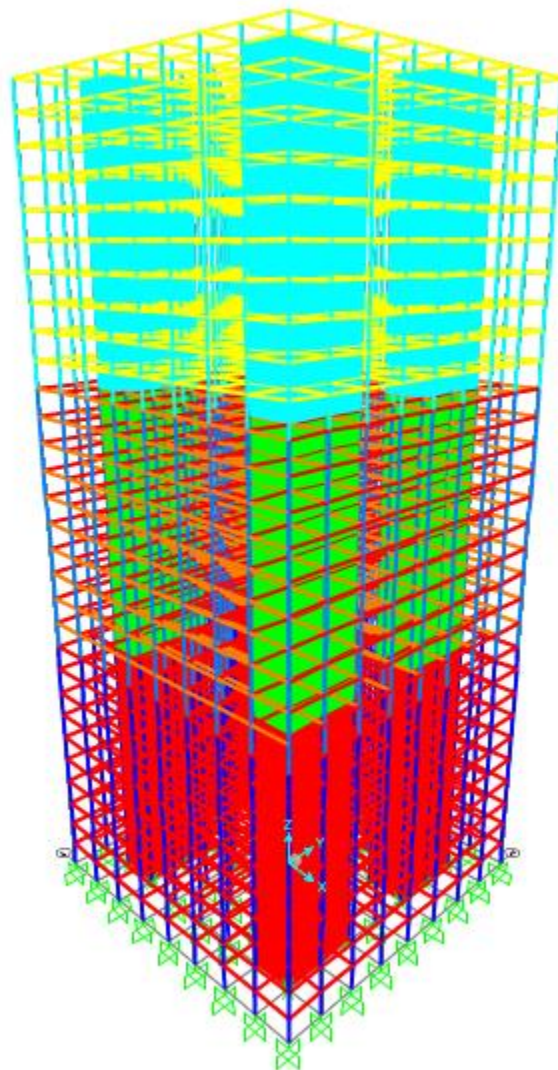
Figure 42: Spettro di risposta SLD

## 6.2. Modello dell'edificio per l'analisi agli elementi finiti

### 6.2.1. Costruzione del modello

Si è costruito il modello tridimensionale dell'edificio descritto precedentemente attraverso il software SAP 2000. Come prima cosa si è proceduto a scomporre la struttura in nodi, elementi (per travi e pilastri) e aree (per i setti), a cui sono stati

assegnate le sezioni e i materiali già definiti. Alla base dell'edificio si sono assegnati vincoli ad incastro per pilastri mentre per i setti si sono impediti tutti gli spostamenti



e la rotazione lungo l'asse del setto. Nella categoria di vincoli interni, invece, rientrano i diaframmi ovvero elementi che trasferiscono le forze di inerzia da certi elementi, come i telai, ad altri, generalmente più rigidi, come le pareti. Il solaio in cls irrigidisce orizzontalmente la struttura impedendo lo spostamento relativo dei punti che ne fanno parte. In campo elastico, si comporta quindi come un corpo rigido in grado di trasmettere agli elementi verticali le forze risultanti dall'analisi, amplificate del 30%. Si può di conseguenza considerare come controvento orizzontale.

Figure 43: Modello 3D edificio, SAP 2000

Stabiliti la forma e i vincoli del modello sono state definite le tipologie dei carichi da applicare facendo riferimento a quelli calcolati nel paragrafo 6.1. Il carico proprio strutturale e quello non strutturale sono considerati *dead*; i carichi variabili (folla), la neve e il vento, nelle due direzioni principali, *live*; il sisma in direzione x ed y, allo stato limite di danno, *quake*. I carichi del vento e della neve non sono stati calcolati e inseriti nel modello perché non rientrano nelle combinazioni di carico del sisma

Combinazione sismica SLD

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots + \Psi_{2n} \cdot Q_{kn}$$

$$COMB1 \quad E_x + 0,3 \cdot E_y + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB2 \quad E_x - 0,3 \cdot E_y + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB3 \quad -E_x + 0,3 \cdot E_y + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB4 \quad -E_x - 0,3 \cdot E_y + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB5 \quad E_y + 0,3 \cdot E_x + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB6 \quad E_y - 0,3 \cdot E_x + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB7 \quad -E_y + 0,3 \cdot E_x + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

$$COMB8 \quad -E_y - 0,3 \cdot E_x + G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k1}$$

#### 6.2.2. Risultati dell'analisi modale

Costruito il modello, il software è stato fatto girare per ottenere i risultati dell'analisi dinamica lineare. I risultati dell'analisi modale sono riportati nella seguente tabella:



Nella tabella sono stati evidenziati i valori significativi dell'analisi:

Percentuale di massa partecipante e periodo di oscillazione della struttura						
StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,186561	0,63	0	0,63	0
Mode	2	0,916858	2,576E-19	0,63	0,63	0,63
Mode	3	0,576412	7,138E-19	5,74E-19	0,63	0,63
Mode	4	0,576412	0,19	2,039E-15	0,82	0,63
Mode	5	0,198049	7,668E-14	0,17	0,82	0,79
Mode	6	0,189152	3,994E-14	2,544E-15	0,82	0,79
Mode	7	0,187018	6,038E-13	0,02579	0,82	0,82
Mode	...					
Mode	31	0,112004	0,06996	2,182E-16	0,89	0,82
Mode	...					
Mode	52	0,082409	1,611E-14	0,06952	0,89	0,89

Tabella 6 Percentuale di massa partecipante e periodo di oscillazione della struttura

- Il primo modo di vibrare è in direzione X con una massa partecipante corrispondente del 65% e periodo pari a 1,187 secondi. La norma impone di considerare una massa partecipante pari ad almeno l'85% in un'analisi dinamica, ciò avviene al quarantunesimo modo.
- Il secondo modo di vibrare è in direzione Y con una massa partecipante del 63% e periodo pari a 0,917 secondi. Al cinquantaduesimo modo la massa partecipante è superiore al 85%.

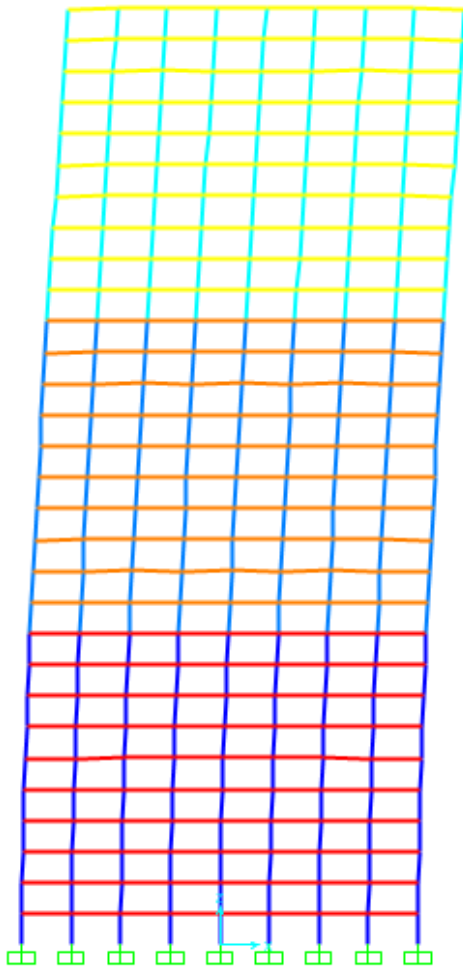


Figure 44: Deformazione edificio direzione x, COMB1

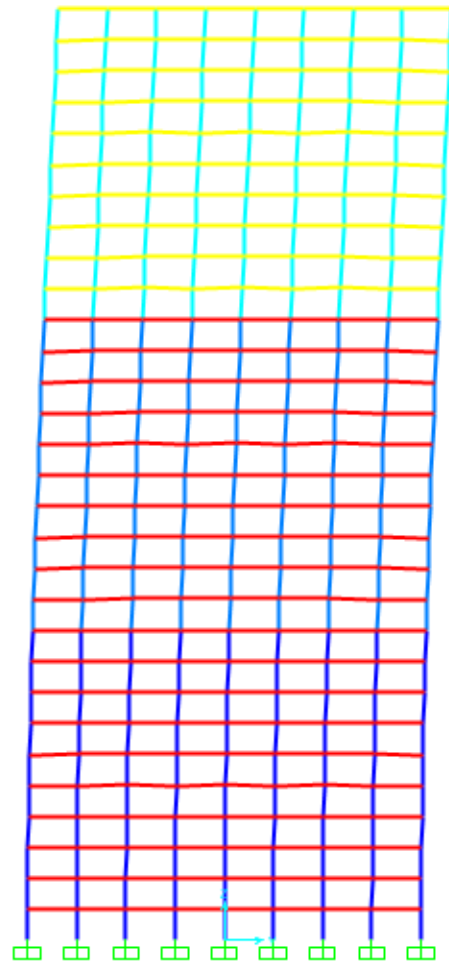


Figure 45: Deformazione edificio direzione y, COMB 5

Analizziamo ora gli spostamenti di piano della struttura che verranno utilizzati per lo studio del comportamento della facciata continua.

Vista la forte simmetria dell'edificio in pianta e in altezza, ottenuta volutamente per semplificare l'analisi sismica finora trattata, le combinazioni risultano fornire dati molto simili nei casi di sisma prevalente in direzione X e nei casi di sisma prevalente in direzione Y. Si sono così valutate le COMB1 e COMB5.

#### COMB1

Nella combinazione 1 il sisma in direzione X risulta prevalente rispetto al sisma in direzione Y pertanto mi aspetto un movimento maggiore nella direzione X. Infatti lo

spostamento massimo al 30° piano risulta di 211 mm in direzione X e 94 mm in direzione perpendicolare.

Ciò che maggiormente interessa il comportamento della facciata continua come anticipato nel capitolo 3 è la differenza di spostamento interpiano.

Il “requisito relativo alla limitazione del danneggiamento” è considerato soddisfatto se, per effetto di un’azione sismica di progetto corrispondente al “requisito di non-collasso”, i movimenti relativi tra i piani sono limitati in accordo alle seguenti disposizioni:

- *Eurocodice 8*: Per edifici che hanno elementi non strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:

$$d_{r,v} \leq 0,005 h$$

- *NTC*: Per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$  per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

Dall’analisi sull’edificio in esame si riscontra che, con un’altezza  $h$  dell’edificio di 3,8 m, lo spostamento relativo massimo tra due piani rispetta entrambi i limiti normativi (per dettagli vedi allegato A). Come dimostra il seguente grafico, il valore massimo di spostamento relativo tra due piani risulta essere di 9,55 mm e lo si riscontra tra il 26° e il 27° piano. Si nota come gli spostamenti nella direzione X siano maggiori di quelli nella direzione Y, come ci si aspettava dalla combinazione scelta.

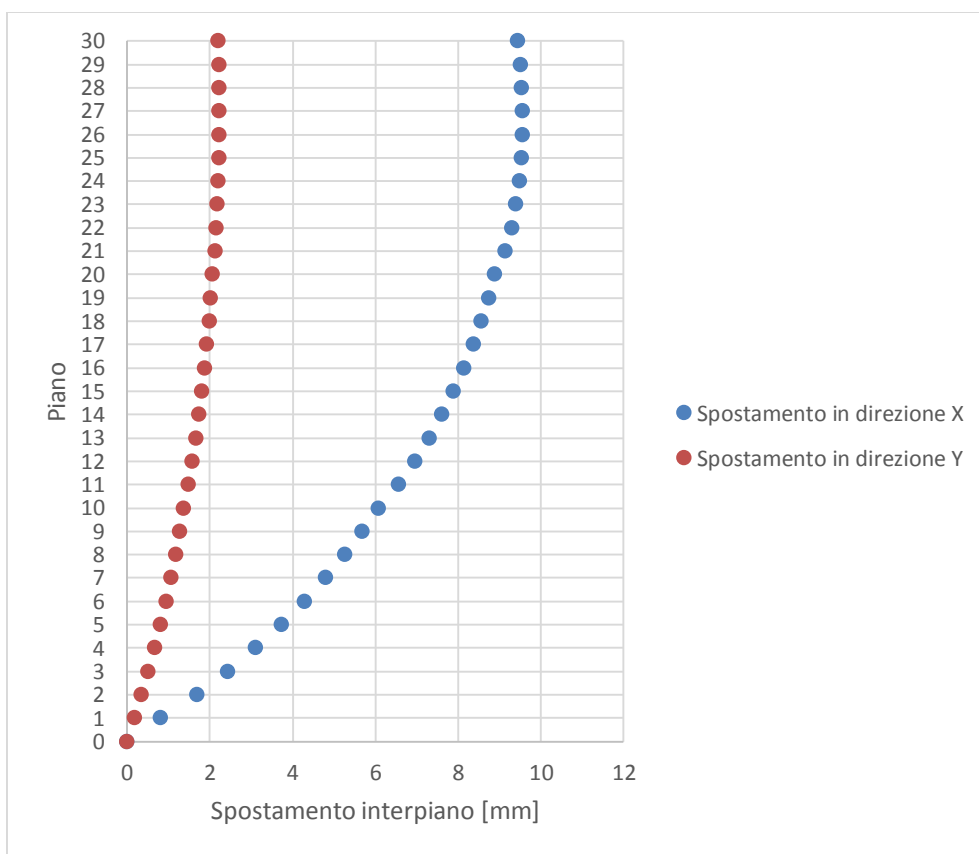


Figure 46: Andamento dello spostamento interpiano dell'edificio all'aumentare dell'altezza, COMB 1

### COMB 5

Nella combinazione 5 il sisma in direzione Y risulta prevalente rispetto al sisma in direzione X pertanto mi aspetto un movimento maggiore nella direzione Y. Infatti lo spostamento massimo al 30° piano risulta di 160 mm in direzione X e 63 mm in direzione perpendicolare (vedi allegato B).

Ciò che maggiormente interessa il comportamento della facciata continua come anticipato nel capitolo 3 è la differenza di spostamento interpiano.

Il “requisito relativo alla limitazione del danneggiamento” è considerato soddisfatto se, per effetto di un’azione sismica di progetto corrispondente al “requisito di non-collasso”, i movimenti relativi tra i piani sono limitati in accordo alle seguenti disposizioni:

- *Eurocodice 8*: Per edifici che hanno elementi non strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:

$$d_r v \leq 0,005 h$$

- **NTC:** Per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$  per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

Dall'analisi sull'edificio in esame si riscontra che, con un'altezza  $h$  dell'edificio di 3,8 m, lo spostamento relativo massimo tra due piani rispetta entrambi i limiti normativi (per dettagli vedi allegato B). Come dimostra il seguente grafico, il valore massimo di spostamento relativo tra due piani risulta essere di 9,55 mm e lo si riscontra tra il 26° e il 27° piano. Si nota come gli spostamenti nella direzione Y siano maggiori di quelli nella direzione X, come ci si aspettava dalla combinazione scelta.

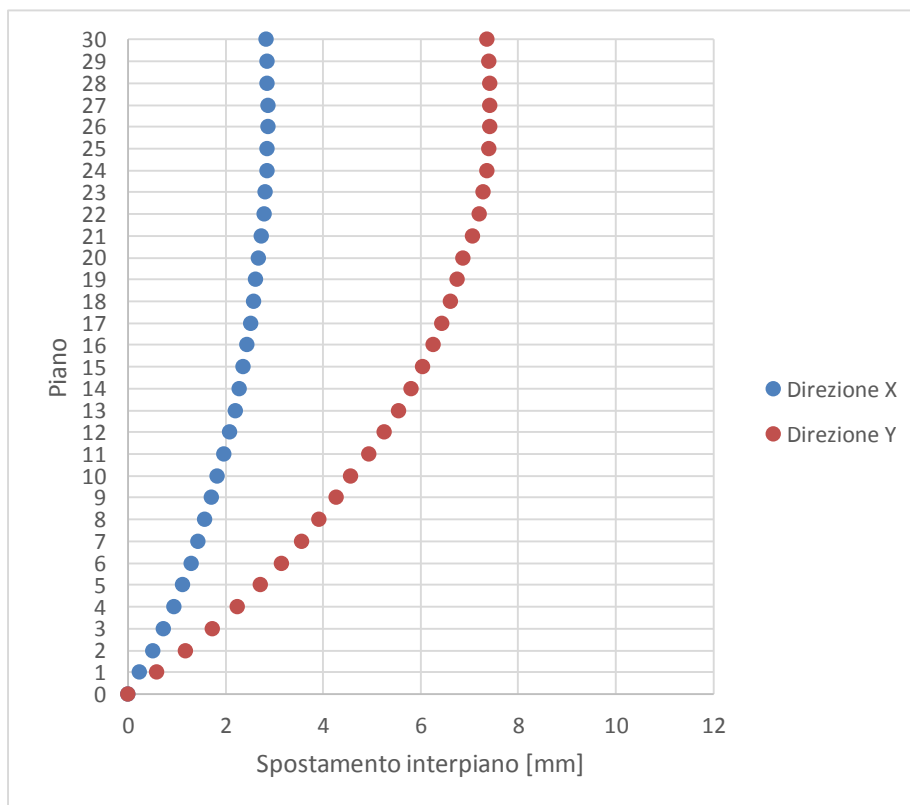


Figure 47: Andamento dello spostamento inter piano dell'edificio all'aumentare dell'altezza, COMB 5

L'obiettivo è cercare la combinazione sismica e il punto più sfavorevole dell'edificio per iniziare l'analisi sulla facciata continua. Pertanto mettiamo a confronto la direzione X della COMB 1 con la direzione Y della COMB 5.

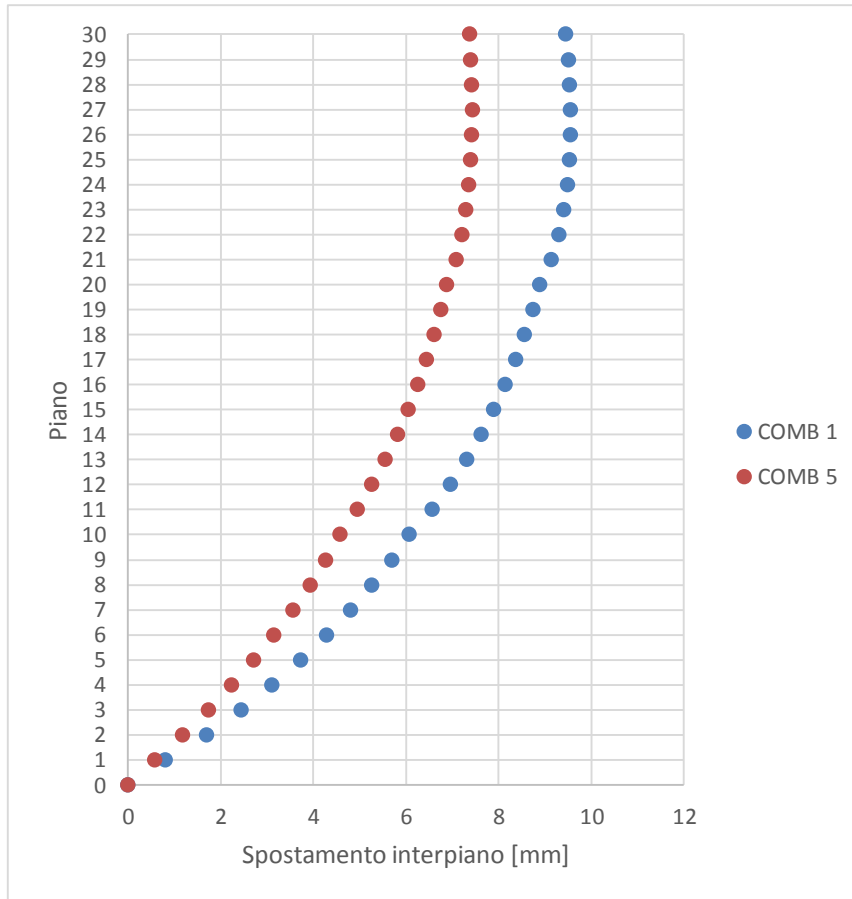


Figure 48: Andamento dello spostamento interpiano dell'edificio all'aumentare dell'altezza, COMB 1 e COMB 5

Lo assoluto e quello relativo interpiano risulta maggiore in direzione X nella COMB 1. Questo è dovuto alla maggiore rigidezza dell'edificio nella direzione Y a cui corrispondono spostamenti minori sotto carichi uguale rispetto alla direzione X.

Per la nostra analisi prendiamo in considerazione dunque lo spostamento relativo tra il piano 26° e il 27° della COMB 1 in direzione X

Verifichiamo ora se lo spostamento in direzione X del singolo piano è costante in ogni campata dell'edificio.

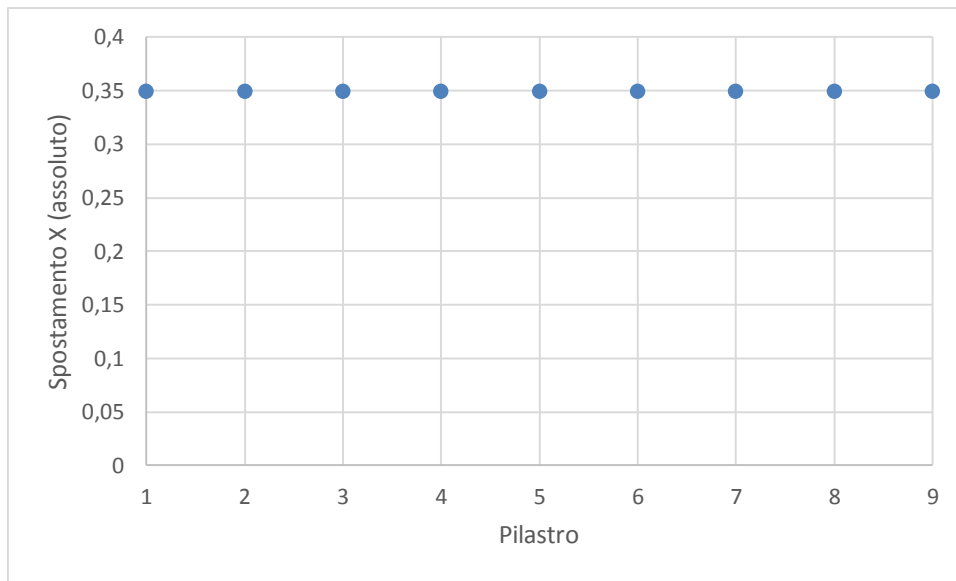


Figure 49: Andamento dello spostamento interpiano tra le campate del piano 26°

Il solaio rigido nella direzione del piano permette uno spostamento costante della soletta in ogni punto.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, la norma (par. 7.3.3.2 del DM 14.01.2008) fornisce la possibilità di utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi (a seconda che si stiano considerando gli stati limite di esercizio o gli stati limite ultimi), il metodo delle forze laterali o “analisi lineare statica”.

Possiamo quindi determinare l’entità della forza da applicare a ciascuna massa della costruzione, in corrispondenza dei piani, che è data dalla seguente formula:

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

In cui:

- $F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$  = forza totale = 3984,19 kN;
- $W$  = peso complessivo della costruzione  $\approx 12600,23$  kN;  
(considerando come masse partecipanti al sisma  $G_1 + G_2 + 0,3 Q_{\text{folla}}$ );
- $\lambda = 0,85$  [costruzione con almeno tre orizzontamenti e con  $T_1 < 2,5 \cdot T_c$ ];

- $g$  = accelerazione di gravità;
- $S_d(T_1) = 0,372$  g. Accelerazione ottenuta per interpolazione dallo spettro di risposta di progetto SLV in corrispondenza del periodo  $T_1=0,5311$  s calcolato precedentemente;
- $F_i$  = forza da applicare alla massa i-esima;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j.
- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j.

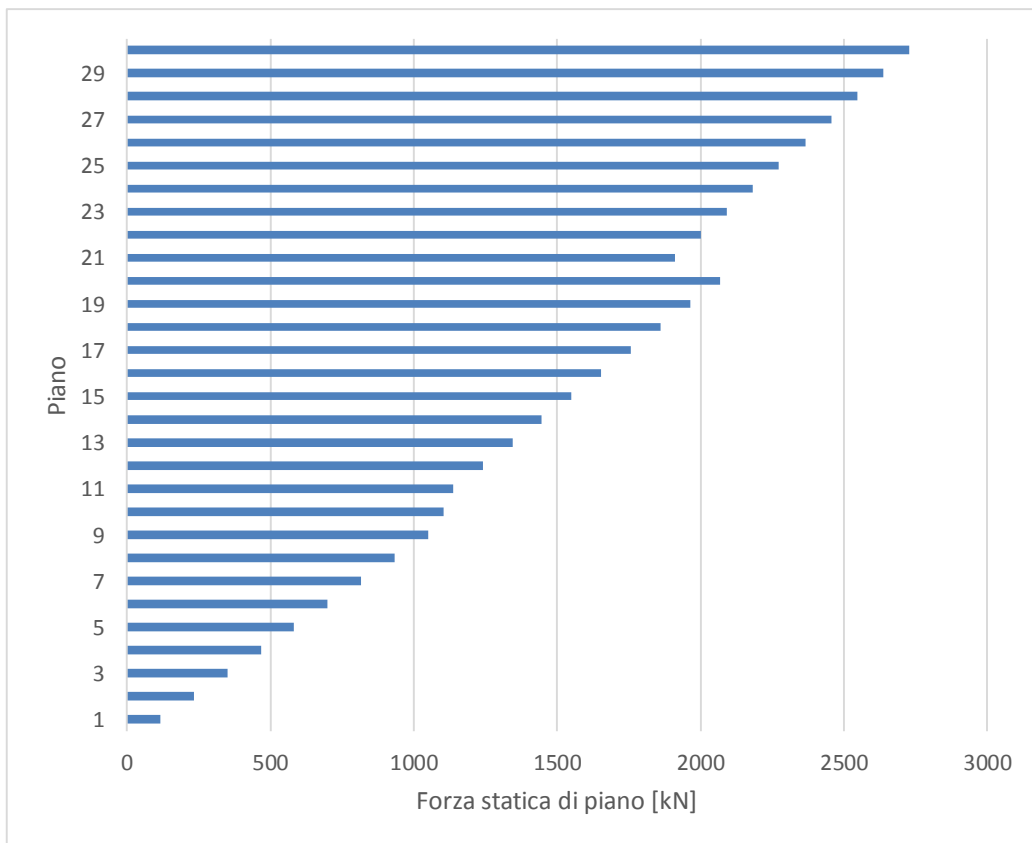


Figure 50: Andamento delle forze statiche equivalenti all'aumentare dell'altezza dell'edificio

Il grafico riassume brevemente i calcoli effettuati e l'andamento delle forze statiche di piano all'aumentare dell'altezza dell'edificio (vedi allegato). Si osservano due punti del grafico, corrispondenti all' 11° e al 21° piano, in cui la forza tende a non aumentare significativamente o anche a diminuire rispetto al piano precedente, a causa del



diminuire della massa corrispondete a quel piano dovuto al cambio di sezione dei pilastri, travi e setti.

## 7. Caso di studio: facciata a cellula

### 7.1. I profili

Come già anticipato, si è scelto di analizzare nel dettaglio la tipologia di facciata a cellula con vetro strutturale, per la quale si vuole sperimentare un nuovo sistema di ancoraggio antisismico. La scelta è ricaduta su questa tipologia di facciata sia perché si presta meglio allo sviluppo di nuove tecnologie, sia perché è la tecnologia più utilizzata oggi per le facciate continue di edifici a torre e mi sembrava significativo studiare sperimentare qualcosa di nuovo che il mercato richiede.

La facciata a cellule oggetto del presente elaborato funge da involucro all'intero edificio precedentemente analizzato. La cellula ha dimensioni di 1,5 m di larghezza e 3,8 in altezza (corrispondente all'altezza interpiano). Il telaio è composto da due semimontanti e due semitraversi che costituiscono la "cornice" della cellula, e un traverso posto a distanza di 1,5 m dal lato superiore che divide la parte opaca della cellula (pannello spandrel) da quella vetrata e trasparente. La continuità verticale e orizzontale tra le diverse cellule poste in opera è ottenuta da guarnizioni che garantiscono le performance di permeabilità all'aria e di resistenza statica e dinamica all'acqua. Il collegamento tra cellula inferiore e cellula superiore è ulteriormente garantito da perni collocati nella parte superiore dei montanti della cellula sottostante che si infilano in apposite cavità nella parte inferiore dei montanti della cellula sovrastante. Essi forniscono sia resistenza alle azioni perpendicolari alla facciata (pressione e depressione del vento), sia il controllo del "filo della facciata".

Inoltre sono dotate di un gioco (in questo caso 3 mm) per eventuali dilatazioni e correzioni di posa.

L'ancoraggio alla struttura è costituito da una piastra in acciaio posta sull'estremità orizzontale del solaio. Essa, munita di asole per la regolazione di posa nella direzione trasversale, viene serrata direttamente al solaio mediante l'utilizzo di profili a "C" precedentemente annegati nel calcestruzzo che altresì forniscono al regolazione di posa in direzione longitudinale. Attraverso elementi ad "U" fissati al telaio, la cellula viene appesa alla staffa dotata di apposite cavità. Infine la regolazione verticale viene ottenuta mediante una vite posta nel fissaggio del telaio all'elemento ad "U".

La vetrazione, con vetrocamera 8-16-44.2, è solidale con il telaio tramite silicone strutturale.

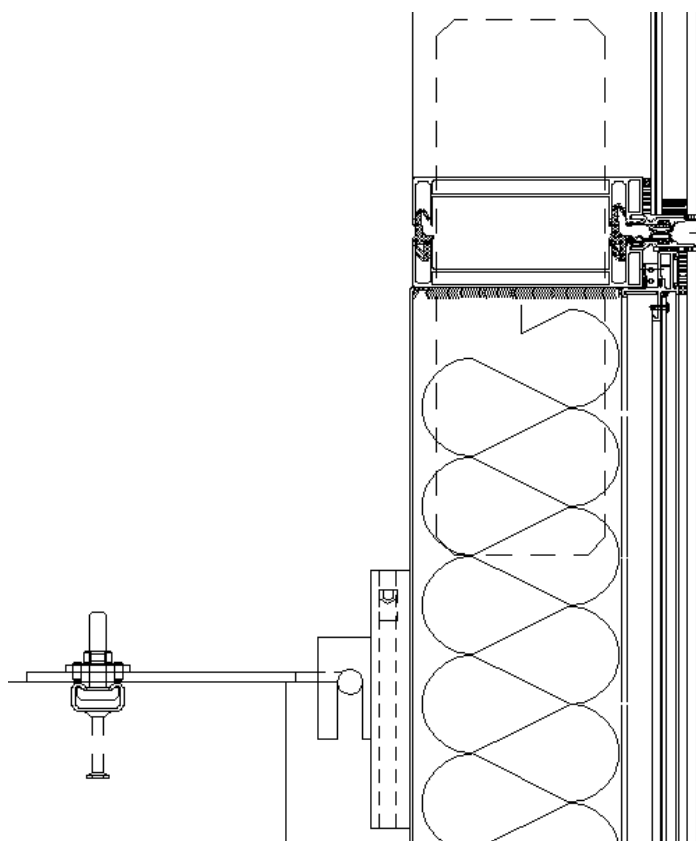


Figure 51: Ancoraggio-Sezione verticale

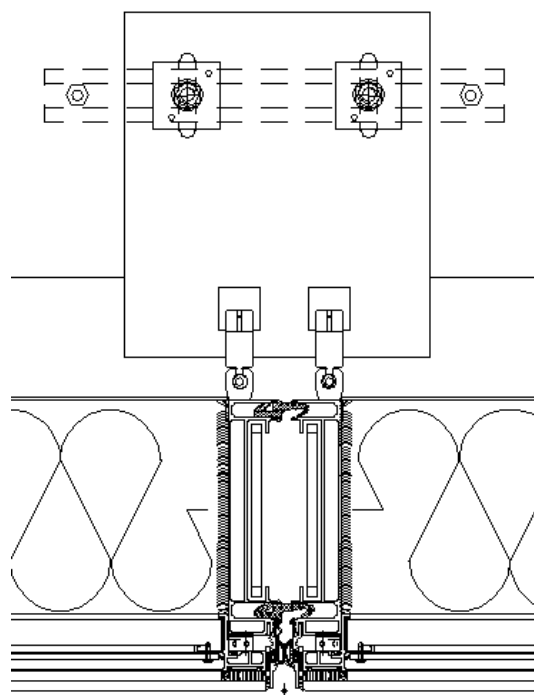


Figure 52: Ancoraggio-Sezione orizzontale

## 7.2. Analisi degli spostamenti e modellazione geometrica

Concentriamo la nostra attenzione su una campata composta da quattro cellule e tre piani contigui (26° e il 27°). Condurremo il nostro studio ponendoci sempre nelle condizioni più svantaggiose; infatti i problemi riscontrati nell'ipotesi peggiore, saranno minori o assenti in tutti gli altri casi.

Dallo studio fin qui fatto è emersa la possibilità che questo tipo di struttura ha di assecondare spostamenti nel piano della facciata. Pertanto poniamo ora in essere uno studio volto a formulare, almeno come ipotesi, i movimenti della facciata.

Uno studio di questo tipo può, ingegneristicamente parlando, essere eseguito in due modi:

1. Possiamo costruire un modello virtuale della facciata e farlo girare dentro ad un programma agli elementi finiti stando a vedere i risultati;

2. Proviamo, se la tipologia di facciata ce lo permette, a ragionare in termini geometrici ed andare a ricercare tutte le situazioni che, una volta assorbiti tutti i giochi, possono dare luogo alla formazione di tensioni indesiderate.

Come già accennato a più riprese, lo scopo del nostro studio è indicare delle linee guida di sviluppo di un prodotto in grado di avere un buon comportamento sismico a prescindere dalle caratteristiche della struttura. L'approccio mediante un programma agli elementi finiti necessita di una quantità tale di informazioni specifiche che, unite alla difficoltà di modellare una struttura complessa come un curtain wall, rende difficile approcciarsi al nostro studio in questo modo. Studiare questa problematica utilizzando una modellazione geometrica, ovvero andando ad individuare i punti di rotazione, le porzioni che trasmettono il moto e ruotando rigidamente tutta la cellula per verificare eventuali spostamenti impossibili che nella realtà si trasformano in sollecitazioni risulta essere molto più idoneo al tipo di indagine che stiamo facendo.

La modellazione geometrica è iniziata lavorando sul disegno sufficientemente dettagliato di 8 cellule vicine a cavallo di due interpiani. Si è ragionato sul disegno per individuare quali punti ruotano su sé stessi e quali traslano seguendo il movimento del solaio. Successivamente sono stati traslati i solai e le staffe della quantità dettata dall'analisi sismica effettuata sull'edificio, aggiustandovi sopra le cellule seguendo le considerazioni precedentemente fatte. Infine ci si è soffermati sulle zone di sovrapposizione geometrica di elementi differenti cercando di valutare che tipo di tensione poteva nascere.

### 7.3. Analisi del comportamento delle cellule con derive dettate dall'analisi sismica (Caso 1)

Considerando la relatività di spostamenti tra i piani e il terreno, si è ipotizzato di tenere fisso il piano 25° e di far traslare simultaneamente, nella stessa direzione il solaio del piano 26° e 27° rispettivamente di 9,552 mm e 19,102 mm verso destra.

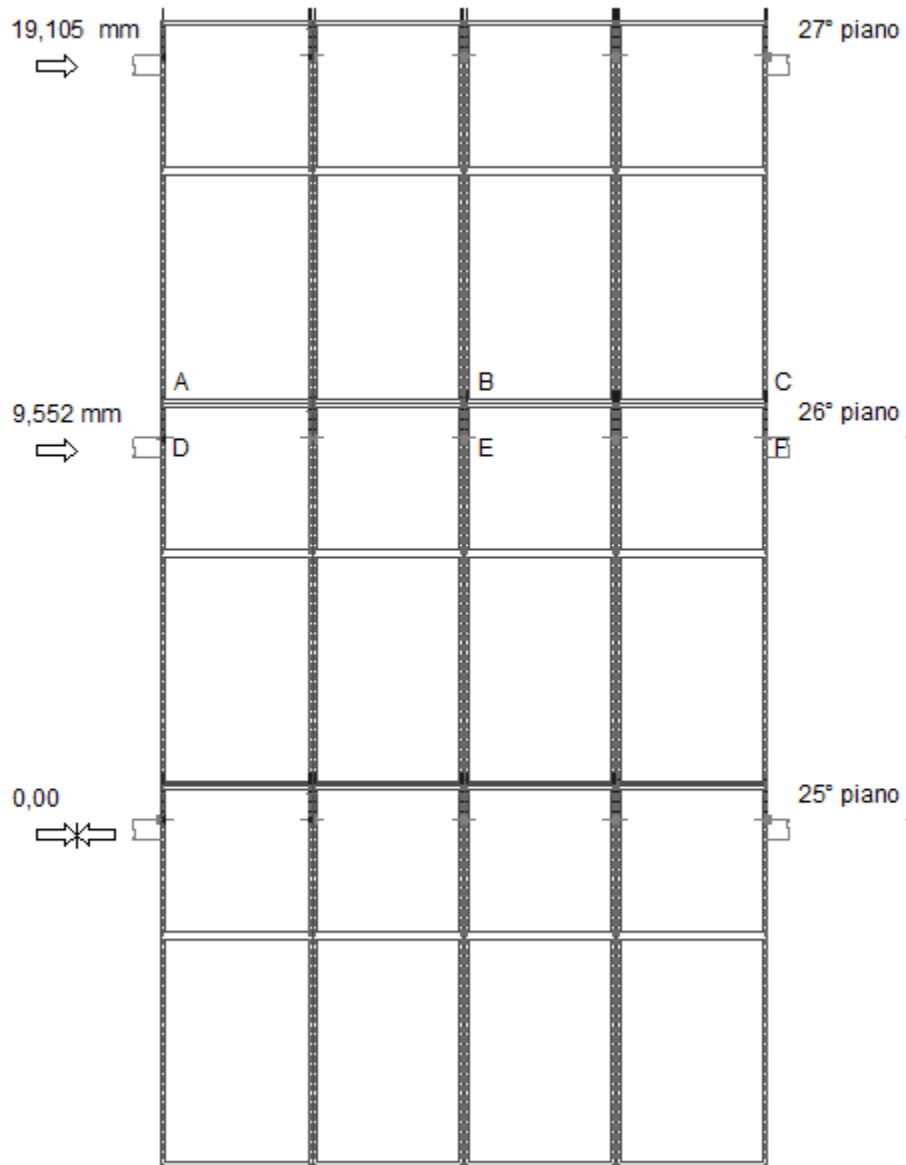


Figure 53: Facciata continua, situazione non perturbata

Per meglio comprendere gli spostamenti ingrandiamo le zone critiche

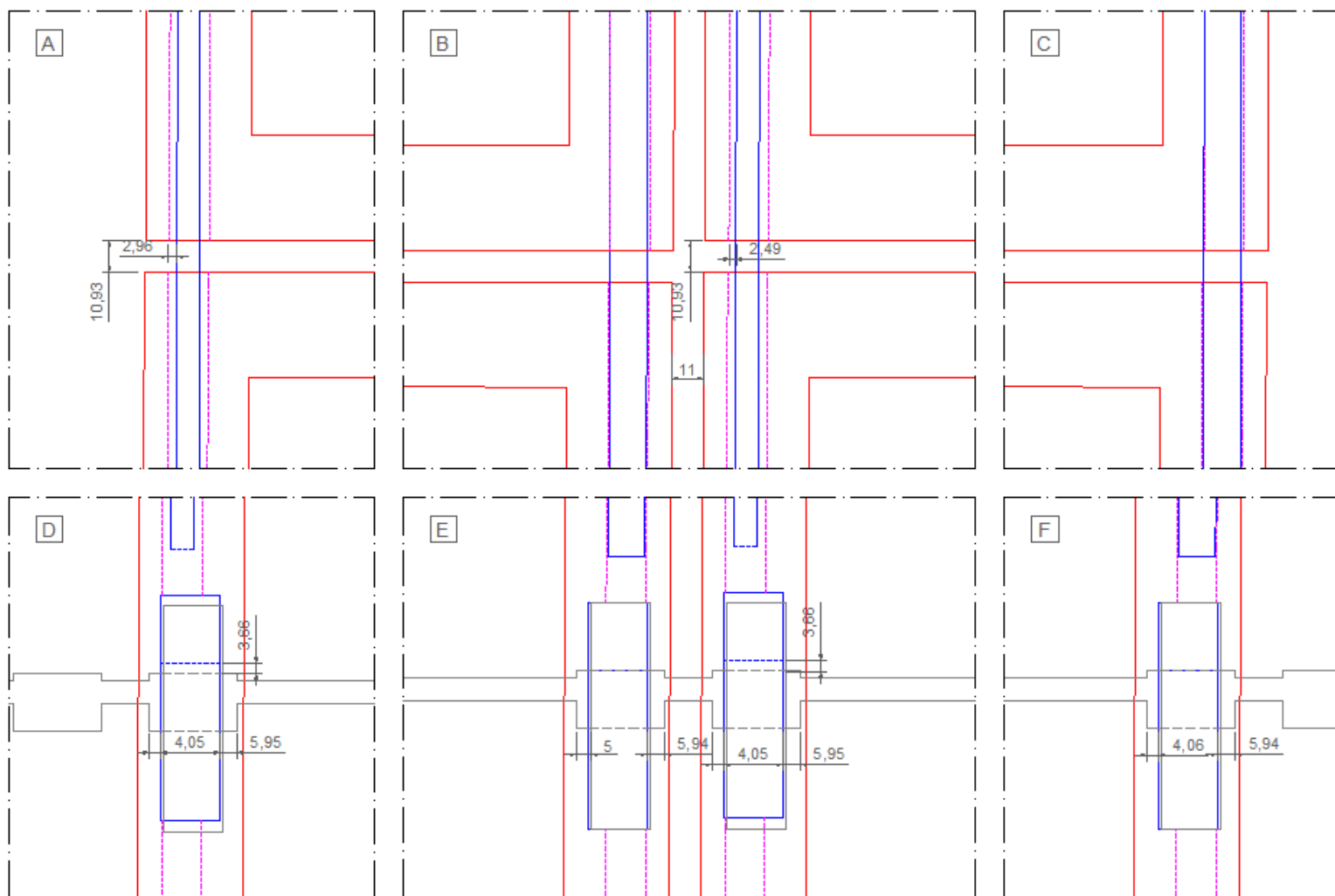


Figure 54: Analisi geometrica degli spostamenti di facciata - CASO 1

#### 7.4. Analisi del comportamento delle cellule con derive dettate dal limite normativo NTC 2008 (Caso 2)

Considerando la relatività di spostamenti tra i piani e il terreno, si è ipotizzato di tenere fisso il piano 25° e di far traslare simultaneamente, nella stessa direzione il solaio del piano 26° e 27° rispettivamente di 47,5mm e 95 mm verso destra.

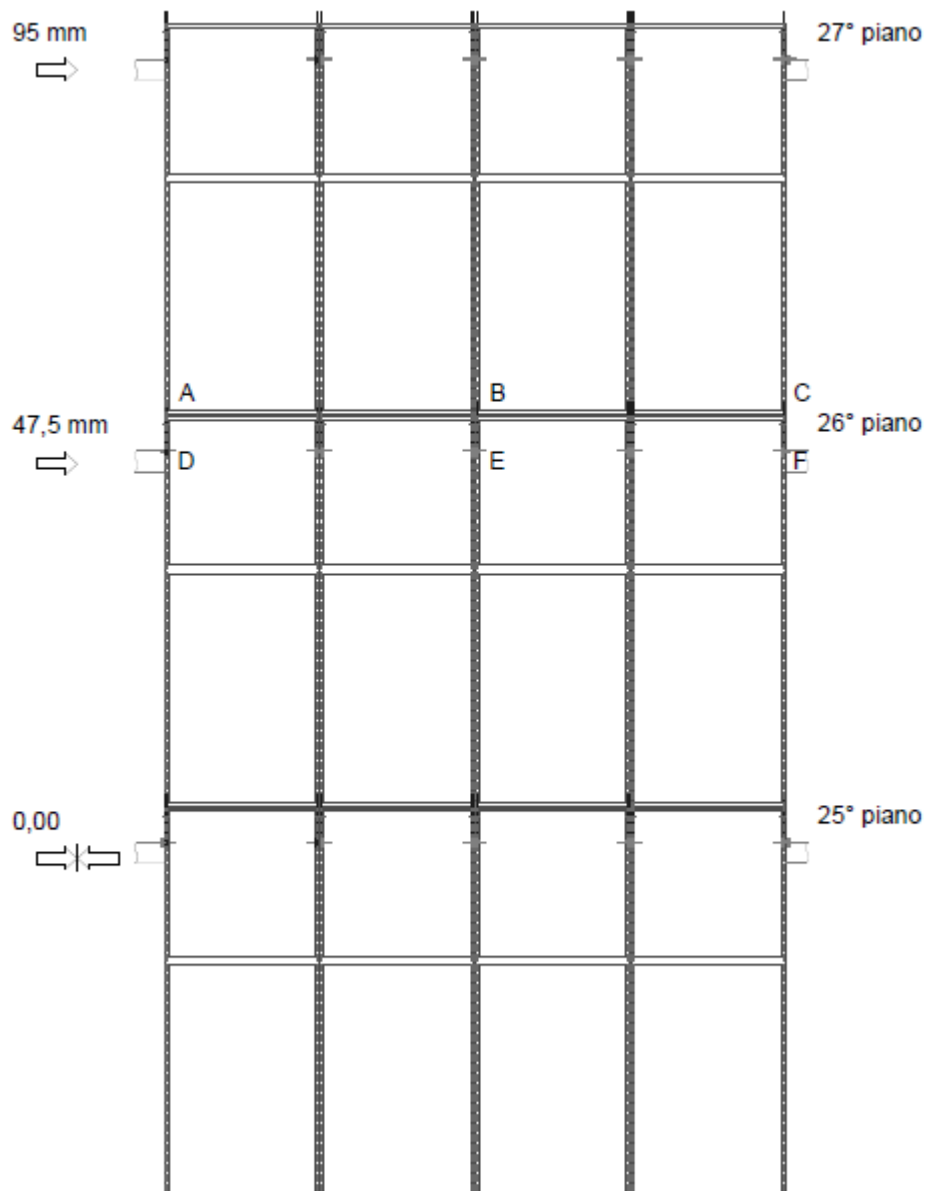


Figure 55: Facciata continua, situazione non perturbata

Per meglio comprendere gli spostamenti ingrandiamo le zone critiche:



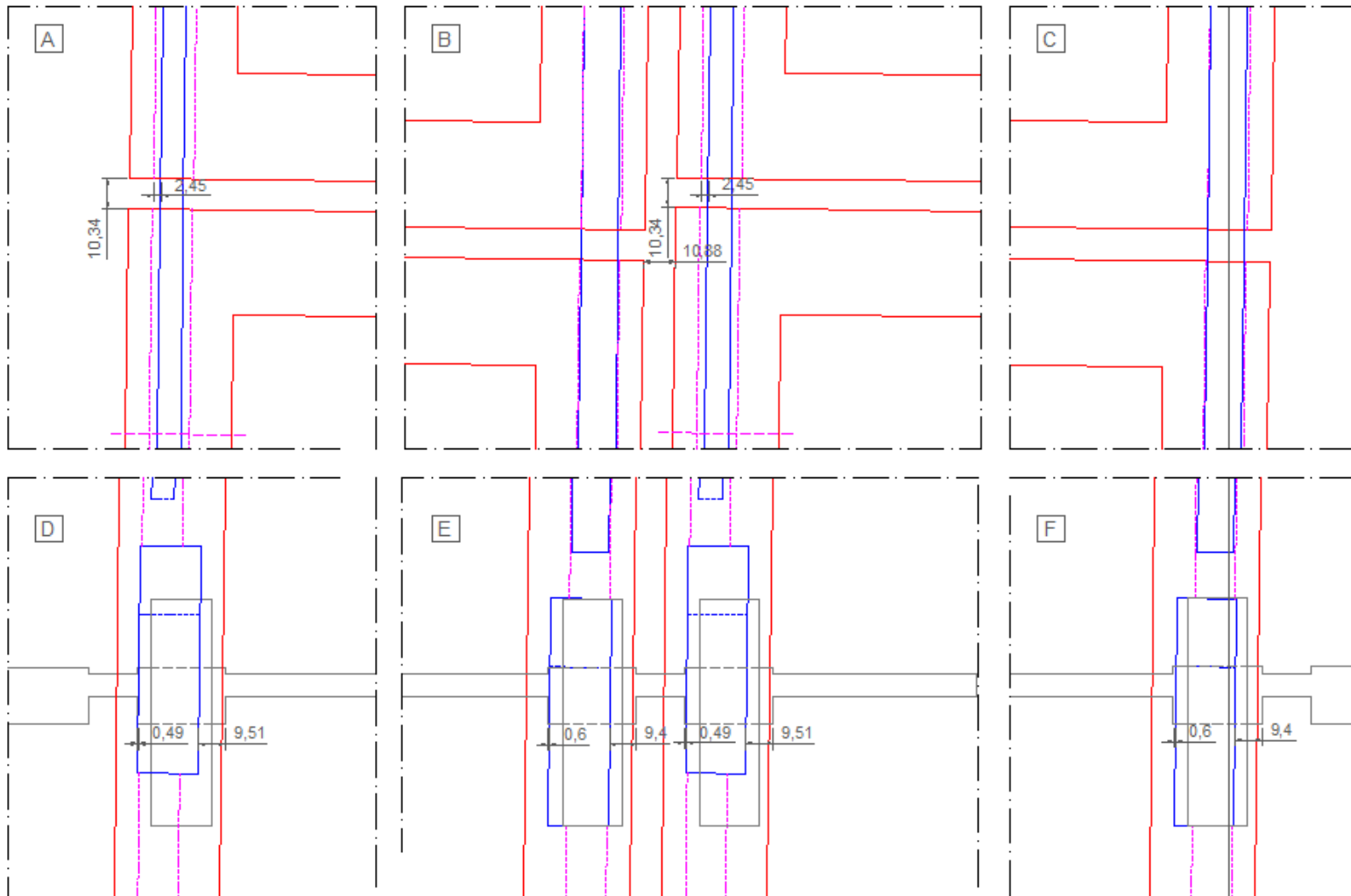


Figure 56: Analisi geometra degli spostamenti di facciata - CASO 2

## 7.5. Dinamica degli spostamenti

Lo spostamento del solaio sottostante è trasmesso dal solaio alla staffa, dalla staffa alla cellula e da questa attraverso i suoi perni alla cellula del solaio soprastante. La cellula quindi ruota verso destra puntando in alto nel profilo ad U di sinistra. La rotazione è sempre indotta dal perno di destra, quello che cioè serve per tenere il filo della facciata e pertanto è inserito in un foro preciso diversamente dal perno di sinistra che trova collocazione in un'asola. Quindi nella direzione di destra la rotazione della cellula avrà raggio pari all'altezza della stessa.

Le rotazioni delle cellule sono state calcolate come da normativa prEN 13830: l'arcotangente dell'angolo di rotazione  $\gamma$ , dove:

$$\gamma = \Delta/h$$

con

$\Delta$  spostamento interpiano

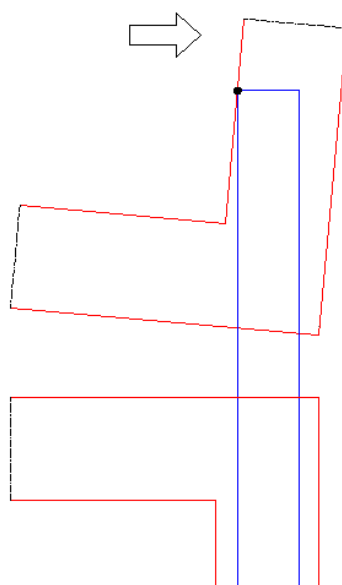
$h$  altezza interpiano

	N° piano	$\Delta$ [mm]	$h$ [mm]	$\gamma$	arctan $\gamma$ [gradi]
Caso 1	26	9,55	3800	0,00251	0,144
	27	9,552	3800	0,00251	0,144
Caso 2	26	45,7	3800	0,0120	0,689
	27	45,7	3800	0,0120	0,689

Tabella 7: Spostamenti e rotazioni nei rispettivi casi di studio

## 7.6. Osservazioni

Da un'analisi dettagliata della modellazione geometrica si osserva che con la rotazione della cellula tutti i punti di questa hanno subito una traslazione verticale e una orizzontale, eccetto il punto attorno a cui la cellula ruota. Tale punto è rappresentato dal contatto tra il perno della cellula sottostante e la parete interna del montante della cellula soprastante; pertanto gli elementi a U appesi alla staffa subiscono sia una traslazione verticale che orizzontale.



*Figure 57: Punto di contatto tra telaio e perno, centro di rotazione*

Il perno a sinistra, a differenza di quello a destra (centro di rotazione), è inserito in un'asola e gli sono pertanto permessi i movimenti di traslazione.

Nell'analisi fatta sui movimenti dettati dal modello in SAP, si osservano rotazioni di piccola entità che inducono piccole traslazioni dei diversi punti della facciata. Essa dunque non risulta essere in pericolo di ricevere tensioni e quindi deformazioni dovute alle forze di piano causate dal sisma. Si nota infatti che la cellula ha ancora una buona libertà di rotazione testimoniata dai 4,03 mm disponibili all'ancoraggio di sinistra, prima di arrivare a contatto con la staffa. Dal punto di vista delle performance, bisognerebbe analizzare con macchinari e test appropriati, descritti nei

capitoli precedenti, il grado di permeabilità all'aria e all'acqua dopo gli spostamenti ricevuti.

Considerando gli spostamenti limite dettati dalla normativa NTC 2008 le problematiche espresse precedentemente con spostamenti da modello, peggiorano notevolmente. Si nota infatti come l'elemento da U di sinistra arrivi "a fine corsa": ovvero lo spazio tra l'elemento e la staffa è di un decimo di millimetro. Ciò vuol dire che si è giunti al limite ultimo di rotazione della cellula, dopo la quale ha inizio la deformazione a parallelogramma del telaio che può mandare in crisi il vetro e lasciare alterato il telaio in alluminio che non tornerà più nella sua posizione e configurazione iniziale. Inoltre, con buona probabilità, risulteranno compromesse anche le performance della facciata poiché le guarnizioni subiscono molti stress, come si nota dal nodo B.

In entrambi i casi descritti lo spostamento relativo dei tra i due piani risulta essere uguale. Pertanto i perni di collegamento verticale non risultano andare in crisi poiché la rotazione delle cellule, uguale tra i due piani, pone i perni e le asole della cellula soprastante sullo stesso asse. Nel caso in cui ci fosse una differenza sostanziale tra gli spostamenti relativi di due piani contigui (come avviene nei primi piani dell'edificio modellato) il perno di destra che causa la rotazione della cellula potrebbe bloccare la rotazione della cellula e causare una provocare una deformazione del telaio.

Il perno infatti è a contatto con la parete interna del montante della cellula soprastante che continua la sua deriva. La cellula ruota attorno allo spigolo alto del perno fino al contatto tra il vertice basso del montante della cellula e il perno. Da qui un'eccessiva rotazione tende a sforzare oltre misura il telaio della cellula che inizia la deformazione a parallelogramma descritta precedentemente.

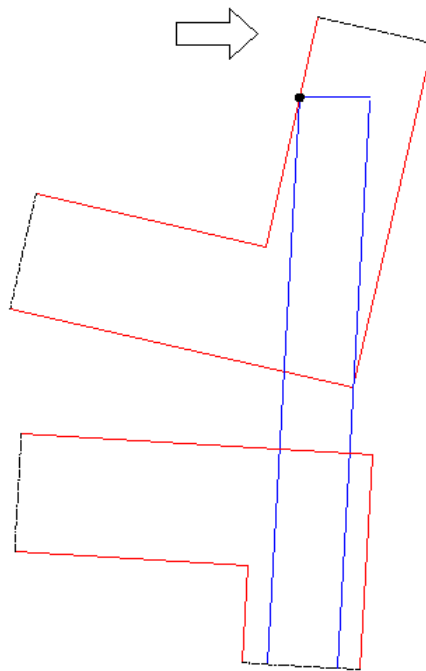


Figure 58: Punti di contatto tra telaio e perno, centro di rotazione

## 7.7. Definizione delle azioni sollecitanti sulla facciata continua

### 7.7.1. Calcolo dei pesi propri, portati e variabili

I pesi propri e portati del modulo di facciata sono stati definiti sommando i pesi unitari dei vari componenti moltiplicati per le rispettive dimensioni caratteristiche. Si è ottenuto:

			P unitario [N/m]	N°	l [m]	h [m]	P modulo [N]
<b>G1</b>	PESI PROPRI	Montanti	52,974	1	0	3,8	201,3012
		Traversi	52,974	1	1,5	0	79,46

		Traversi intermedi	26,487	1	1,5	0	39,73
<b>G2</b>	PESI PORTATI	Vetro 1	245,25	2	1,5	3,8	2795,85
		Vetro 2	245,25	1	1,5	2,3	846,11
		Spandrel	90,252	1	1,5	1,5	203,07
<b>TOTALE</b>							<b>4165,52</b>

Tabella 8: Calcolo del peso proprio di facciata

### 7.7.2. Calcolo del carico del vento

Il carico di vento è stato determinato utilizzando il metodo previsto dalle NTC. Come prima cosa è stata definita la zona di vento dalla quale dipende la velocità del vento:

Zona 1:  $v_{b0} = 25$  m/s

Si è proceduto al calcolo della pressione del vento:

$$p = q_b \cdot C_E \cdot C_P \cdot C_d$$

Dove

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento.
- $C_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;
- $C_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- $C_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Con le formule fornite dalla normativa, una volta determinata la classe di rugosità del terreno e la categoria di esposizione del sito, si sono determinati i valori dei coefficienti di esposizione (3,537) e dinamico (1) e il valore della pressione cinetica di riferimento  $390,6$  N/m<sup>2</sup>.

Il coefficiente di forma è stato invece valutato usando la CNR DT 207/2008, “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”, che prevede un calcolo più rigoroso e che tiene conto anche della presenza di irregolarità nella forma dell’edificio.

Usando la procedura prevista dalla norma, si è calcolato il parametro  $e$ , si sono definite le zone di appartenenza della facciata continua e si sono determinati i coefficienti  $c_{pe1}$  e  $c_{pe10}$  (vedi figura). Con la formula dettata dalla normativa si è calcolato il  $c_{pe}$ , unico coefficiente mancante per determinare la pressione del vento pari a 0,849.

Il procedimento è stato ripetuto per due condizioni di vento, una che determina una pressione sulla vetratura e una che provoca una depressione.

Pertanto i valori di pressione e depressione del vento sulla cellula posizionata al 30° piano (più sfavorita) equivalgono a:

$$p \text{ (pressione)} = 1517,932 \text{ N/m}^2$$

$$p \text{ (depressione)} = -1553,264 \text{ N/m}^2$$

### 7.7.3. Calcolo dell’azione del sisma

Per valutare l’azione sismica si è utilizzata la formula:

$$F = \frac{S_a * W_a}{q_a}$$

In cui:

- $W_a$  = peso del modulo di facciata, già calcolato nel paragrafo 2.1 e pari a 3325 N
- $q_a$  = fattore di struttura, pari a 2 per le facciate continue
- $S_a = \alpha * S * \left[ \frac{3 * (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$  = accelerazione massima,

adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l’elemento strutturale subisce durante il sisma. I coefficienti della formula sono:

- $S$  = coefficiente che tiene conto delle condizioni topografiche = 1 (cautelativamente)
- $T_a$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
- $T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione
- $Z$  = quota del baricentro dell'elemento misurata dal piano di fondazione = 112,1 m
- $H$  = altezza della costruzione misurata dal piano di fondazione = 112,1 m
- $\alpha = a_g/g$  = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno rispetto a quella di gravità. Per Milano, come si può vedere dall'immagine,  $a_g$  0,05 m/s<sup>2</sup>.

Di conseguenza:

$$S_a = 0,5 * 1 * \left[ \frac{3 * \left(1 + \frac{112,1}{112,1}\right)}{1 + (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 2,5 \rightarrow F = \frac{2,5 * 4165}{2} = 5.154 \text{ N}$$



## 8. Progetto del nuovo sistema di ancoraggio con isolatore elastomerico

Come già anticipato nell'introduzione al seguente elaborato, per proteggere il vetro di facciata dall'azione sismica che colpisce l'edificio nelle pratica comune si interviene sulle dimensioni dei giunti tra il vetro stesso e il telaio della facciata continua, a discapito delle richieste architettoniche di ottenere facciate sempre più "trasparenti". Pertanto l'idea è quella di andare controtendenza e provare ad agire sulla compatibilità di movimenti meccanici tra la struttura dell'edificio e la facciata continua.

La principale causa di danni alla facciata durante un evento sismico è la deformazione nel piano di facciata causata dagli spostamenti relativi tra i piani. L'intento è di intervenire sul sistema di ancoraggio usando connessioni avanzate che impediscano che gli spostamenti e le forze si trasferiscano dalla struttura alla facciata.

Il comportamento di rotazione che si prevede oggi per una cellula di facciata non è ottimale sia dal punto di vista delle performance che la facciata deve garantire, sia meccanico e di sicurezza poiché a rotazione ultimata il processo di deformazione a parallelogramma della cellula può portare alla rottura del vetro per superamento di tensioni di taglio (vetro strutturale) o per contatto tra vetro e telaio.

La connessione che si vuole progettare deve garantire un adeguato livello di isolamento (che dipenderà dalle caratteristiche dell'edificio e dalla sua risposta all'azione sismica) mantenendo il più possibile un'integrità meccanica del sistema. Quelli elencati di seguito sono i principali aspetti di applicabilità e adattabilità per un sistema di connessione di cui si è tenuto conto durante la fase di progettazione:

- Costi di produzione
- Semplicità di produzione e installazione
- Capacità di essere collegato a diversi elementi
- Avere dimensioni e geometrie appropriate, caratteristiche estetiche

In questa ricerca l'argomento su cui è stato posta maggior attenzione è la sicurezza, ovvero evitare guasti meccanici al vetro e al telaio della facciata continua. Tuttavia la manutenzione e la funzionalità dell'involucro avrebbero bisogno di essere valutati in termini di tenuta all'aria e all'acqua e la sua protezione come barriera acustica.

Questo sarà assicurato evitando danni agli elementi strutturali del sistema per facciate continue (montanti, traversi, staffe, etc.) ed ai sistemi di tenuta (guarnizioni elastiche, sigillanti siliconici, ecc).

## 8.1. Requisiti meccanici del nuovo sistema di ancoraggio

Come visto nei capitoli precedenti, il comportamento di rotazione che si prevede oggi per una cellula di facciata non è ottimale sia dal punto di vista delle performance che la facciata deve garantire, sia meccanico e di sicurezza poiché a rotazione ultimata il processo di deformazione a parallelogramma della cellula può portare alla rottura del vetro per superamento di tensioni di taglio (vetro strutturale) o per contatto tra vetro e telaio.

Il movimento di rotazione della cellula durante un'azione sismica è causato dai perni di collegamento verticale che hanno lo scopo di resistere alle azioni normali alla

facciata (pressione e depressione del vento, azione sismica perpendicolare alla superficie di facciata) e di allineamento della facciata durante la posa. Se si ipotizzasse di eliminare questi elementi di collegamento, si otterrebbe un'indipendenza tra le cellule dei diversi piani le quali, non incontrando vincoli di rotazione slitterebbero lateralmente in funzione dell'azione sismica agente sulla cellula e lo spostamento relativo tra i piani.

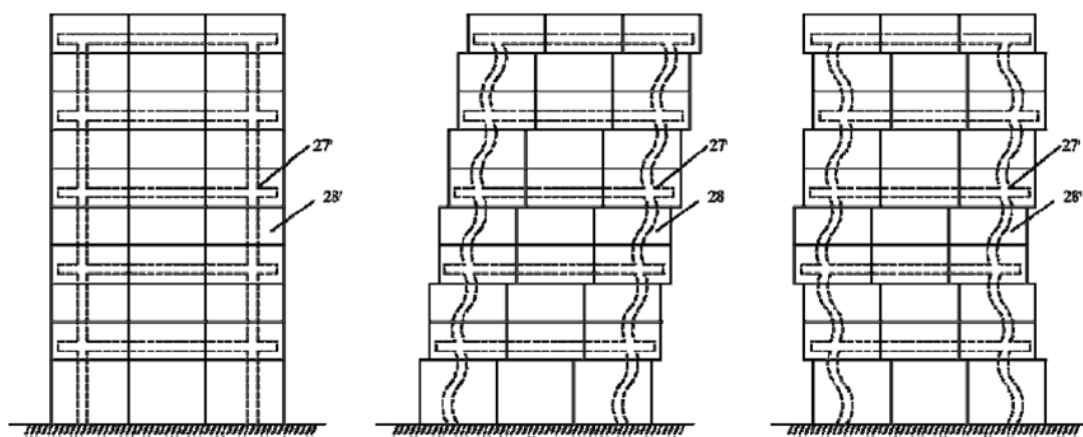


Figure 59: Spostamento laterale delle cellule indipendenti piano per piano

Eliminando i perni verticali però viene meno anche la resistenza alle azioni normali al piano di facciata che possono causare delle oscillazioni nella parte inferiore della cellula. Lo schema strutturale infatti si trasformerebbe da cerniera-appoggio a cerniera-estremo libero. Per evitare questo, utilizziamo nuovi profili con sistema maschio/femmina: il traverso inferiore e il montante verticale sinistro sono sagomati con scanalatura mentre il traverso superiore e il montante destro hanno una sporgenza. Il montante e il traverso "maschi" della cellula infatti fungono da elemento di resistenza meccanica alle azioni normali alla superficie di facciata.

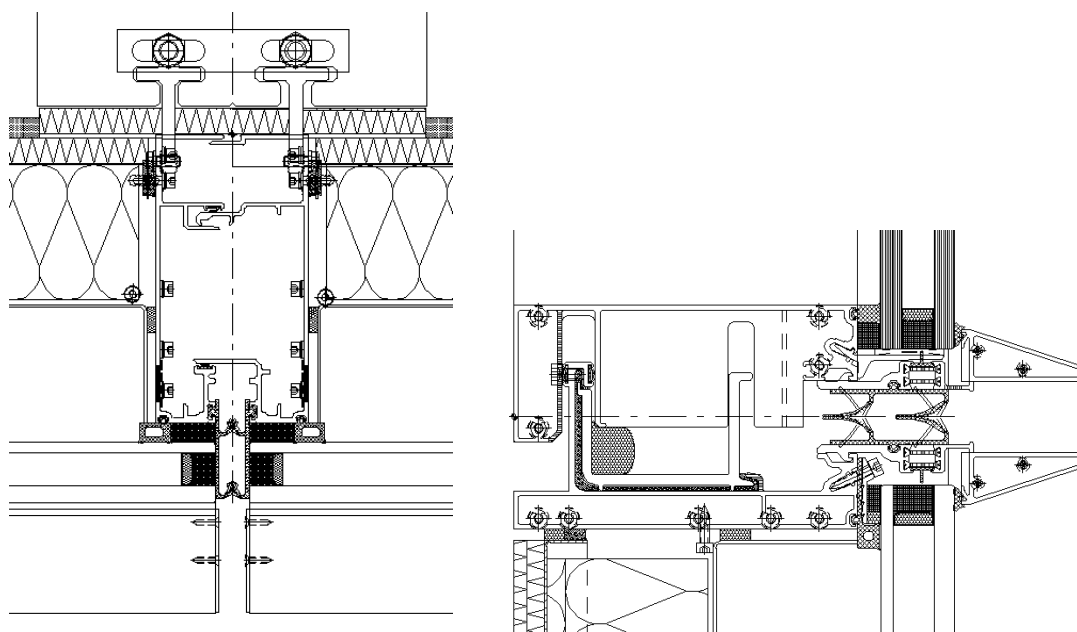


Figure 60: profili maschio-femmina di un sistema a cellula

Vista la conformazione di questi profili, risulta agevolato lo slittamento laterale relativo tra le cellule. Nei profili utilizzati nel capitolo 7, la continuità tra le cellule era garantita esclusivamente da una guarnizione (vedi figure 51 – 52) che per permettere gli spostamenti laterali si deformava con il rischio di superare il limite di resistenza a trazione e l'allungamento a rottura o la resistenza a fatica. Ora le cellule riescono a slittare l'una rispetto all'altra senza coinvolgere particolarmente gli elementi di guarnizione.

Quindi ipotizziamo un ancoraggio di facciata uguale a quello illustrato in Figura 60 ed effettuiamo l'analisi geometrica con gli spostamenti interpiano dettati dall'analisi FEM dell'edificio in esame (Caso 1) e gli spostamenti limite di normativa (Caso 2).

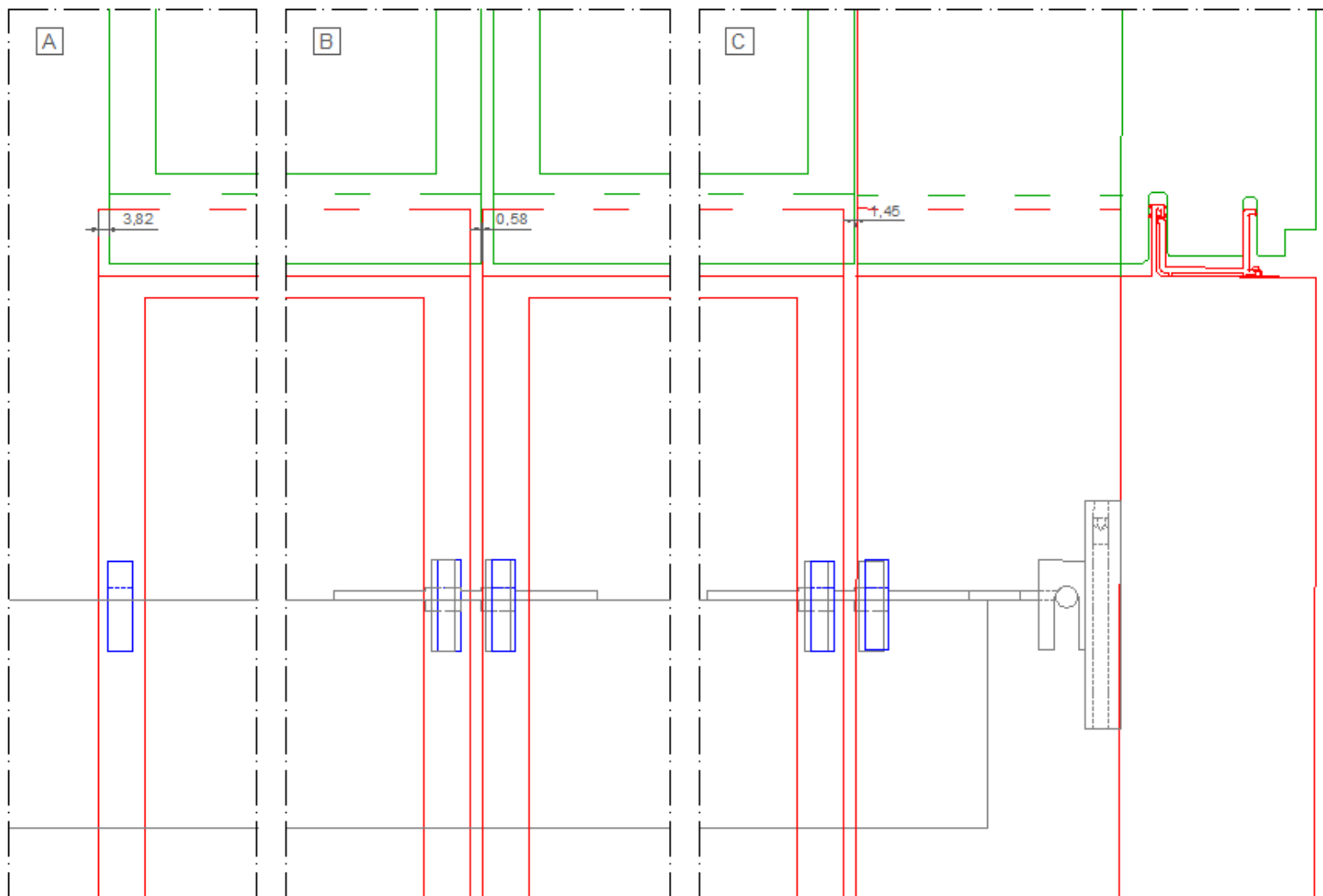


Figure 61: Analisi geometrica: Caso 1

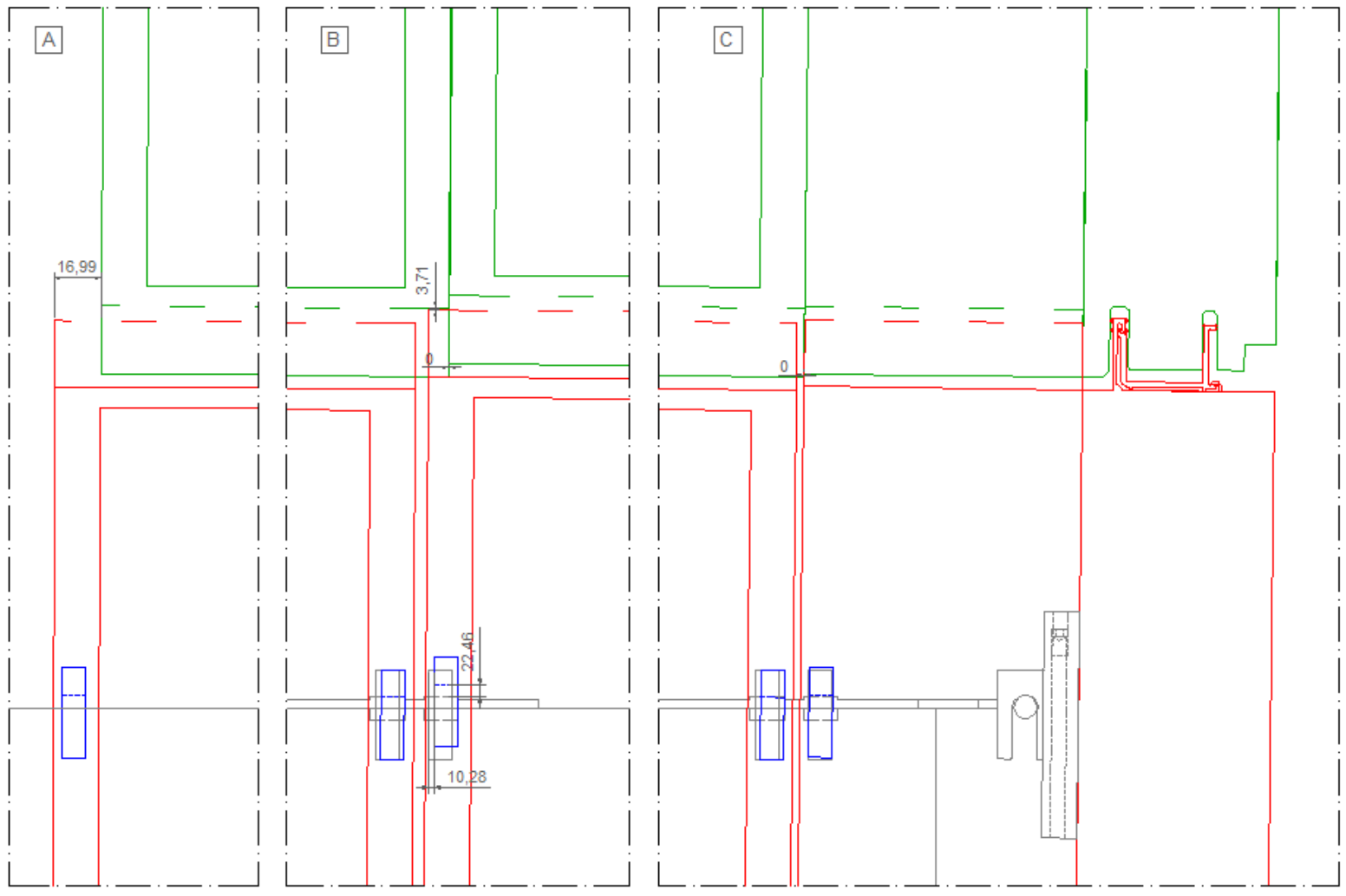


Figure 62: Analisi geometrica: Caso 2

Si focalizza l'attenzione sull'ultima campata dell'edificio poiché, come vedremo, risulta essere la zona critica dove le cellule nella direzione X incontrano quelle poste nella direzione Y.

Nel Caso 1, relativo agli spostamenti massimi dell'edificio (27° piano), tutte le cellule di piano slittano lateralmente poiché soggette all'azione sismica dopo aver vinto la forza di attrito statico che si crea tra la piastra e l'elemento di ancoraggio ad "U". Giunta a fine corsa, la cellula si sposta solidale con il solaio a cui è "appesa" senza subire alcun movimento di rotazione. Si nota che nel nodo C la cellula ha quasi raggiunto il contatto con l'elemento d'angolo di facciata che ha subito una rotazione di  $0,144^\circ$  intorno all'asse Y.

Nel Caso 2, gli spostamenti interpiano aumentano significativamente. Le cellule dopo lo slittamento laterale dovuto all'azione sismica iniziano a traslare solidali al solaio. In questo caso però la cellula arriva al contatto con l'elemento d'angolo, che ha subito una rotazione di  $0,718^\circ$  intorno all'asse Y (nodo C). Il punto di contatto funge da perno di rotazione della cellula che ruoterà di  $0,616^\circ$  ovvero fino a che l'elemento ad U non ha raggiunto il finecorsa della piastra di ancoraggio. Lo spostamento interpiano imposto di 47,5 mm però obbliga la cellula ad una rotazione di  $0,718^\circ$  e, non avendo altre libertà di movimento, i restanti  $0,102^\circ$  si tramutano in deformazione a parallelogramma del telaio della cellula sotto l'azione statica equivalente di piano dell'edificio. Lo stesso discorso si può fare per le cellule contigue a quella appena descritta. Si ottiene dunque un "impacchettamento" delle cellule con conseguente deformazione del telaio che viene trasmesso al vetro strutturale come sforzo di taglio con conseguente rischio di deformazione e rottura delle lastre.

Il sistema di ancoraggio che si vuole sviluppare deve impedire la rotazione delle cellule e quindi il contatto tra loro. La cellula quindi dovrebbe subire uno slittamento in direzione opposta rispetto allo spostamento di piano in modo che non raggiunga il contatto con la cellula adiacente. La connessione dunque deve essere progettata per garantire un adeguato livello di isolamento (che dipenderà dalle caratteristiche

dell'edificio e dalla sua risposta all'azione sismica) mantenendo il più possibile un'integrità meccanica del sistema.

Noti i requisiti che il nuovo sistema di ancoraggio deve avere, esso verrà studiato per gli spostamenti di piano dettati dall'edificio preso in esame (Caso 1) di cui si conoscono i dati necessari (forze, accelerazioni, periodo di accelerazione, ecc) per ottenere un dimensionamento adeguato. Anche se non risulta esserci pericolo di rotazione o deformazione del sistema, uno spostamento di piano leggermente maggiore provocherebbe il contatto tra la cellula e l'elemento d'angolo. Pertanto nel seguito verranno analizzati i criteri di dimensionamento dell'ancoraggio che si potranno adattare a situazioni di deformazioni peggiori di quella analizzata in questo elaborato.

## 8.2. Caratteristiche geometriche del nuovo sistema di ancoraggio con isolatore elastomerico

Partendo dal tipico sistema di fissaggio per facciate continue e cellula visto nei capitoli precedenti si sono modificate alcune caratteristiche, aggiungendo elementi che permettano i movimenti e resistano alle azioni agenti su di esso.

L'idea generale è quella di interporre del materiale elastomerico tra due piastre d'acciaio, di cui quella inferiore è solidale al solaio e fissata mediante bulloni e canale annegato nel calcestruzzo, e quella superiore necessaria per il fissaggio della cellula con cui si muove solidale.

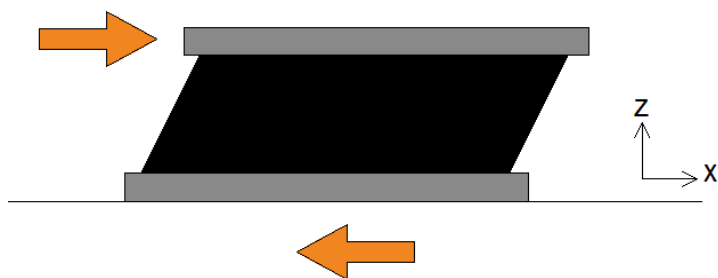


Figure 63: Andamento della forza orizzontale d'inerzia sull'isolatore



Il peso della cellula crea un momento di flessione sulla piastra a cui è appoggiata, e di conseguenza sul materiale elastomerico che dunque si flette, alterando le sue caratteristiche meccaniche. Pertanto attraverso dei bulloni di collegamento tra le due piastre viene impresso un precarico e quindi una coppia di serraggio tale da creare un'azione perpendicolare all'elastomero  $N$  che annulli il momento  $M$  dovuto al peso della cellula.

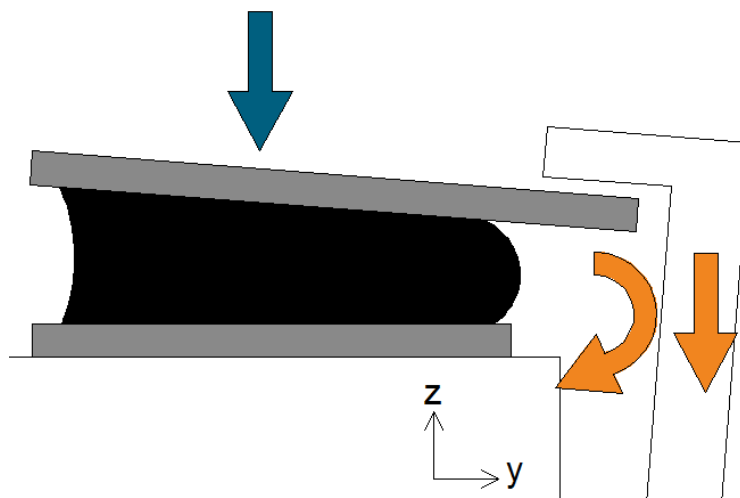


Figure 64: Rappresentazione della forza peso della cellula e del momento da essa causato sull'isolatore

Si utilizzeranno quindi due profili annegati nel calcestruzzo posti in parallelo, necessari per la regolazione in direzione  $x$  durante la fase di fissaggio dell'elemento al solaio. La tolleranza nella direzione  $y$  è ottenuta attraverso delle asole. Un'attenzione particolare necessitano le asole della piastra superiore le quali, oltre a permettere delle regolazioni in direzione  $y$ , devono garantire gli spostamenti  $\delta$  in direzione  $x$  che risulterebbero impossibili qualora la larghezza "a" (vedi figura 65) dell'asola abbia dimensioni uguali al diametro del gambo del bullone. Pertanto si dimensiona "a" di un valore pari al diametro del gambo più due volte lo spostamento  $\delta$  lungo  $x$  che si vuole garantire alla cellula.

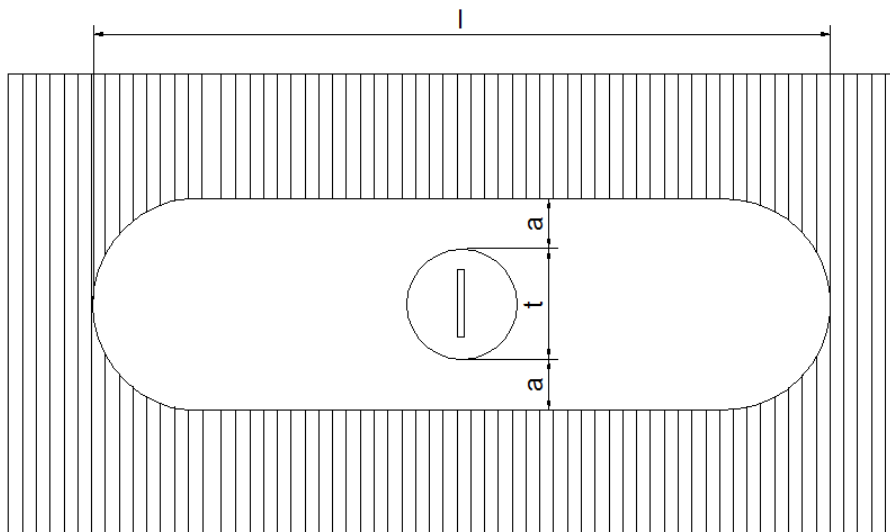
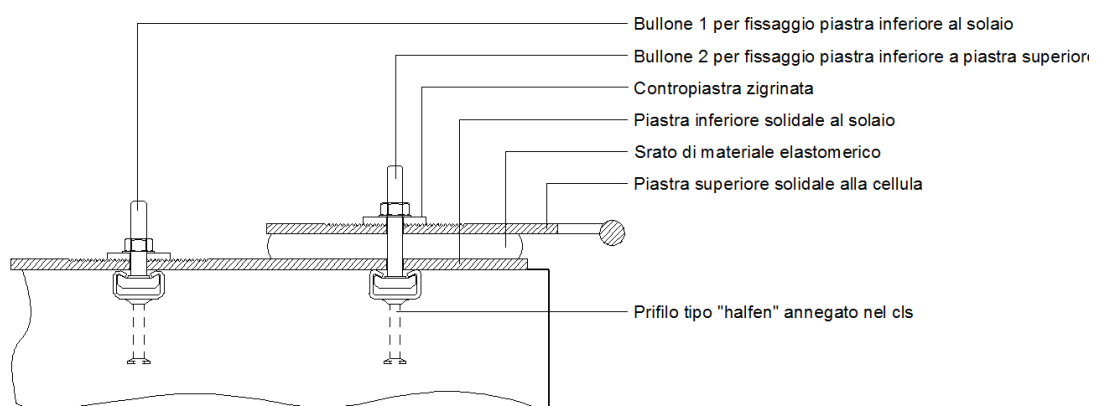


Figure 65: dimensioni asola di scorrimento

Volendo permettere la deformazione dell'elastomero e quindi lo spostamento  $\delta$  esclusivamente nella direzione del piano di facciata, si utilizzano due contropiastre zigrinate in acciaio, sulle quali scorre la piastra superiore del sistema di ancoraggio, anch'essa zigrinata. La contropiastra è anche dotata di un dentello, di dimensioni leggermente maggiori rispetto al foro per vite, che permette il corretto accoppiamento con l'asola zigrinata ed evita che il bullone, giunto a fine corsa, impatti con la piastra superiore rischiando deformazioni plastiche o tranciamento del gambo.



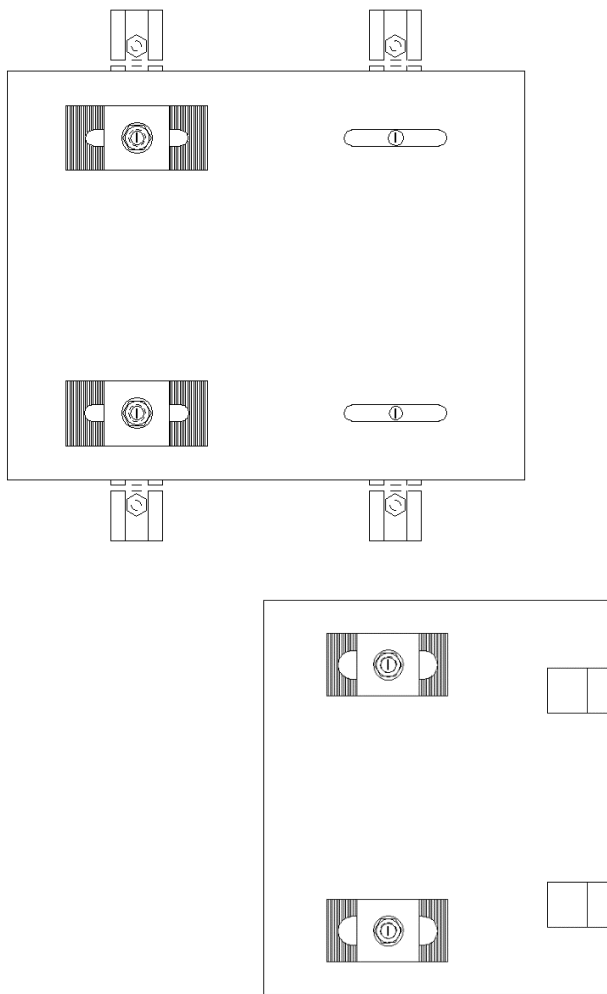


Figure 66: *Rappresentazione della sezione verticale del nuovo sistema e viste dall'alto delle due piastre*

Semplifichiamo il dispositivo nello schema rappresentato di seguito. La massa concentrata in un unico punto rappresenta la massa della singola cellula mentre l'elemento elastomerico lo si rappresenta con un'asta dotata di una rigidezza  $k$  (equivalente alla costante di richiamo elastica di una molla) e un dispositivo di smorzamento posizionato in parallelo, con costante di smorzamento viscoso  $c$ .

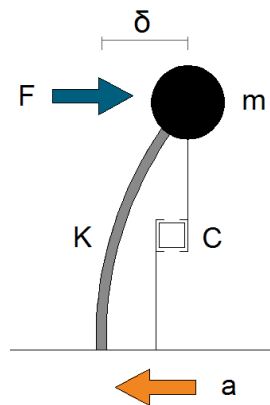


Figure 67: Semplificazione del sistema

Consideriamo il piano  $30^\circ$  che si sposta in direzione  $x$  (positiva) di 9,44 mm rispetto al piano inferiore, con un'accelerazione massima di  $11,27 \text{ m/s}^2$ . L'accelerazione di piano imprime una forza di inerzia alla massa  $m$  ( $F = m \cdot a$ ) in direzione opposta, sull'asse  $x$ , rispetto allo spostamento di piano. Alla forza d'inerzia si sottrae la forza di attrito che si genera tra la piastra superiore e le contropiastre di scorrimento zigrinate. La massa dunque avrà uno spostamento relativo  $\delta$  rispetto al piano che dipenderà dalle caratteristiche appena esposte.

### 8.3. Dimensionamento degli elementi in acciaio del sistema di ancoraggio

#### 8.3.1. Analisi delle forze agenti sul sistema di ancoraggio

Dall'analisi dei carichi agenti sulla facciata, effettuata nel capitolo 7, determiniamo la configurazione peggiore da applicare al sistema di ancoraggio per il suo dimensionamento. Considereremo l'elemento posto al piano  $30^\circ$  dove le azioni risultano maggiori e gli spostamenti pressoché simili a quelli analizzati nell'analisi geometrica della facciata al piano  $27^\circ$  (vedi allegato A)

Nella direzione  $z$  l'unica azione agente sull'ancoraggio è la forza peso della facciata ( $W_a = 4165 \text{ N}$ ). Nelle direzioni  $x$  e  $y$  agiscono le azioni di pressione e depressione del vento, rispettivamente  $P^+ = 8652 \text{ N}$  e  $P^- = -8853 \text{ N}$ , e l'azione sismica pari a  $F_a = 5675$

N. Come azione lungo gli assi x e y si considera la depressione del vento avente modulo maggiore rispetto alle altre.

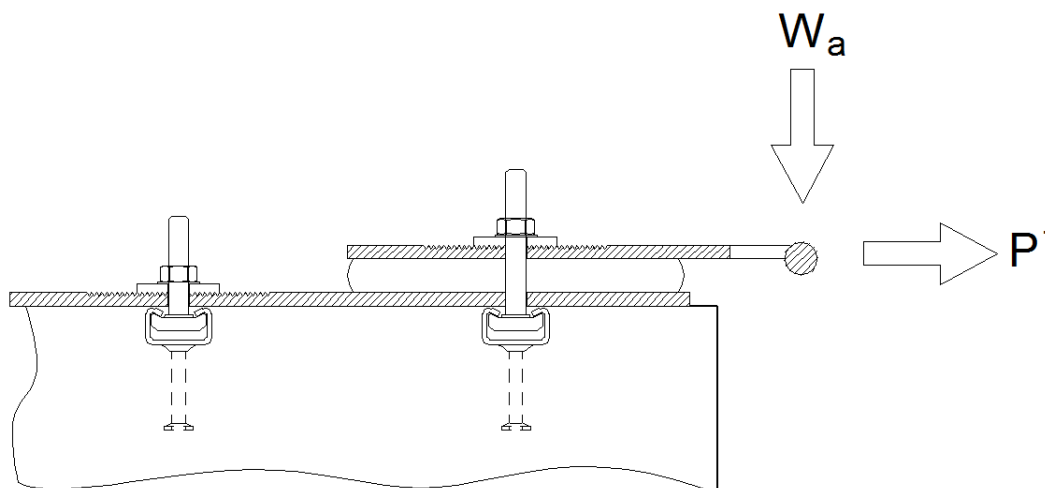


Figure 68: Azioni agenti sul sistema di ancoraggio

### 8.3.2. Dimensionamento dei profili in acciaio annegati nel calcestruzzo e rispettive viti di fissaggio

Per il dimensionamento dei profili annegati nel calcestruzzo si è ipotizzato che ognuno dei due elementi resista alla totalità dell'azione verticale e orizzontale agente sul sistema. Questo perché, non conoscendo le caratteristiche specifiche del materiale elastomerico interposto, risulta difficile quantificare le tensioni che si trasferiscono dalla piastra superiore, su cui agiscono le forze, a quella inferiore ancorata al solaio la quale ha la funzione di mantenere il sistema solidale alla struttura.

Per il dimensionamento si è utilizzato il foglio di calcolo Excel "GL Locatelli REV08-2014" nel rispetto della normativa DD CEN/TS 1992-4-3:2009.

Le azioni agenti sono state considerate puntuali sui due bulloni di ancoraggio: su ognuna si è applicato:

$$N_{ed} = \frac{W_a}{2} \cdot \gamma_g = \frac{4165}{2} N \cdot 1,35 = 2250 N$$

con:

$W_a$  forza peso della singola cellula

$\gamma_g$  coefficiente di amplificazione

$$V_{ed} = \frac{P^-}{2} \cdot \gamma_q = \frac{-8853}{2} N \cdot 1,5 = 6640 N$$

con:

$P^-$  azione del vento in depressione

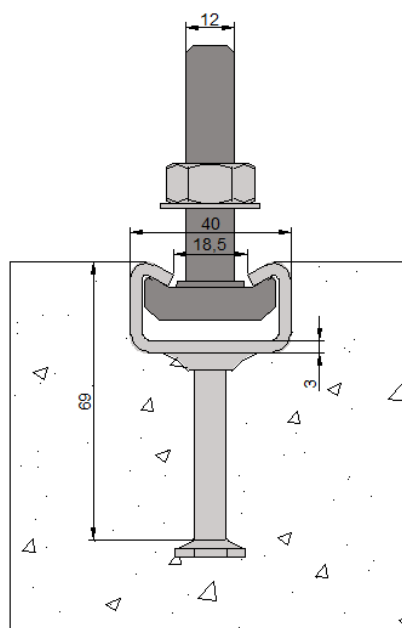
$\gamma_q$  coefficiente di amplificazione

Ipotizziamo una lunghezza del profilo di 500 mm, avente tre chiodi di ancoraggio al cls e una distanza tra i due bulloni di 322 mm. Lo spessore della soletta in cls 50/60 di 200 mm e la distanza della piastra dal bordo della stessa soletta di 300 mm.

Il foglio di calcolo ci restituisce le dimensioni e le caratteristiche del profilo e dei bulloni che soddisfano tutte le verifiche che la normativa impone.

Scegliamo dunque il profilo GP 40/223 con portata  $N_{RD}=V_{RD}=11,1$  kN, realizzato in acciaio S235JR e finitura con zincatura tipo sendzimir o a caldo.

I bulloni a testa ad ancora M12, in acciaio inox classe di resistenza 8.8 a cui corrisponde un precarico massimo di 37684 N e una coppia di serraggio di 87,28 Nm.



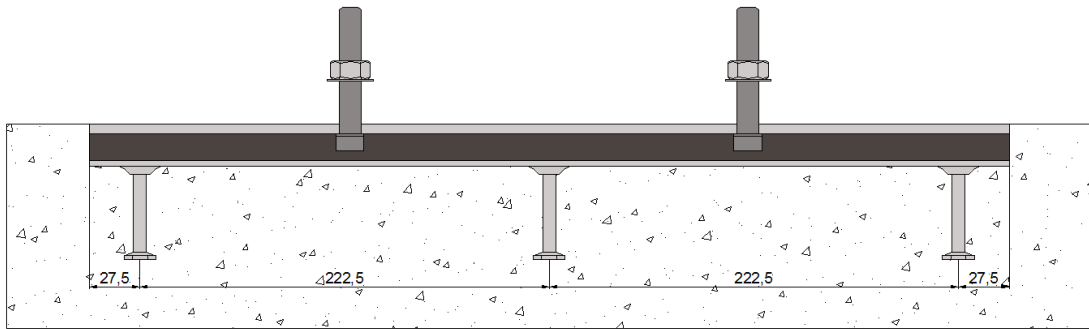


Figure 69: Rappresentazione del canale annegato nel calcestruzzo e rispettivi bulloni

Di seguito si riportano brevemente i risultati delle verifiche effettuate dal foglio di calcolo sia sul lato acciaio che sul lato calcestruzzo (considerato fessurato).

	Verifica	Tensione Normale	Tensione Tangenziale
Rottura lato acciaio	Verifica della giunzione tra ancoraggio e profilo	$\beta_N = \frac{\sum N_{Ed}}{N_{Rd,s,c}}$ $= 0,16 \leq 1$	$\beta_V = \frac{\sum V_{Ed}}{V_{Rd,s,c}}$ $= 0,47 \leq 1$
	Verifica a deformazione locale (deformazione dei labbri)	$\beta_N = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s,l}}$ $= 0,20 \leq 1$	$\beta_V = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s,l}}$ $= 0,60 \leq 1$
	Verifica del bullone	$\beta_N = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s,s}}$ $= 0,07 \leq 1$	$\beta_V = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s,s}}$ $= 0,33 \leq 1$
	Verifica a flessione del profilo	$\beta_N = \frac{M_{Ed}}{M_{Rk,s,flex}}$ $= 0,11 \leq 1$	
Rottura lato calcestruzzo ZZO	Verifica a strappo	$\beta_N = -\frac{\sum N_{Ed}}{N_{Rd,p}}$ $= 0,04 \leq 1$	

	Verifica a rottura conica del cls	$\beta_N = -\frac{\sum N_{Ed}}{N_{Rd,c}}$ $= 0,11 \leq 1$	
	Verifica a rottura posteriore del cls		$\beta_V = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c,p}}$ $= 0,14 \leq 1$
	Verifica a rottura posteriore del cls		$\beta_V = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$ $= 0,24 \leq 1$

Tabella 9: Verifiche del profilo secondo CEN/TS 1992-4-3:2009

Iterazione tra sforzo normale e tangenziale	
Rottura calcestruzzo	$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = 0,13 \leq 1$ $\beta_N + \beta_V = 0,23 \leq 1,2$
Rottura dell'ancoraggio	$\beta_N^2 + \beta_V^2 = 0,24 \leq 1$
Rottura acciaio canale	$\beta_N^2 + \beta_V^2 = 0,40 \leq 1$
Rottura acciaio vite	$\beta_N^2 + \beta_V^2 = 0,11 \leq 1$

Tabella 10: Verifiche del profilo secondo CEN/TS 1992-4-3:2009

Entrambi i profili vengono presi delle stesse dimensioni, sicché ognuno dei due possa sopportare la totalità delle azioni (elemento sovradimensionato a favore di sicurezza).

### 8.3.3. Verifiche del bullone e della lamiera

Il bullone è considerato un elemento infinitamente rigido che lavora a taglio nel momento in cui arriva a contatto con la lamiera. Sulla sezione circolare si formano delle tensioni con distribuzione parabolica ma noi le consideriamo costanti.

Note le caratteristiche geometriche e meccaniche del bullone e della lamiera, riassumiamo di seguito le verifiche effettuate:



Verifica al tranciamento del gambo	$F_{Rd,Tranc} = \frac{f_{ud}}{\sqrt{3}} \cdot A_b \cdot n_b = 52211N \geq F_{Ed}$
Verifica al rifollamento della lamiera	$F_{Rd,Rif} = \alpha \cdot f_{ud} \cdot t \cdot \vartheta = 97920N \geq F_{Ed}$
Verifica allo strappo della lamiera	$F_{Rd,Strappo} = \frac{f_{ud} \cdot t \cdot \left(m - \frac{1}{4}\right) \vartheta}{\sqrt{3}}$ $= 212003N \geq F_{Ed,rif}$
Verifica della sezione indebolita	$F_{Rd,indeb} = (2n - 1) \cdot f_{ud} \cdot t \cdot \vartheta = 244800N$ $\geq F_{Rd,rif}$

Tabella 11: Verifiche di resistenza sul bullone e sulla lamiera

Con

- $F_{ud} = 800N/mm$ , tensione ultima di progetto del bullone
- $A_b = 113,04 \text{ mm}^2$ , area di resistenza del bullone
- $n_b=2$ , numero di bulloni
- $t=8mm$ , spessore della lamiera
- $\theta=12mm$ , diametro del foro
- $m=4 \geq 2$ ,  $n=3 \geq 1,5$  (voglio che alla schiena del foro ci sia una lunghezza pari almeno a  $2\theta$ , calcolata dalla mezzeria, e lateralmente ci sia una lunghezza pari almeno a  $1,5 \theta$ , calcolata dalla mezzeria)

Determiniamo il valore di precarico e il momento di serraggio che deve essere garantito dai bulloni della piastra superiore affinché venga equilibrato il momento agente sul sistema di ancoraggio, dovuto all'eccentricità della forza peso della cellula.

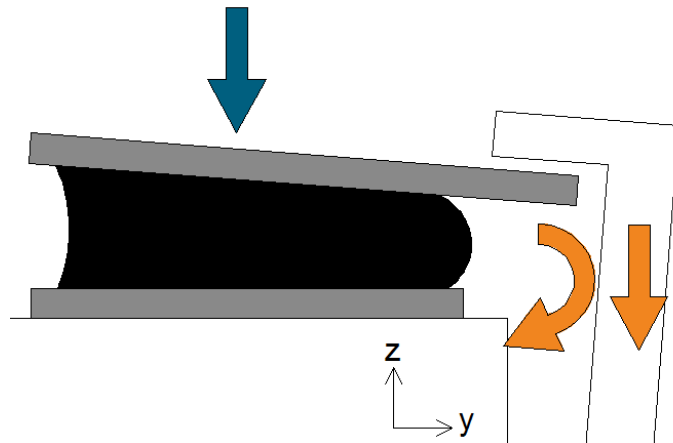


Figure 70: schema delle forze normali agenti sul sistema

Considerando il sistema, di cui sopra, si determina il valore di azione  $F_2$  necessario:

$$F_2 = \frac{F_1 \cdot x_1}{x_2} = 4686,2 \text{ N}$$

che risulta essere minore del precario massimo ( $P=37684 \text{ N}$ ) per un bullone M12 classe 8.8. Noto il precario  $F_2$  da applicare al bullone, determino la corrispettiva coppia di serraggio:

$$M_s = \frac{F_2 \cdot d \cdot K}{1000} = 10,5 \text{ N}$$

con:

$d=12 \text{ mm}$ : diametro nominale della vite

$K=0,187$ : coefficiente globale, che tiene conto dei coefficienti di attrito sulla filettatura e dei suoi piani di appoggio, e dei coefficienti di forma del bullone.

#### 8.4. I materiali elastomerici

Gli elastomeri sono sostanze naturali o sintetiche che hanno proprietà chimico-fisiche la più peculiare delle quali è la capacità di subire grosse deformazioni elastiche. Di seguito si riportano i principali materiali elastoplastici oggi usati in diversi campi dell'ingegneria:

Sigla	Materiali	Resistenza a trazione MPa	Allungamento a rottura %	Resa elastica %	Temperatura di lavoro °C
NR	Gomma Naturale	14÷30	150÷850	30÷65	-50÷82
IR	Poliisoprene Sintetico	12÷30	125÷850	30÷65	-45÷80
SBR	Gomma Stirolo-butadiene	7÷28	125÷850	25÷55	-40÷90
BR	Polibutadiene	7÷18	120÷800	30÷70	-50÷80
IR	Butile	7÷18	250÷800	6÷12	-30÷120
CR	Policloroprene	7÷24	100÷800	20÷50	-40÷100
EPM	Copolimero Etilene-Propilene	6÷18	150÷500	35÷55	-40÷140
EPDM	Terpolimero Etilene-Propilene	6÷18	150÷500	35÷55	-40÷155
NBR	Gomma Nitrilica	7÷25	150÷750	10÷50	-40÷110
XNBR	Gomma Nitrilica Carbosilata	8÷23	200÷725	10÷45	-45÷120
HNBR	Gomma Nitrilica idrogenata	8÷24	150÷750	30÷45	-45÷170
CSM	Polietilene Clorosolfonato	12÷24	150÷500	5÷20	-15÷120
ACM	Gomma Poliacrilica	5÷14	100÷350	5÷8	-20÷170

EACM	Gomma Etilen-Acrilica	9÷18	250÷550	15÷25	-40÷175
AU/EU	Gomma Uretanica	15÷35	250÷700	35÷50	-25÷110
CO/ECO	Gomma Epicloridica	6÷15	150÷500	10÷35	-40÷125
VMQ	Gomma Siliconica	4÷9	400÷600	40÷55	-50÷225
PVMQ	Gomma siliconica	6÷9	150÷300	40÷50	-75÷200
FVMQ	Gomma Fluorosiliconica	6÷10	150÷500	30÷40	-50÷200
FPM	Gomma fluorocarbonica	5÷17	125÷300	5÷10	-20÷250

Tabella 12: Tabella comparativa delle proprietà dei vari elastomeri

Tenuto conto che l'applicazione è all'interno di un ambiente confinato, termoigroscopicamente regolato dagli impianti dell'edificio, la scelta è ricaduta sulla gomma naturale per le sue caratteristiche al taglio e l'eccezionale allungamento a rottura. La gomma viene sottoposta a processo di vulcanizzazione e può essere additivata con nerofumo, oli o resine per ottenere mescole con migliori caratteristiche di smorzamento:

- Mescola morbida:  $G=0,4 \text{ N/mm}^2$ ;  $\xi=10-15\%$
- Mescola media:  $G=0,8 \text{ N/mm}^2$ ;  $\xi=10-15\%$
- Mescola dura:  $G=1,4 \text{ N/mm}^2$ ;  $\xi=15\%$

Nel progetto utilizzeremo una mescola morbida.

## 8.5. Modelli lineari per il dimensionamento di un isolatore elastomerico

Gli isolatori elastomerici rappresentano un mezzo per introdurre flessibilità in una struttura isolata. Sono costituiti da strati in elastomero (aventi la funzione di dissipare, disaccoppiare il moto e mantenere spostamenti accettabili) alternati a lamine in acciaio (aventi la funzione di mantenere una buona resistenza allo schiacciamento) che ne rendono trascurabile la deformabilità in direzione verticale senza influenzare in modo apprezzabile la deformabilità orizzontale. A seconda della modalità costruttiva si hanno vari tipi di isolatori elastomerici come ad esempio:

- Isolatori in gomma naturale (Rubber Bearing – RB);
- Isolatori in gomma ad alta dissipazione (High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR);
- Isolatori in gomma con nucleo in piombo (Lead Plug Rubber Bearing – LRB);

Nonostante la diversità dei vari modelli di isolatori elastomerici la trattazione delle equazioni che ne governano il comportamento risulterà essere la stessa.

### *Rigidità laterale*

La gomma naturale, l'elastomero più utilizzato per questi sistemi, esibisce un comportamento meccanico complesso, che può essere descritto semplicemente come una combinazione di comportamento viscoelastico e isteretico.

La figura mostra una relazione idealizzata forza-spostamento di uno smorzatore elastomerico.

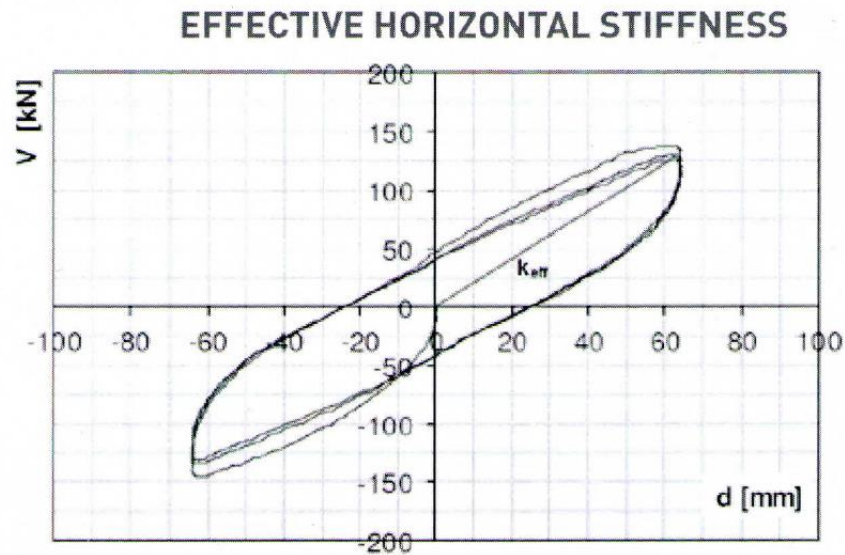


Figure 72: Grafico forza-spostamento di un isolatore elastomerico

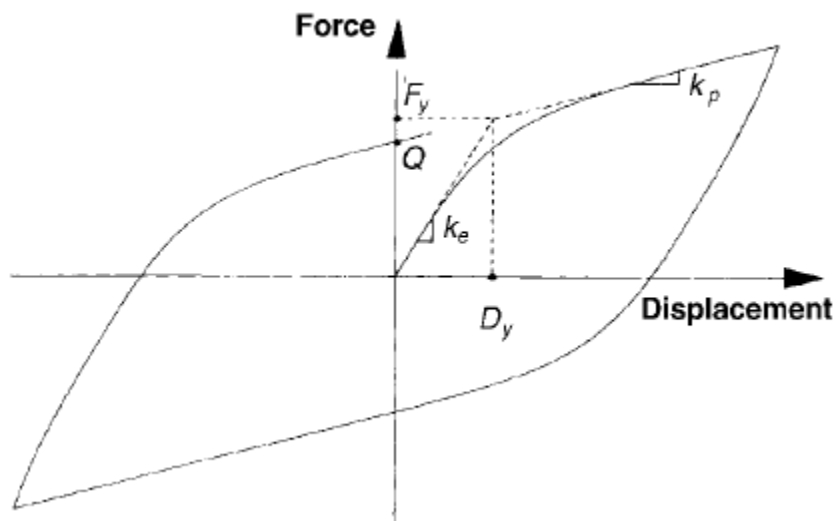


Figure 71: Semplificazione bilineare del grafico forza-spostamento di un isolatore elastomerico

Per ciò che riguarda il modello matematico di riferimento, come in ogni problema strutturale, ne esistono di vari tipi. Nella pratica, tutti i dispositivi di isolamento sono schematizzati usando un modello bilineare basato su tre parametri

La rigidezza elastica ( $K_1$ ) è un valore difficile da stimare e viene spesso preso come un multiplo della rigidezza plastica ( $K_2$ ) che, invece, può essere accuratamente stimata a partire dal modulo elastico di taglio ( $G$ ) e dal tipo di isolatore.

$$K_1 = \frac{G \cdot A}{t_r}$$

con

G: modulo di taglio dell'elastomero

A: area di base (usualmente pari all'area dei lamierini)

$t_r$ : altezza complessiva degli strati di elastomero

A seconda del tipo di isolatore usato cambia il rapporto fra  $K_1$  e  $K_2$  da usare nell'applicazione del modello, a titolo esemplificativo si segnalano alcuni dei valori di riferimento:

- $K_1 = 21K_2$  corrispondente al Lead Plug Rubber Bearing – LRB
- $K_1 = 6K_2$  corrispondente al High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR
- $K_1 = 3K_2$  corrispondente al High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR

La resistenza caratteristica ( $Q$ ) è data dall'intercetta del ciclo di isteresi con l'asse della forza e può essere stimata correttamente una volta definito il tipo di isolatore.

Il dissipatore a comportamento biliniare può essere espresso con un modello lineare equivalente avente come parametri una rigidezza equivalente  $K_{eff}$  e un indice di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}$ . Noto lo spostamento massimo  $D=\delta$ , questi parametri possono essere determinati

$$K_{eff} = \frac{F}{D}$$

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{W_D}{K_{eff} D^2} \right]$$

Dove  $W_D$  è l'energia dissipata da uno smorzatore viscoso lineare, nonché l'area racchiusa dal grafico isteretico.

Noto ciò si può ricavare il valore del modulo a taglio equivalente  $G_{eff}$  corrispondente ad una deformazione a taglio  $\gamma=100\%$  .

$$G_{eff} = \frac{K_{eff} D}{A}$$

In particolare per:

- Isolatori a miscela morbida: l'elastomero ha un valore di  $G_{eff}$  (determinato per una deformazione a taglio al 100%) uguale a  $0,4 \text{ N/mm}^2$  e un valore di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}=10/15\%$  (determinato per una deformazione a taglio al 100%).
- Isolatori a miscela normale: l'elastomero ha un valore di  $G_{eff}$  (determinato per una deformazione a taglio al 100%) uguale a  $0,8 \text{ N/mm}^2$  e un valore di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}=10/15\%$  (anche esso determinato per una deformazione a taglio al 100%).
- Isolatori a miscela dura: : l'elastomero ha un valore di  $G_{eff}$  (determinato per una deformazione a taglio al 100%) uguale a  $1,4 \text{ N/mm}^2$  e un valore di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}=15\%$  (anche esso determinato per una deformazione a taglio al 100%).

Come rappresentano i grafici sottostanti, i valori di  $G$  (modulo al taglio) e di  $\xi$  (indice di smorzamento viscoso) variano in funzione della deformazione al taglio dell'elastomero. In particolare  $G$ , così come  $\xi$ , decresce all'aumentare della deformazione e, arrivato al valore di  $\gamma=150\%$  assume un valore pressoché costante.



La deformazione a taglio  $\gamma$  è definita come il rapporto tra lo spostamento laterale dell'isolatore  $D$  e l'altezza dello stesso.

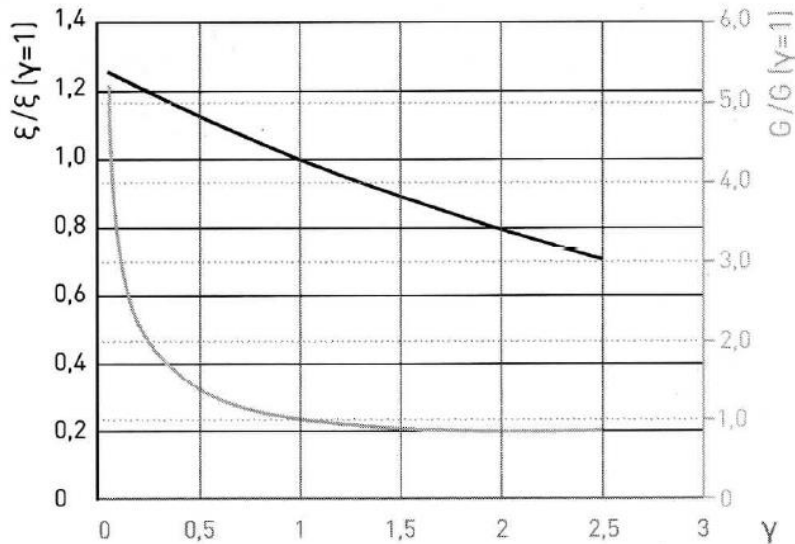


Figure 74: Andamento variabile del modulo di taglio  $G$  e dello smorzamento  $\xi$

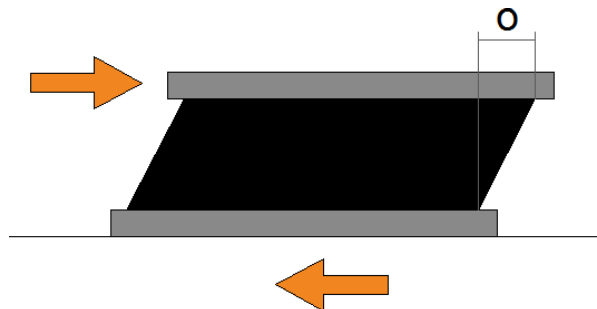


Figure 73: spostamento laterale  $D$  dell'elastomero soggetto a forze di taglio

All'isolatore elastomerico in esame corrisponde una pulsazione equivalente e un periodo pari a:

$$\omega_{eff} = \sqrt{\frac{K_{eff}}{M}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega_b}$$

#### Rigidezza verticale

La modellazione analitica della risposta di uno strato di gomma confinato da piastre rigide, soggetto ad un carico verticale presenta delle difficoltà a causa della forte non linearità del fenomeno e della non omogeneità dello stato deformativo.

L'assunzione di base considera il campo di spostamenti totali derivanti dalla sovrapposizione di:

- Campo di spostamenti provenienti dalla compressione omogenea dello strato di gomma libera
- Campo distorsionale necessario a ristabilire la condizione di confinamento e di incompressibilità media

Le ipotesi della modellazione analitica sono:

- Sezioni orizzontali rimangono piane dopo la deformazione;
- Le superfici cilindriche, inizialmente verticali, diventano paraboliche;
- Elastomero incompressibile, cioè  $\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} = 0$ .

La rigidezza verticale dell'isolatore quindi è calcolato mediante la relazione:

$$K_V = \frac{N}{\delta_V} = \frac{E_c \cdot A}{t_r}$$

Con:

$E_c$ : modulo di compressione istantanea dell'insieme gomma-acciaio

$A$ : area di base (usualmente pari all'area dei lamierini)

$t_r$ : altezza complessiva degli strati di elastomero

$\delta_V$ : spostamento verticale indotto dai carichi verticali

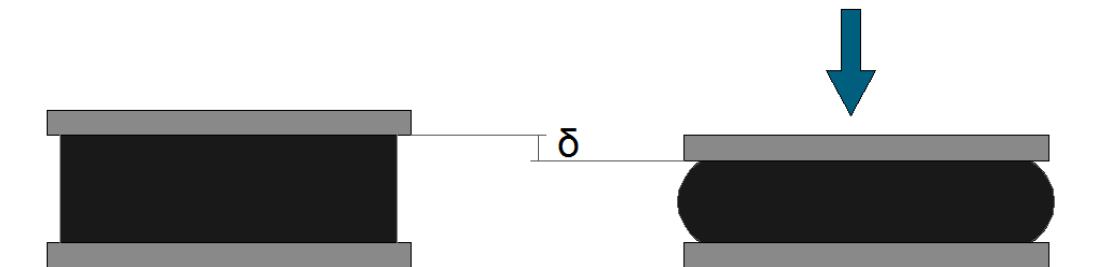


Figure 75: Effetti della forza normale agente sull'isolatore

La determinazione del modulo di compressibilità assiale  $E_c$  è stata determinata attraverso diversi studi che hanno portato a diverse formulazioni, più o meno aderenti ai dati sperimentali a seconda dei tipi di isolatori considerati. Un'espressione di facile utilizzo che fornisce una valutazione di massima di  $E_c$  è:

$$E_c = 6,73 \cdot G \cdot S_1^2$$

$S_1$  è definito fattore di forma del singolo strato e controlla il confinamento della gomma e quindi della rigidità verticale. E' definito come:

$$S_1 = \frac{\text{Area caricata}}{\text{Area laterale libera}}$$

che nel caso di isolatore elastomerico a sezione rettangolare:

$$S_1 = \frac{a^2}{4 \cdot a \cdot t} = \frac{a}{4t}$$

con:

a: lato del singolo strato di elastomero

t: è lo spessore del singolo strato di elastomero

#### *Modello viscoelastico*

I materiali viscoelastici solidi sono dei copolimeri che dissipano energia se soggette a deformazioni taglianti. Quando installato in una struttura, le vibrazioni strutturali inducono uno spostamento tra le flange esterne e il piatto interno, generando uno sforzo di taglio e dissipando energia.

Semplificando il modello dell'isolatore ad un dispositivo avente una molla di rigidità  $k$  e uno smorzatore con costante di smorzamento viscoso lineare  $c$  in parallelo, per un dissipatore VE rappresentato mediante il modello di Kelvin, avente un'area di taglio  $A$  e uno spessore totale  $t$ , può essere ottenuta la seguente relazione tra forza e spostamento:

$$F(t) = k_{eff}(\omega)D(t) + c(\omega)D'(t)$$

Con

- $D(t)$  spostamento laterale dell'isolatore, in funzione del tempo;
- $D'(t)$  velocità di spostamento; considerando un moto armonico con  $x(t)=D\sin(\omega t)$  e velocità  $x'(t)=\omega D\cos(\omega t)$ , ricordando che

$$\cos(\omega t) = \pm\sqrt{D^2 - x(t)^2}$$

- $K_{\text{eff}}$  costante elastica equivalente =  $G_{\text{eff}} \cdot A/t$ ;
- $c$  costane di smorzamento viscoso =  $2\xi_{\text{eq}}\omega m$ , con  $\xi_{\text{eq}}$  smorzamento viscoso equivalente.

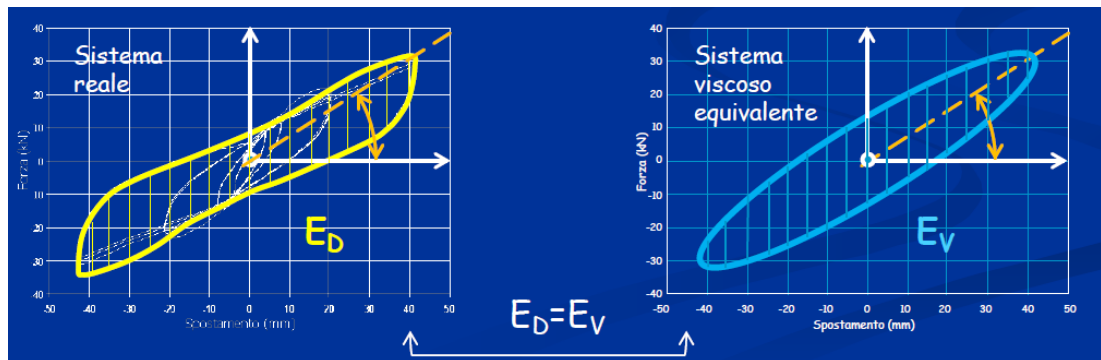


Figure 76: Confronto tra i grafici forza-spostamento di un sistema reale e un sistema viscoso equivalente

Si definisce smorzamento viscoso equivalente il valore dello smorzamento che un sistema con smorzamento di tipo viscoso lineare dovrebbe avere per dissipare in un ciclo, muovendosi con pulsazione del sistema reale, la quantità di energia dissipata dal sistema reale nello stesso ciclo.

L'area racchiusa dal grafico rappresenta dunque l'energia dissipata dal sistema con smorzamento viscoso lineare e si può determinare con la seguente relazione:

$$E_D = E_V = \xi_{\text{eq}} 4\pi E_{SO}$$

Con  $E_{s0}=1/2 K_{eff}D^2$ , energia elastica corrispondente allo spostamento massimo considerato.

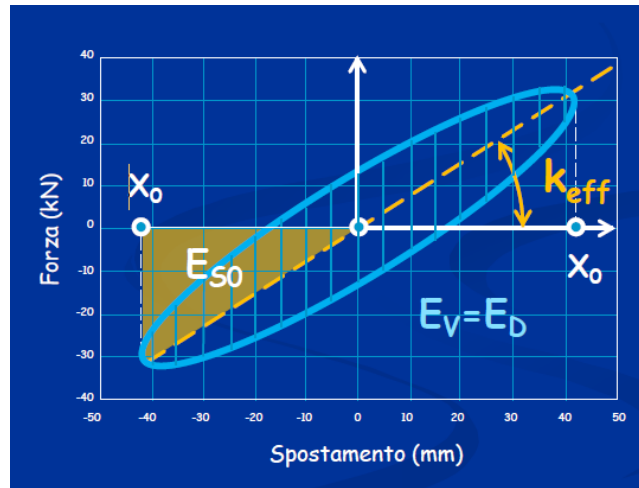


Figure 77: Grafico forza spostamento di un sistema viscoso equivalente

## 8.6. Analisi sul dimensionamento dell'isolatore e conclusioni

Come descritto nel paragrafo 8.2, il dispositivo di isolamento è azionato da una forza di taglio  $V = m \cdot a$ , con "m" massa gravante sull'isolatore e "a" accelerazione di piano, a cui va sottratta la forza di attrito tra la piastra superiore e la contropiastra zigrinata  $F_{att} = \mu \cdot N$ , con "μ" coefficiente di attrito statico o dinamico ed "N" azione assiale agente sulla piastra superiore, nonché valore di precarico attribuito ai bulloni. Per diminuire gli effetti dell'attrito dunque, si è applicato un trattamento superficiale alla contropiastra zigrinata, diminuendo il coefficiente di attrito statico  $\mu_s$  da 0,78 (acciaio-acciaio) a 0,11 (acciaio-acciaio lubrificato) e quello dinamico  $\mu_d$  da 0,42 a 0,05. Tra i due elementi in acciaio può essere frapposto un sottile strato di materiale composito ad attrito controllato, i quali hanno ottima resistenza all'usura.

Prendiamo in considerazione l'ancoraggio posto al 30° piano, dove le azioni hanno valori maggiori rispetto al resto dell'edificio.

- Forza di inerzia  $V = m \cdot a = 4788 \text{ N}$
- Forza di attrito statico e dinamico:  $F_{att,s} = F_2 \cdot \mu_s = 468 \text{ N}$ ;  $F_{att,d} = F_2 \cdot \mu_d = 234 \text{ N}$

Il valore di taglio totale effettivo  $V_{eff}$  che aziona l'isolatore è pari a:

$$V_{eff} = V - F_{att,d}$$

che in questa configurazione vale 4579 N.

Vogliamo determinare la geometria dell'isolatore elastomerico da interporre tra le due piastre dell'ancoraggio. Per far ciò determiniamo la rigidezza laterale che dovrebbe avere l'isolatore per raggiungere deformazioni al taglio  $\gamma$  pari al 1,5, valore per il quale vale la teoria espressa nel paragrafo 8.5. Infatti per valori di  $\gamma$  troppo bassi ( $<1$ ), abbiamo visto che il valore di  $G$  varia molto velocemente e risulta difficile determinare un valore medio che valga nell'intervallo  $0 < \gamma < 1$ . Al variare di  $G$ , il comportamento dell'elastomero non sarebbe più lineare e risulta impossibile utilizzare le semplificazioni della teoria lineare di cui sopra.

Pertanto imposto  $\gamma=1,5$  e conoscendo lo spostamento massimo  $D$  che l'elastomero deve assumere, determiniamo il valore dell'altezza degli strati di elastomeri dell'isolatore:

$$t_r = \frac{D}{\gamma} = \frac{0,00944}{1,5} = 0,006 \text{ m}$$

L'altezza dell'elastomero è molto bassa per cui, visti i limiti di normativa, scegliamo di utilizzare un unico strato di elastomero di altezza  $t=6 \text{ mm}$ .

Determiniamo la rigidezza  $K_{eff}$ :

$$K_{eff} = \frac{V}{D} = 487220 \text{ N/m}$$

Ipotizzando di usare gomma natura a miscela morbida, a cui corrisponde un valore di  $G_{eff}(\gamma=1)$  di 0,4 MPa, determiniamo l'area di appoggio dell'isolatore:

$$A = \frac{t_r K_{eff}}{G_{eff}} = 0,0073 \text{ m}^2$$

Scegliendo una sezione quadrata, l'isolatore avrà il lato di 85 mm.

Il valore di pulsazione  $\omega$  dunque risulta:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{eff}}{m}} = 34 \text{ rad/s}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,18 \text{ s}$$

Attraverso il modello di Kelvin descritto precedentemente determiniamo il valore della forza istantanea nell'elastomero, al variare dello spostamento laterale, e l'energia dissipata dal dispositivo durante un ciclo.

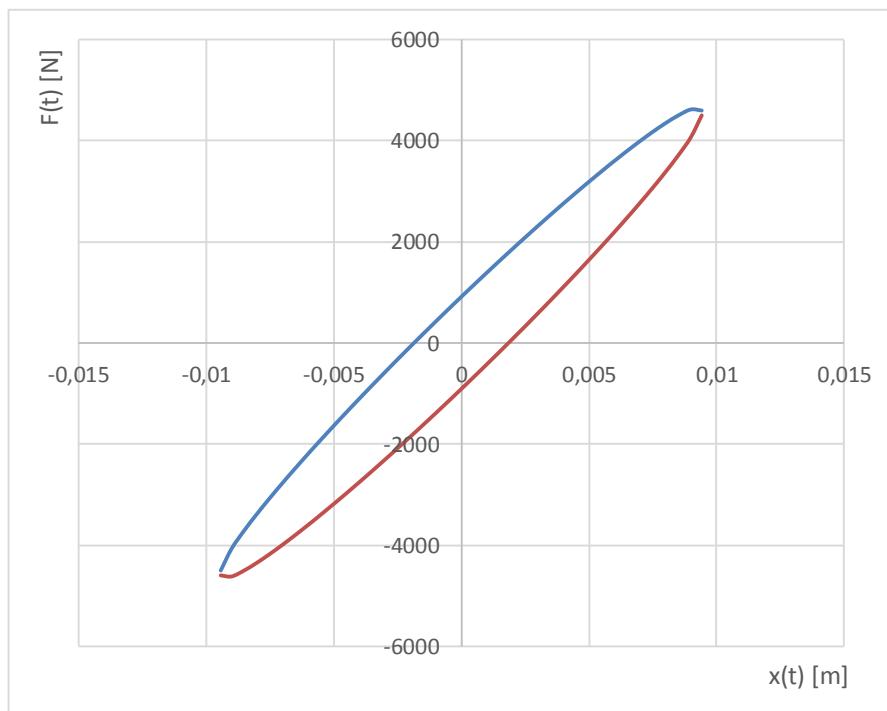


Figure 78: Comportamento viscoelastico del sistema analizzato

Considerando  $\xi_{eq} = 10\%$  sotto deformazioni al taglio  $\gamma > 100\%$  per gomma naturale a miscela morbida, l'energia dissipata dal sistema durante un ciclo al massimo spostamento risulta pari a  $E_D = 26 \text{ J}$

Il periodo di oscillazione  $T$ , però, risulta essere troppo basso rispetto al periodo di oscillazione dell'edificio ( $T_e = 1,186 \text{ s}$ ). In questo modo infatti la facciata sarebbe costantemente in controfase all'edificio e questo non solo non migliorerebbe il comportamento sismico della stessa, ma potrebbe peggiorarla. La presenza

dell'isolatore elastomerico permette di smorzare parte dell'energia meccanica che la facciata continua riceve dall'azione sismica e questo inficia positivamente sul vetro da cui è composta, il quale ricevendo azioni di taglio minori, può resistere ad azioni sismiche di maggiore entità. Gli spostamenti però non possono essere controllati, per cui ci sarebbe il rischio che le cellule vadano a collidere l'una contro l'altra provocando danni al telaio e successivamente al vetro.

Bisognerebbe imporre dunque una frequenza di eccitazione e quindi un periodo di oscillazioni pari a quello dell'edificio. Attraverso un processo di dimensionamento dell'isolatore, inverso rispetto a quello utilizzato precedentemente, imponendo i valori di  $T$  e  $\omega$ , ci si aspetta di ottenere una rigidezza ben più bassa ( $11907 \text{ N/m}$ ) a cui corrisponde una geometria snella dell'isolatore ( $t=7,5 \text{ cm}$ ,  $l=4 \text{ cm}$ ). Questo implica spostamenti laterali molto maggiori ( $D=0,38 \text{ m}$  al  $30^\circ$  piano) che non sono compatibili con il funzionamento previsto dal dispositivo. Qualora si limitassero gli spostamenti con degli elementi metallici (paragrafo 8.2) gli spostamenti sarebbero contenuti nei limiti desiderati ma si otterrebbero deformazioni al taglio (rapporto tra altezza dell'isolatore e deformazione laterale  $D$ ) molto basse ( $\gamma < 1$ ) per le quali, come anticipato, non si possono utilizzare modellazioni lineari.

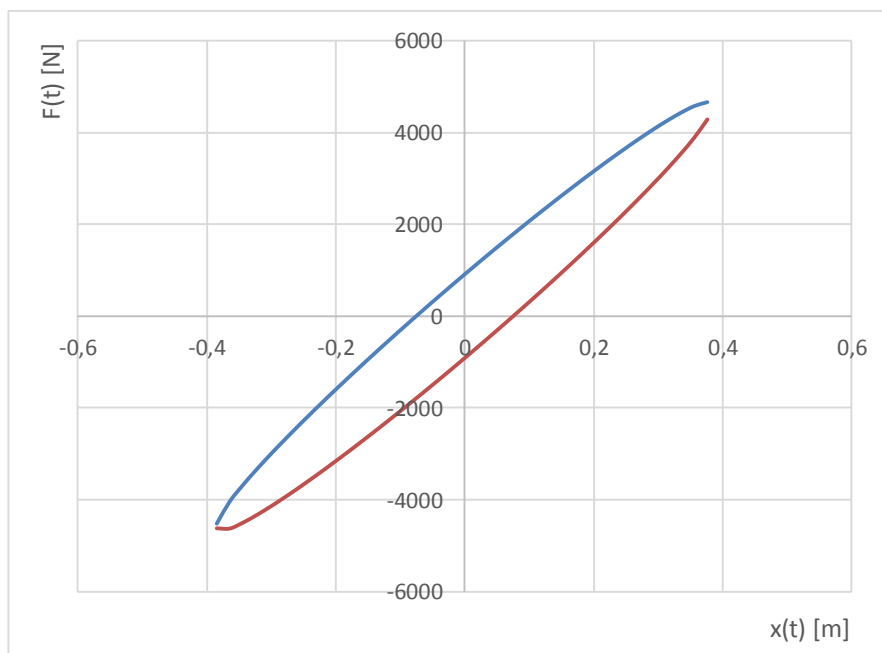


Figure 79: Comportamento viscoelastico di un dissipatore elastomerico snello -  $E_D=1081 \text{ J}$



Gli isolatori snelli, per di più, sotto l'azione sismica sono soggetti a deformazioni che inducono effetti del secondo ordine non trascurabili. L'eccentricità del carico assiale nella configurazione deformata comporta un aumento dei momenti flettenti che causa un aumento degli spostamenti e quindi una diminuzione della rigidezza trasversale. I momenti flettenti comportano una perdita di parallelismo fra le facce dei singoli elementi di elastomero cosicché il comportamento degli strati viene modificato.

Ad oggi dunque risulta difficile adottare la tecnologia dell'isolatore elastomerico alla facciata poiché la frequenza di oscillazione dell'edificio non è compatibile ai minimi spostamenti della facciata continua per impedire comportamenti controfase tra l'edificio e la facciata, che si possono rilevare "fatali" per il vetro delle cellule.

# 9. Progetto del nuovo sistema di ancoraggio - Friction damping connector

## 9.1. Generalità

I friction damping connector sono meccanismi che usano l'attrito, spesso tra due superfici che slittano l'una sull'altra, come elemento per dissipare energia. La capacità di dissipazione del meccanismo è controllata dal coefficiente di attrito tra le due superfici scorrevoli e la forza perpendicolare alle superfici che le tiene unite. Questi sistemi sono stati introdotti nel settore dell'edilizia sulla base dell'analogia dissipazione di energia cinetica nei freni automobilistici con l'obiettivo di ridurre il moto sismico della costruzione cercando di "frenarla" piuttosto che "romperla".

Un vantaggio di questo sistema è la sua regolazione in funzione della forza che si vuol trasmettere tra i due elementi connessi. Se la forza orizzontale agente sul dispositivo supera la forza di attrito, la forza "in eccesso" si tramuta in spostamento nella direzione della forza fino a che non si raggiunge la capacità di massimo spostamento.

Altri vantaggi di questo sistema è che, oltre a essere un dispositivo semplice, è facile da costruire e da applicare al curtain wall. Essi possono essere integrati agli ancoraggi oggi in uso, senza o con piccole modifiche. Le figure mostrano un possibile esempio di connessione ad attrito applicato alla facciata continua.

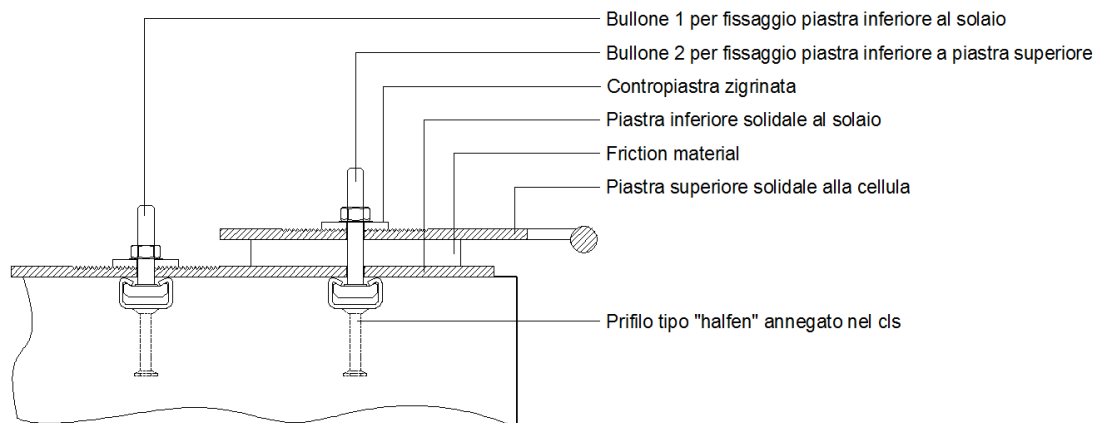


Figure 80: Sezione verticale del dispositivo ad attrito

Come mostrato in figura il sistema di connessione è simile a quello classico per facciata a montanti e traversi: è composto da due piastre in acciaio con interposto un materiale necessario a regolare il coefficiente di attrito durante lo scorrimento. Il "friction material" viene fissato alla piastra superiore (scorrevole e solidale alla cellula) tramite uno specifico collante, utilizzato anche per i ferodi delle automobili per le quali garantisce il giusto sostegno anche durante le frenate più brusche.

I materiali utilizzati per le connessioni ad attrito devono presentare le seguenti caratteristiche:

- Avere coefficiente di attrito statico e dinamico tra le superfici scorrevoli, simili;
- Avere buona resistenza contro gli attacchi naturali come la corrosione o altre alterazioni che possono presentarsi sulla superficie dei piatti, modificando il comportamento del sistema di connessione.

## 9.2. Basi sul comportamento

Lo studio sull'attrito risale a molti anni fa, passando da Leonardo da Vinci, Amontons e Coulomb. Le basi della teoria si fondano sulle seguenti ipotesi, che erano

inizialmente dedotte da esperimenti fisici con scorrimento planare tra blocchi rettangolari:

- La forza d'attrito che si sviluppa è indipendente dalla superficie di contatto;
- La forza d'attrito è proporzionale alla forza normale agente sulla superficie di contatto;
- Per casi di scorrimento con bassa velocità, la forza di attrito è indipendente dalla velocità stessa.

Come risultato di queste ipotesi abbiamo:

$$F = \mu \cdot N$$

dove  $F$  e  $N$  rappresentano rispettivamente la forza di attrito e la forza normale, e  $\mu$  è il coefficiente d'attrito. Dato che il coefficiente di attrito è alquanto maggiore quando lo scorrimento è in procinto di essere attivato di quanto lo sia durante lo scorrimento, si introducono i coefficienti di attrito statico ( $\mu_s$ ) e dinamico ( $\mu_d$ ). Ma in entrambi i casi l'azione agisce tangenziale al piano di scorrimento e direzione opposta al movimento, o all'azione agente sul sistema.

Per estendere la teoria a condizioni più generali, coinvolgendo forze non uniformemente distribuite o superfici non piane, si analizzano le ipotesi precedenti da un punto di vista infinitesimale. L'equazione generale diventa:

$$\tau_t = \mu \cdot \tau_n$$

in termini di tensioni normali ( $\tau_n$ ) e tangenziali ( $\tau_t$ ).

Il concetto di attrito introdotto da Coulomb, come descritto precedentemente, fornisce le basi per la maggior parte dei casi che comprendono uno smorzamento per attrito. Ciononostante quello di Coulomb è un modello approssimato e utile per i semplici problemi di meccanica ma non considera tutti i parametri ambientali che potrebbero influenzare il comportamento, come la temperatura. Per lo scopo di questa ricerca non c'è la necessità di utilizzare le moderne teorie di attrito e i

meccanismi microscopici coinvolti nello scorrimento tra le superfici, ma è sufficiente la semplice teoria di Coulomb per superfici infinitesimali.

### 9.3. Caratteristiche tecniche e dinamiche del sistema

Per quanto riguarda il sistema di ancoraggio con smorzamento ad attrito, i suoi requisiti meccanici, le caratteristiche geometriche e il dimensionamento degli elementi in acciaio risultano essere uguali a quello descritti nel capitolo precedente. Come nel caso di un isolatore sismico con materiale elastomerico descritto del capitolo 8, anche in questo caso il sistema di ancoraggio che si vuole sviluppare deve impedire la rotazione delle cellule e quindi il contatto tra loro. La cellula quindi dovrebbe subire uno slittamento in direzione opposta rispetto allo spostamento di piano in modo che non raggiunga il contatto con la cellula adiacente.

La connessione dunque deve essere progettata per garantire un adeguato livello di isolamento (che dipenderà dalle caratteristiche dell'edificio e dalla sua risposta all'azione sismica) mantenendo il più possibile un'integrità meccanica del sistema.

Esso verrà studiato per gli spostamenti di piano dettati dall'edificio preso in esame (Caso 1 – figura 61) di cui si conoscono i dati necessari (forze, accelerazioni, periodo di accelerazione, ecc.) per ottenere un dimensionamento adeguato. Anche se non risulta esserci pericolo di rotazione o deformazione del sistema, uno spostamento di piano leggermente maggiore provocherebbe il contatto tra la cellula e l'elemento d'angolo. Pertanto nel seguito verranno analizzati i criteri di dimensionamento dell'ancoraggio che si potranno adattare a situazioni di deformazioni peggiori di quella analizzata in questo elaborato.

Consideriamo il piano 30° che si sposta in direzione  $x$  (positiva) di 9,44 mm relativamente al piano inferiore, con un'accelerazione massima di 11,27 m/s<sup>2</sup>. L'accelerazione di piano imprime una forza di inerzia alla massa  $m$  ( $F = m \cdot a$ ) in direzione opposta, sull'asse  $x$ , rispetto allo spostamento di piano. Alla forza d'inerzia si sottrae la forza di attrito che si genera tra la piastra superiore e il materiale ad

attrito sottostante. La massa dunque avrà uno spostamento relativo  $\delta$  (negativo) rispetto al piano che dipenderà dalle caratteristiche appena esposte. Quello che cambia è il principio meccanico di funzionamento: mentre nel sistema di isolamento con materiale elastomerico si tentava di aumentare la rigidità orizzontale dell'elastomero per ottenere gli spostamenti voluti della cellula, in questo caso verrà regolato il serraggio dei bulloni per aumentare o diminuire la forza di attrito che provoca la dissipazione di energia e gli spostamenti tra le superfici scorrevoli.

L'elemento interposto tra le due piastre di acciaio sarà costituito da un materiale tipico dei freni per il settore automobilistico (friction material) che determina un quasi perfetto ciclo di isteresi, rispettando le condizioni espresse in precedenza per i connettori ad attrito.

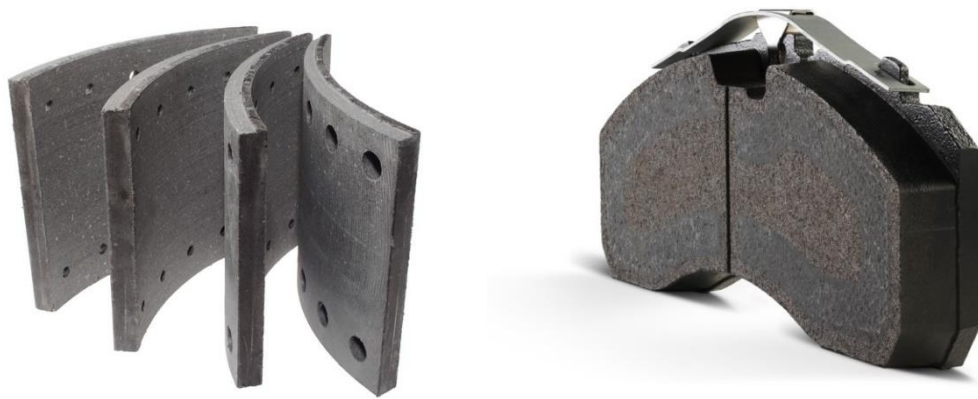


Figure 81: Ferodi tipici del settore dei trasporti

#### 9.4. Friction material

Avendo introdotto le basi del comportamento dei connettori con smorzamento ad attrito, si devono ora definire i materiali e i meccanismi di comportamento, che siano coerenti con la teoria. Pall et al. (Pall, Marsh & Fazio 1980) hanno condotto prove statiche e dinamiche su una varietà di elementi scorrevoli semplici aventi differenti trattamenti superficiali al fine di trovare un sistema che mostrasse una risposta coerente e prevedibile dalla teoria. La figura 82 mostra il risultato del comportamento isteretico sotto spostamenti controllati da carichi ciclici. Il sistema

contenente ferodi dei freni di automobili tra lastre di acciaio fornisce una risposta facilmente prevedibile. Ciò non ci deve sorprendere poiché questi materiali sono stati appositamente sviluppati nel settore automobilistico per fornire una risposta di attrito affidabile.

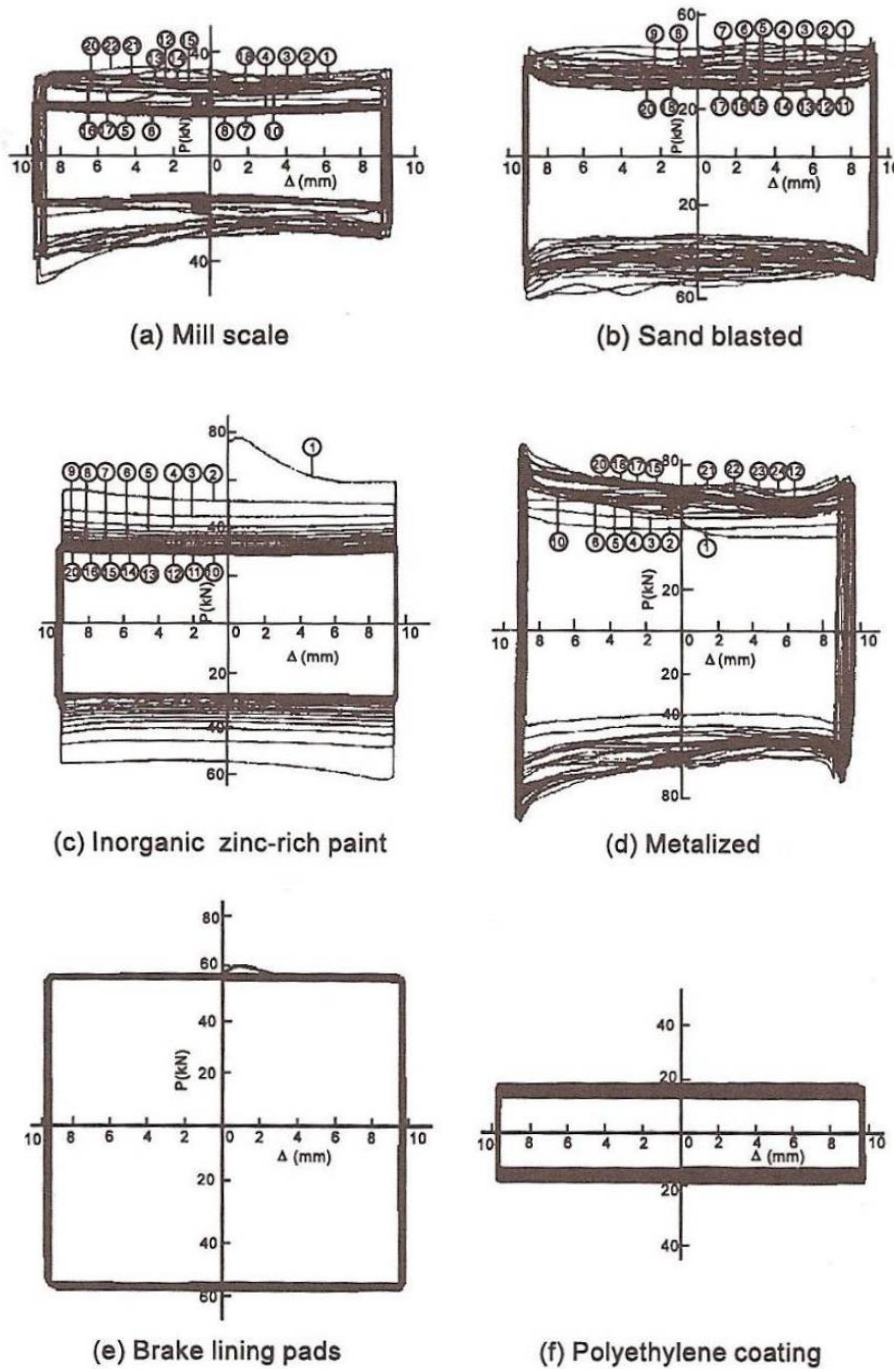


Figure 82: Grafici isteretici del comportamento ad attrito di alcuni materiali

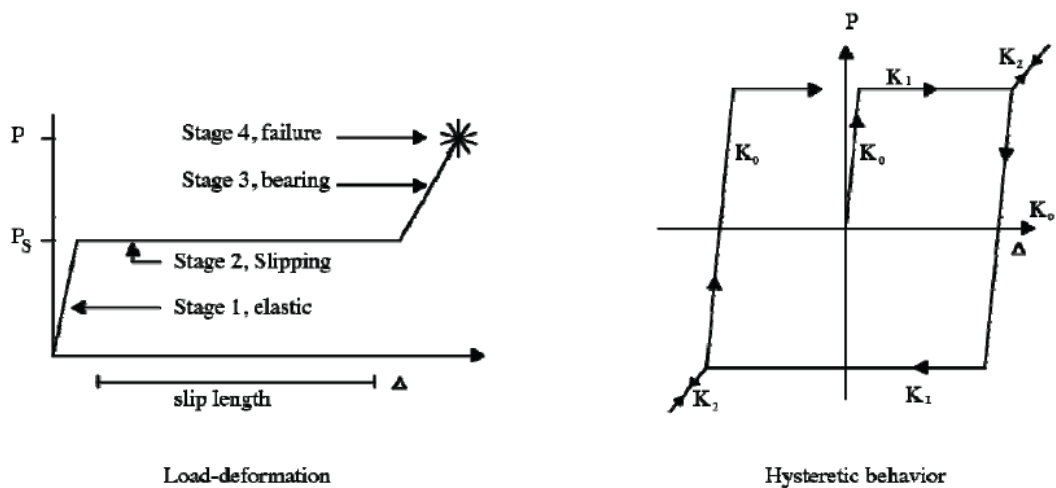
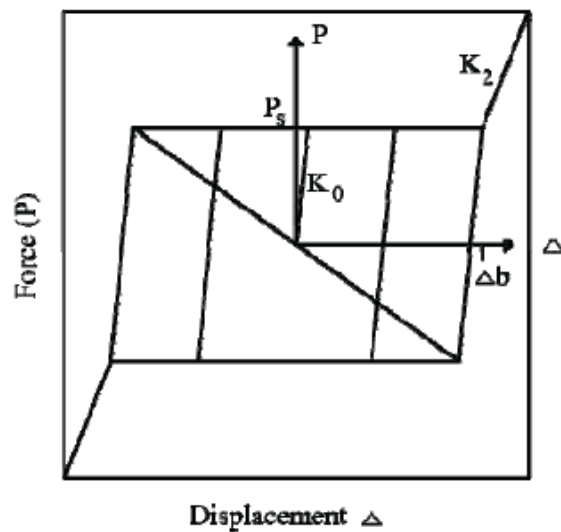


Figure 83: Andamento di un ferodo simile ad un comportamento elastico perfettamente plastico

L'utilizzo dei materiali di rivestimento dei freni all'interno dei connettori ad attrito provoca un comportamento simile ad un modello elastico perfettamente plastico. Nei limiti geometrici del dispositivo, l'andamento del sistema ad attrito è dimostrato dalla seguente figura:



Dove  $F_L$  è il valore della forza limite del dispositivo di collegamento,  $\Delta_L$  è lo spostamento che può compiere il connettore ad attrito nella direzione in cui è permesso di muoversi liberamente (che dipende dalla geometria del dispositivo) e  $K_0$  rappresenta la rigidità meccanica del dispositivo di connessione nella direzione dei carichi applicati, prima che si arrivi allo slittamento.



L'industria odierna cerca di sostituire i materiali tradizionali impiegati per i freni con nuovi materiali compositi, che vengono comunemente raggruppati in sottoclassi a seconda della matrice usata dal nel composito:

- Compositi carbon-carbon
- Compositi a matrice polimerica
- Compositi a matrice metallica
- Compositi a matrice ceramica

Analizzando brevemente i seguenti materiali compositi, ai fini della progettazione del sistema di ancoraggio, si sono scelti quelli a matrice polimerica. Questa classe di materiali viene frequentemente usata per realizzare pastiglie e guarnizioni per freni di automobili, aerei leggeri ed elicotteri. Storicamente, le prime fibre usate in questi compositi sono state le fibre di asbesto, che offrivano buone prestazioni ed erano relativamente economiche. A partire dalla fine degli anni Settanta, però, è diventato necessario cercare alternative all'utilizzo dell'asbesto, poiché si dimostrò il suo effetto cancerogeno. Si sono trovate quindi due soluzioni diverse:

- Compositi organici rinforzati con fibre non asbestose
- Materiali semimetallici o metallici

I materiali a matrice metallica invece hanno in genere un alto coefficiente di espansione termica, per cui cambi di temperatura provocano facilmente nel materiale stress termici. I compositi per freni in particolare, sono soggetti a gradienti termici durante la frenata, con conseguente formazione di punti caldi. Come risultato si hanno nel materiale dei cicli di fatica che portano alla formazione di cricche e vuoti con diminuzione delle proprietà meccaniche del materiale.

I materiali ceramici avanzati hanno delle proprietà che li rendono estremamente utili in applicazioni tribologiche, come elevata durezza, resistenza a compressione, refrattarietà, inerzia chimica, bassa densità. Sono però materiali fragili, e per essere usati in applicazioni strutturali devono essere necessariamente rinforzati con fibre. Il

costo finale di questi materiali è alto perché i trattamenti termici per la loro fabbricazione richiedono alte temperature. Anche i rinforzi usati ovviamente devono resistere ad alte temperature, per cui anche essi devono essere di natura ceramica come allumina, carburo di silicio e nitruro di silicio. Tutti questi impedimenti fanno sì che i compositi ceramici siano ancora in fase di studio, e per questo motivo sono stati pubblicati ancora pochi dati al loro riguardo.

I compositi carbon-carbon sono quelli usati nelle applicazioni più estreme, come ad esempio i freni di aeroplani, e non sono stati analizzati.

#### 9.4.1. Caratteristiche del composito a matrice polimerica

Tra i materiali a matrice polimerica si è scelto di utilizzare i compositi organici con fibre non asbetose. Essi infatti hanno una vastissima possibilità di combinazioni per ottenere le caratteristiche desiderate. La composizione tipica di questi materiali comprende una resina organica come binder in percentuale variabile dal 30% al 40% e la fase fibrosa come rinforzo. Per resistere alle sollecitazioni a cui è sottoposto il "freno" il legante organico deve possedere necessariamente elevata stabilità termica e meccanica, oltre che resistenza all'ossidazione a temperature elevate. Le resine più utilizzate sono fibre di vetro, di carbonio, metalliche, ceramiche, aramidiche. Nella fabbricazione di questi materiali vengono spesso impiegati anche altri due tipi di componenti, detti filler e friction modifier: i primi sono dei "riempitori", cioè non hanno alcuna funzione attiva se non quella di abbassare il costo del materiale finale, mentre i secondi hanno un ruolo attivo perché modificano le proprietà tribologiche del composto. A seconda dell'azione svolta si dividono abrasivi e non abrasivi.

Gli abrasivi hanno il compito di aumentare il coefficiente di attrito del materiale. Compiono questa azione sia metalli in polvere come rame, ferro, alluminio e zinco, sia alcuni ossidi come allumina e silice.

I non abrasivi invece abbassano il coefficiente d'attrito, e sono materiali facilmente sfaldabili come la grafite o la mica.

Data la varietà degli ingredienti, è facile capire perché siano stati creati numerosi materiali di questo tipo. Le ditte produttrici, comunque, rivelano raramente la composizione dei materiali da loro ideati, perché le formulazioni degli impasti sono di loro proprietà e la loro divulgazione darebbe un vantaggio alle ditte concorrenti.

L'usura del ferodo è massima se le fibre usate sono di acciaio, e sempre minore se le fibre sono rispettivamente di vetro, minerali, ceramiche o di carbonio. Le fibre di acciaio inducono un'alta usura anche nel rotore, seguite dalle fibre acriliche e le fibre ceramiche, mentre gli altri tipi di fibra non hanno effetto rilevante sull'usura del rotore. Osservazioni al microscopio hanno dimostrato che le fibre di vetro durante la frenata si spezzano, generando polveri che aumentano sia l'attrito sia l'usura del freno. Le fibre di acciaio invece, essendo duttili, non si spezzano ma escono dalla matrice incidendo ferodo e rotore: si spiega così l'alto coefficiente d'attrito di questi compositi, ma anche l'elevata usura del freno e del rotore. Le fibre aramidiche invece provocano bassa usura nei freni, e questo viene attribuito alle loro proprietà meccaniche intrinseche.

I coefficienti di attrito dei freni coprono un intervallo da 0,07 a 0,7. I materiali vengono classificati anche in funzione del loro coefficiente di attrito che può variare in funzione della temperatura di lavoro. Viste le basse velocità di scorrimento e piccoli spostamenti, le temperature di lavoro si manterranno pressoché basse in confronto ai valori raggiunti nel campo automobilistico.

<b>Code</b>	<b>Friction Coefficient</b>
<b>C</b>	10.15
<b>D</b>	>0.15 but ≤ 0.25
<b>E</b>	>0.25 but ≤ 0.35
<b>F</b>	>0.35 but ≤ 0.45
<b>G</b>	>0.45 but ≤ 0.55
<b>H</b>	>0.55
<b>Z</b>	underclassified

Vista la possibilità di creare materiali compositi con caratteristiche idonee alle necessità, per il nostro studio si considera un materiale di classe D con una composizione tale per cui si abbia un coefficiente d'attrito a freddo pari a 0,2.

## 9.5. Dimensionamento del dispositivo

Per il dimensionamento degli elementi in acciaio del sistema di ancoraggio si rimanda al paragrafo 8.3.

Consideriamo il piano  $30^\circ$  che si sposta in direzione  $x$  (positiva) con un'accelerazione massima di  $11,27 \text{ m/s}^2$ . L'accelerazione di piano imprime una forza di inerzia alla massa  $m$  ( $F = m \cdot a_p$ ) in direzione opposta, sull'asse  $x$ , rispetto allo spostamento di piano. Alla forza d'inerzia si sottrae la forza di attrito che si genera tra la piastra superiore il "friction material". La massa dunque avrà uno spostamento relativo  $\delta$  rispetto al piano che dipenderà dalle caratteristiche appena esposte.

Per ottenere lo spostamento voluto (ovvero lo scorrimento tra la piastra inferiore e il "friction material") si necessita di regolare la forza di attrito  $F_a$ , che si oppone all'inerzia della massa, aumentando o diminuendo l'azione assiale  $N$  agente sul dispositivo ad attrito. Questo si ottiene applicando un precarico ai bulloni sulla piastra superiore.

Descriviamo dunque il metodo cinematico utilizzato per determinare il valore di  $N$  tale per cui si possa ottenere lo spostamento necessario per non raggiungere il contatto tra le cellule.

La cellula è messa in moto da una forza di inerzia  $F$  dovuta all'accelerazione di piano. Considerando un moto oscillatorio del piano, con spostamento funzione del tempo  $t$   $x(t) = A \cos(\omega t)$ , con  $A$  ampiezza dell'oscillazione e  $\omega$  pulsazione del moto, l'accelerazione espressa come derivata seconda dello spostamento  $a(t) = -A\omega^2 \cos(\omega t)$  ha valore assoluto  $|a|$  massimo per  $\cos(\omega t) = \pm 1$  ovvero  $t = \pm k\pi$  con  $k = 1, 2, 3 \dots n$ . Questo si traduce con un'accelerazione massima agli estremi del moto oscillatorio, quando la massa della cellula riceve la forza massima  $F$  che attiva il dispositivo ad attrito. Durante il tempo  $t = T/2$ , con  $T$  periodo di oscillazione dell'edificio, la facciata, e dunque il dispositivo ad attrito, dovrà tornare in posizione "0" slittando di  $\delta = 9,4 \text{ mm}$  rispetto al piano, e continuando il suo moto, giungerà all'estremo opposto.

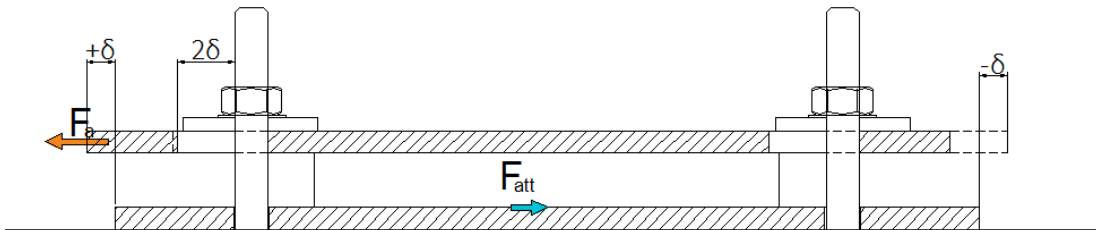


Figure 84: Forze agenti sul sistema

Consideriamo dunque un moto uniformemente decelerato da un estremo all'altro dell'oscillazione, con velocità iniziale del sistema ad attrito  $v_i$  e velocità finale  $v_f=0$  m/s. Il tempo di percorrenza sarà  $T/2$ , mentre lo spazio da percorrere  $X=2\delta$ .

Determiniamo la velocità iniziale del moto e la sua decelerazione:

$$v_i = \frac{2X}{t} - v_0 = 0,064 \text{ m/s}$$

$$a = \frac{v_f^2 - v_i^2}{2X} = -1,076 \text{ m/s}^2$$

L'equilibrio delle forze agenti sul sistema:

$$F_{eff} = F_i - F_a$$

Con

- $F_a=(N+m \cdot g)\mu$  dove  $N$  è l'azione di precarico da applicare ai bulloni e  $\mu=0,48$  è il coefficiente di attrito tra il friction materiale e l'acciaio della piastra;
- $F_i$  forza di inerzia della cellula;
- $F_{eff} = m \cdot a$ , forza risultante, con "a" decelerazione del sistema

Sostituendo nell'equazione di equilibrio delle forze si ricava il valore di  $N=5714$  N.

Lo stesso procedimento può essere applicato per gli altri piani per i quali avremo forze di inerzia e spostamenti minori e, come si nota dai risultati, precarichi  $N$  applicati ai bulloni più bassi.

Numero di Piano	Precarico bulloni (N)
Piano 1	-3674
Piano 2	-2799
Piano 3	-1661
Piano 4	-327
Piano 5	1139
Piano 6	2681
Piano 7	4244
Piano 8	5775
Piano 9	7227
Piano 10	8562
Piano 11	9764
Piano 12	10732
Piano 13	11425
Piano 14	11817
Piano 15	11894
Piano 16	11652
Piano 17	11101
Piano 18	10265
Piano 19	9190
Piano 20	7950
Piano 21	6596
Piano 22	5369
Piano 23	4636
Piano 24	4790
Piano 25	5977
Piano 26	8006
Piano 27	10578
Piano 28	13453
Piano 29	16476
Piano 30	19546

*Tabella 13: Precarico necessario nei diversi piani per ottenere lo scorrimento di progetto*

Il valore di precarico assegnato ai bulloni deve essere maggiore di 4686 N (valore di precarico applicato ai bulloni per equilibrare l'eccentricità della forza peso della facciata) e minore di 37684 N (valore di precarico massimo per un bullone M12, 8.8).

Si nota come nei primi piani il valore di precarico necessario sia minore di 4686, e in alcuni casi negativo. Ciò vuol dire che affinché l'azione d'inerzia possa vincere la forza di attrito, c'è bisogno di una forza di precarico negativa, che non è possibile applicare.

In questi piani però lo spostamento che si necessita applicare alla facciata è talmente piccolo che non compromette il rischio di contatto tra le cellule. Pertanto si applica un precarico minimo di circa 5000 N. In questo modo se un sisma di entità maggiore dovesse colpire l'edificio causando spostamenti maggiori anche nei primi piani, si attivano i dispositivi ad attrito, proteggendo le cellule dai contatti con le unità adiacenti.

Per forze sismiche minori di quelle descritte nel progetto il sistema ad attrito potrebbe restare bloccato e non attivare dunque i movimenti di scorrimento. In questo caso la facciata scorrerebbe solidale al solaio cui è ancorata, senza entrare in contatto con le cellule poste nella direzione opposta, il che provocherebbe l'impacchettamento delle cellule. Infatti forze sismiche di minore entità provocano spostamenti di solaio minori, per i quali non è necessaria l'attivazione del dispositivo. Raggiunta la forza limite il dispositivo scorre proteggendo la facciata.

# Conclusioni

Gli obiettivi di questa ricerca erano in primo luogo di definire e proporre sistemi di connessione che si traducono in un comportamento meccanico compatibile tra la struttura dell'edificio e il suo involucro durante un terremoto, e in secondo luogo fornire istruzioni affidabili per la regolazione e la messa a punto del dispositivo proposto, assicurando che, una volta installato, risponda con il comportamento previsto.

Tra i diversi tipi di sistemi di facciate continue vetrate studiate in questa ricerca, l'attenzione è stata posta sui sistemi di facciata a cellula. Oggi le facciate a cellula sono le più utilizzate per la costruzione di edifici a torre: la loro semplicità e velocità di montaggio infatti permettono di raggiungere grandi altezze senza particolari problemi di cantiere.

Si è studiato e approfondito quindi nel dettaglio il loro comportamento al sisma. L'approccio mediante un programma agli elementi finiti necessitava di una quantità tale di informazioni specifiche che, unite alla difficoltà di modellare una struttura complessa come un curtain wall, rendeva difficile approcciarsi al nostro studio in questo modo. Studiare questa problematica utilizzando una modellazione geometrica, ovvero andando ad individuare i punti di rotazione, le porzioni che trasmettono il moto e ruotando rigidamente tutta la cellula per verificare eventuali spostamenti impossibili che nella realtà si trasformano in sollecitazioni, risultava essere molto più idoneo al tipo di indagine che si voleva fare.



Si è creato quindi un modello agli elementi finiti di un tipico edificio a torre (30 piani) sito a Milano, per ottenere dati da importare nell'analisi geometrica della facciata e studiarne il comportamento. L'edificio sotto una combinazione sismica allo stato limite di danno (SLD), ha fornito uno spostamento interpiano massimo tra il 26° e il 27° piano (9,55 mm) e un'accelerazione massima al 30° piano. L'obiettivo è salvaguardare la facciata da eventuali danni (rottura del vetro e deformazioni del telaio) ed evitare peggioranti delle performance, che possono verificarsi sotto sismi di piccola entità. Allo SLD infatti la costruzione nel suo complesso, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Attraverso l'utilizzo di sistemi di connessioni avanzati, è possibile evitare che parte degli spostamenti della struttura portante vengano trasferiti all'involucro, pur mantenendo il telaio dell'edificio come sistema di supporto principale.

Si è pensato dunque ad un dispositivo che permetta una traslazione delle cellule e che nello stesso tempo isoli la facciata dalla struttura dell'edificio, dissipando parte dell'energia che altrimenti verrebbe trasferita dalla struttura all'involucro.

La presenza di un isolatore elastomerico permette di smorzare parte dell'energia meccanica che la facciata continua riceve dall'azione sismica e questo incide positivamente sul vetro da cui è composta, il quale ricevendo azioni di taglio minori, può resistere ad azioni sismiche di maggiore entità. Gli spostamenti però non possono essere controllati, per cui ci sarebbe il rischio che le cellule vadano a collidere l'una contro l'altra provocando danni al telaio e successivamente al vetro.

La frequenza di oscillazione della facciata infatti non è compatibile con le caratteristiche oscillatorie dell'edificio e risulta difficile impedire comportamenti controfase che possono rivelarsi "fatali" per il vetro delle cellule.

Il secondo sistema di ancoraggio sfrutta il comportamento ad attrito per dissipare parte dell'energia meccanica dovuta all'azione sismica. Un dispositivo che permette

lo slittamento di una piastra in acciaio, solidale con la facciata, su un materiale ad attrito controllato, fisso al solaio, offre la possibilità di controllare e regolare gli spostamenti della facciata a seconda delle esigenze, intervenendo sull'azione normale allo scorrimento tramite l'applicazione di un precarico su due bulloni in fase di montaggio.

I risultati ottenuti da questo elaborato sono di tipo analitico: nel primo caso si sono utilizzate semplificazioni lineari, tipiche degli isolatori in gomma, per descrivere il loro comportamento e dimensionare il dispositivo. Nel secondo caso invece la teoria di Coulomb fornisce le basi per la progettazione del sistema di ancoraggio, per il quale è superfluo utilizzare le moderne teorie microscopiche.

Possibili ulteriori sviluppi di completamento del lavoro di tesi fino ad ora condotto riguardano:

- Il confronto dei risultati analitici ottenuti, con software di calcolo FEM, sotto azioni dinamiche, assegnando gli spostamenti o le forze provenienti dall'edificio ai supporti della facciata;
- Inoltre lo studio del comportamento del vetro, verificandone le tensioni di taglio a cui è soggetto prima e dopo l'utilizzo dei nuovi sistemi;
- Infine l'indagine sul comportamento del sigillante strutturale e l'analisi sul miglioramento delle performance (tenuta all'aria, all'acqua, isolamento acustico) concentrando l'attenzione sui sistemi di guarnizione tra le cellule soggette a scorrimento.

# Appendice

A

Spostamenti differenziali SISMA SLD COMB 1											
n. di Piano	Combinazione		H di Piano	Spostamento di piano X	Spostamento di piano Y	Inter-storey drift X		Inter-storey drift Y		NTC 2008 dr v < 0,005 h	Eurocodice dr < 0,01 h
						m	mm	m	mm		
			m	m	m	m	mm	m	mm	47,5	38 mm
<b>0</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>1</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	3,8	0,000808	0,000174	0,000808	0,808	0,000174	0,174	VERO	VERO
<b>2</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	7,6	0,002495	0,000527	0,001687	1,687	0,000353	0,353	VERO	VERO
<b>3</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	11,4	0,004923	0,001044	0,002428	2,428	0,000517	0,517	VERO	VERO
<b>4</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	15,2	0,008031	0,001715	0,003108	3,108	0,000671	0,671	VERO	VERO
<b>5</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	19	0,011755	0,002528	0,003724	3,724	0,000813	0,813	VERO	VERO

<b>6</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	22,8	0,016042	0,003472	0,004287	4,287	0,000944	0,944	VERO	VERO
<b>7</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	26,6	0,02084	0,004538	0,004798	4,798	0,001066	1,066	VERO	VERO
<b>8</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	30,4	0,026104	0,005714	0,005264	5,264	0,001176	1,176	VERO	VERO
<b>9</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	34,2	0,031793	0,006993	0,005689	5,689	0,001279	1,279	VERO	VERO
<b>10</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	38	0,037864	0,008366	0,006071	6,071	0,001373	1,373	VERO	VERO
<b>11</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	41,8	0,044417	0,009849	0,006553	6,553	0,001483	1,483	VERO	VERO
<b>12</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	45,6	0,051374	0,011428	0,006957	6,957	0,001579	1,579	VERO	VERO
<b>13</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	49,4	0,058679	0,013093	0,007305	7,305	0,001665	1,665	VERO	VERO
<b>14</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	53,2	0,066295	0,014837	0,007616	7,616	0,001744	1,744	VERO	VERO
<b>15</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	57	0,07419	0,01665	0,007895	7,895	0,001813	1,813	VERO	VERO
<b>16</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	60,8	0,082331	0,018526	0,008141	8,141	0,001876	1,876	VERO	VERO
<b>17</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	64,6	0,090694	0,020458	0,008363	8,363	0,001932	1,932	VERO	VERO
<b>18</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	68,4	0,099253	0,02244	0,008559	8,559	0,001982	1,982	VERO	VERO
<b>19</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	72,2	0,107989	0,024465	0,008736	8,736	0,002025	2,025	VERO	VERO
<b>20</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	76	0,116877	0,026527	0,008888	8,888	0,002062	2,062	VERO	VERO
<b>21</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	79,8	0,126012	0,028648	0,009135	9,135	0,002121	2,121	VERO	VERO
<b>22</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	83,6	0,135305	0,030808	0,009293	9,293	0,00216	2,16	VERO	VERO
<b>23</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	87,4	0,144708	0,032994	0,009403	9,403	0,002186	2,186	VERO	VERO
<b>24</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	91,2	0,154188	0,0352	0,00948	9,48	0,002206	2,206	VERO	VERO
<b>25</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	95	0,163717	0,037419	0,009529	9,529	0,002219	2,219	VERO	VERO
<b>26</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	98,8	0,173269	0,039644	0,009552	9,552	0,002225	2,225	VERO	VERO
<b>27</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	102,6	0,182819	0,04187	0,00955	9,55	0,002226	2,226	VERO	VERO
<b>28</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	106,4	0,192349	0,044094	0,00953	9,53	0,002224	2,224	VERO	VERO
<b>29</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	110,2	0,201848	0,046312	0,009499	9,499	0,002218	2,218	VERO	VERO
<b>30</b>	+ Sisma X + 0,3 Y	Max	114	0,211291	0,04852	0,009443	9,443	0,002208	2,208	VERO	VERO

B

<b>Spostamenti differenziali SISMA Y + 0,3 X</b>											
n. di Piano	Combinazione		H di Piano	Spostamento	Spostamento	Inter-storey drift		Inter-storey drift		NTC 2008 dr v < 0,005 h	Eurocodice dr < 0,01 h
				di piano X	di piano Y	X	Y	X	Y		
				m	m	m	mm	m	mm	47,5	38 mm
<b>0</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	0	0	0	0	0	0	0		
<b>1</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	3,8	0,000242	0,00058	0,000242	0,242	0,00058	0,58	VERO	VERO
<b>2</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	7,6	0,000748	0,001755	0,000506	0,506	0,001175	1,175	VERO	VERO
<b>3</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	11,4	0,001477	0,003479	0,000729	0,729	0,001724	1,724	VERO	VERO
<b>4</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	15,2	0,002409	0,005716	0,000932	0,932	0,002237	2,237	VERO	VERO
<b>5</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	19	0,003526	0,008425	0,001117	1,117	0,002709	2,709	VERO	VERO
<b>6</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	22,8	0,004812	0,011573	0,001286	1,286	0,003148	3,148	VERO	VERO
<b>7</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	26,6	0,006252	0,015125	0,00144	1,44	0,003552	3,552	VERO	VERO
<b>8</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	30,4	0,007831	0,019048	0,001579	1,579	0,003923	3,923	VERO	VERO
<b>9</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	34,2	0,009538	0,023311	0,001707	1,707	0,004263	4,263	VERO	VERO
<b>10</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	38	0,011359	0,027885	0,001821	1,821	0,004574	4,574	VERO	VERO
<b>11</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	41,8	0,013325	0,03283	0,001966	1,966	0,004945	4,945	VERO	VERO
<b>12</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	45,6	0,015412	0,038093	0,002087	2,087	0,005263	5,263	VERO	VERO
<b>13</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	49,4	0,017604	0,043645	0,002192	2,192	0,005552	5,552	VERO	VERO
<b>14</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	53,2	0,019889	0,049457	0,002285	2,285	0,005812	5,812	VERO	VERO
<b>15</b>	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	57	0,022257	0,055501	0,002368	2,368	0,006044	6,044	VERO	VERO

16	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	60,8	0,024699	0,061755	0,002442	2,442	0,006254	6,254	VERO	VERO
17	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	64,6	0,027208	0,068194	0,002509	2,509	0,006439	6,439	VERO	VERO
18	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	68,4	0,029776	0,074799	0,002568	2,568	0,006605	6,605	VERO	VERO
19	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	72,2	0,032397	0,081549	0,002621	2,621	0,00675	6,75	VERO	VERO
20	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	76	0,035063	0,088424	0,002666	2,666	0,006875	6,875	VERO	VERO
21	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	79,8	0,037804	0,095495	0,002741	2,741	0,007071	7,071	VERO	VERO
22	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	83,6	0,040592	0,102693	0,002788	2,788	0,007198	7,198	VERO	VERO
23	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	87,4	0,043412	0,10998	0,00282	2,82	0,007287	7,287	VERO	VERO
24	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	91,2	0,046256	0,117333	0,002844	2,844	0,007353	7,353	VERO	VERO
25	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	95	0,049115	0,124729	0,002859	2,859	0,007396	7,396	VERO	VERO
26	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	98,8	0,051981	0,132146	0,002866	2,866	0,007417	7,417	VERO	VERO
27	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	102,6	0,054846	0,139568	0,002865	2,865	0,007422	7,422	VERO	VERO
28	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	106,4	0,057705	0,14698	0,002859	2,859	0,007412	7,412	VERO	VERO
29	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	110,2	0,060554	0,154373	0,002849	2,849	0,007393	7,393	VERO	VERO
30	+ Sisma Y + 0,3 Y	Max	114	0,063387	0,161734	0,002833	2,833	0,007361	7,361	VERO	VERO

C

	$\mu$	F a	a	M	X di progetto	V tot	w	T
		N	m/s <sup>2</sup>	kg	m	N	rad/sec	sec
piano 1	0,05	234,1	0,2402	424,6	0,000808	-106,277	33,68087001	0,186455991
piano 2	0,05	234,1	0,6626	424,6	0,001687	73,07366	33,68087001	0,186455991

<b>piano 3</b>	0,05	234,1	1,20704	424,6	0,002428	304,2429	33,68087001	0,186455991
<b>piano 4</b>	0,05	234,1	1,84317	424,6	0,003108	574,3437	33,68087001	0,186455991
<b>piano 5</b>	0,05	234,1	2,54126	424,6	0,003724	870,7527	33,68087001	0,186455991
<b>piano 6</b>	0,05	234,1	3,27407	424,6	0,004287	1181,904	33,68087001	0,186455991
<b>piano 7</b>	0,05	234,1	4,01578	424,6	0,004798	1496,834	33,68087001	0,186455991
<b>piano 8</b>	0,05	234,1	4,74228	424,6	0,005264	1805,306	33,68087001	0,186455991
<b>piano 9</b>	0,05	234,1	5,4314	424,6	0,005689	2097,906	33,68087001	0,186455991
<b>piano 10</b>	0,05	234,1	6,06421	424,6	0,006071	2366,597	33,68087001	0,186455991
<b>piano 11</b>	0,05	234,1	6,63619	424,6	0,006553	2609,46	33,68087001	0,186455991
<b>piano 12</b>	0,05	234,1	7,09661	424,6	0,006957	2804,954	33,68087001	0,186455991
<b>piano 13</b>	0,05	234,1	7,4269	424,6	0,007305	2945,195	33,68087001	0,186455991
<b>piano 14</b>	0,05	234,1	7,61528	424,6	0,007616	3025,182	33,68087001	0,186455991
<b>piano 15</b>	0,05	234,1	7,65469	424,6	0,007895	3041,915	33,68087001	0,186455991
<b>piano 16</b>	0,05	234,1	7,54358	424,6	0,008141	2994,738	33,68087001	0,186455991
<b>piano 17</b>	0,05	234,1	7,28641	424,6	0,008363	2885,543	33,68087001	0,186455991
<b>piano 18</b>	0,05	234,1	6,89504	424,6	0,008559	2719,368	33,68087001	0,186455991
<b>piano 19</b>	0,05	234,1	6,39059	424,6	0,008736	2505,178	33,68087001	0,186455991
<b>piano 20</b>	0,05	234,1	5,80816	424,6	0,008888	2257,878	33,68087001	0,186455991
<b>piano 21</b>	0,05	234,1	5,17319	424,6	0,009135	1988,27	33,68087001	0,186455991
<b>piano 22</b>	0,05	234,1	4,59701	424,6	0,009293	1743,624	33,68087001	0,186455991
<b>piano 23</b>	0,05	234,1	4,25321	424,6	0,009403	1597,647	33,68087001	0,186455991
<b>piano 24</b>	0,05	234,1	4,3263	424,6	0,00948	1628,681	33,68087001	0,186455991
<b>piano 25</b>	0,05	234,1	4,88603	424,6	0,009529	1866,342	33,68087001	0,186455991
<b>piano 26</b>	0,05	234,1	5,84224	424,6	0,009552	2272,349	33,68087001	0,186455991
<b>piano 27</b>	0,05	234,1	7,05345	424,6	0,00955	2786,629	33,68087001	0,186455991
<b>piano 28</b>	0,05	234,1	8,4075	424,6	0,00953	3361,558	33,68087001	0,186455991

<b>piano 29</b>	0,05	234,1	9,83115	424,6	0,009499	3966,04	33,68087001	0,186455991
<b>piano 30</b>	0,05	234,1	11,27682	424,6	0,009443	4579,871	33,68087001	0,186455991

Tabella 14: Tabella riassuntiva per il calcolo del sistema elastomerico

D

	$\mu$	F a	k eff	T	w	a	M	X di progetto	V tot	X effitivo
		N	N/m	sec	rad/sec	m/s <sup>2</sup>	kg	m	N	m
<b>piano 1</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	0,2402	424,6	0,000808	-106,277	- 0,008925583
<b>piano 2</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	0,6626	424,6	0,001687	73,07366	0,006137007
<b>piano 3</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	1,20704	424,6	0,002428	304,2429	0,025551487
<b>piano 4</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	1,84317	424,6	0,003108	574,3437	0,048235591
<b>piano 5</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	2,54126	424,6	0,003724	870,7527	0,07312916
<b>piano 6</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	3,27407	424,6	0,004287	1181,904	0,099260828
<b>piano 7</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	4,01578	424,6	0,004798	1496,834	0,125709867
<b>piano 8</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	4,74228	424,6	0,005264	1805,306	0,151616523
<b>piano 9</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	5,4314	424,6	0,005689	2097,906	0,176190226
<b>piano 10</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	6,06421	424,6	0,006071	2366,597	0,19875594
<b>piano 11</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	6,63619	424,6	0,006553	2609,46	0,219152484
<b>piano 12</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,09661	424,6	0,006957	2804,954	0,23557085
<b>piano 13</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,4269	424,6	0,007305	2945,195	0,24734884
<b>piano 14</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,61528	424,6	0,007616	3025,182	0,254066384
<b>piano 15</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,65469	424,6	0,007895	3041,915	0,255471727
<b>piano 16</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,54358	424,6	0,008141	2994,738	0,251509595



<b>piano 17</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,28641	424,6	0,008363	2885,543	0,242339031
<b>piano 18</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	6,89504	424,6	0,008559	2719,368	0,228382957
<b>piano 19</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	6,39059	424,6	0,008736	2505,178	0,210394501
<b>piano 20</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	5,80816	424,6	0,008888	2257,878	0,189625315
<b>piano 21</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	5,17319	424,6	0,009135	1988,27	0,166982576
<b>piano 22</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	4,59701	424,6	0,009293	1743,624	0,146436262
<b>piano 23</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	4,25321	424,6	0,009403	1597,647	0,134176511
<b>piano 24</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	4,3263	424,6	0,00948	1628,681	0,136782867
<b>piano 25</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	4,88603	424,6	0,009529	1866,342	0,156742582
<b>piano 26</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	5,84224	424,6	0,009552	2272,349	0,190840592
<b>piano 27</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	7,05345	424,6	0,00955	2786,629	0,234031784
<b>piano 28</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	8,4075	424,6	0,00953	3361,558	0,282316586
<b>piano 29</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	9,83115	424,6	0,009499	3966,04	0,333083291
<b>piano 30</b>	0,05	234,1	11907,05	1,1865	5,295563	11,27682	424,6	0,009443	4579,871	0,38463522

Tabella 15: Tabella riassuntiva dei calcoli per il dispositivo elastomerico

E

	<b>A</b>	<b>m</b>	<b>μ</b>	<b>t</b>	<b>x</b>	<b>vf</b>	<b>v i</b>	<b>a</b>	<b>N</b>	<b>Fa</b>	<b>F di inerzia</b>	<b>Forza tot</b>
	m2	kg		sec	m	sec	sec	m/s2	N	N	N	N
<b>Piano 1</b>	0,2402	424,6	0,2	0,5925	0,001616	0	0,01	-0,01	-3674,93	-98,08	101,99	3,91
<b>Piano 2</b>	0,6626	424,6	0,2	0,5925	0,003374	0	0,01	-0,02	-2799,43	-273,18	281,34	8,16
<b>Piano 3</b>	1,20704	424,6	0,2	0,5925	0,004856	0	0,02	-0,03	-1661,51	-500,76	512,51	11,75

<b>Piano 4</b>	1,84317	424,6	0,2	0,5925	0,006216	0	0,02	-0,04	-327,46	-767,57	782,61	15,04
<b>Piano 5</b>	2,54126	424,6	0,2	0,5925	0,007448	0	0,03	-0,04	1139,69	-1061,00	1079,02	18,02
<b>Piano 6</b>	3,27407	424,6	0,2	0,5925	0,008574	0	0,03	-0,05	2681,82	-1369,43	1390,17	20,74
<b>Piano 7</b>	4,01578	424,6	0,2	0,5925	0,009596	0	0,03	-0,05	4244,11	-1681,89	1705,10	23,21
<b>Piano 8</b>	4,74228	424,6	0,2	0,5925	0,010528	0	0,04	-0,06	5775,20	-1988,11	2013,57	25,47
<b>Piano 9</b>	5,4314	424,6	0,2	0,5925	0,011378	0	0,04	-0,06	7227,92	-2278,65	2306,17	27,52
<b>Piano 10</b>	6,06421	424,6	0,2	0,5925	0,012142	0	0,04	-0,07	8562,14	-2545,49	2574,86	29,37
<b>Piano 11</b>	6,63619	424,6	0,2	0,5925	0,013106	0	0,04	-0,07	9764,79	-2786,02	2817,73	31,70
<b>Piano 12</b>	7,09661	424,6	0,2	0,5925	0,013914	0	0,05	-0,08	10732,49	-2979,56	3013,22	33,66
<b>Piano 13</b>	7,4269	424,6	0,2	0,5925	0,01461	0	0,05	-0,08	11425,28	-3118,12	3153,46	35,34
<b>Piano 14</b>	7,61528	424,6	0,2	0,5925	0,015232	0	0,05	-0,09	11817,68	-3196,60	3233,45	36,85
<b>Piano 15</b>	7,65469	424,6	0,2	0,5925	0,01579	0	0,05	-0,09	11894,60	-3211,99	3250,18	38,20
<b>Piano 16</b>	7,54358	424,6	0,2	0,5925	0,016282	0	0,05	-0,09	11652,76	-3163,62	3203,00	39,39
<b>Piano 17</b>	7,28641	424,6	0,2	0,5925	0,016726	0	0,06	-0,10	11101,42	-3053,35	3093,81	40,46
<b>Piano 18</b>	6,89504	424,6	0,2	0,5925	0,017118	0	0,06	-0,10	10265,80	-2886,23	2927,63	41,41
<b>Piano 19</b>	6,39059	424,6	0,2	0,5925	0,017472	0	0,06	-0,10	9190,57	-2671,18	2713,44	42,26
<b>Piano 20</b>	5,80816	424,6	0,2	0,5925	0,017776	0	0,06	-0,10	7950,40	-2423,14	2466,14	43,00
<b>Piano 21</b>	5,17319	424,6	0,2	0,5925	0,01827	0	0,06	-0,10	6596,38	-2152,34	2196,54	44,19
<b>Piano 22</b>	4,59701	424,6	0,2	0,5925	0,018586	0	0,06	-0,11	5369,33	-1906,93	1951,89	44,96
<b>Piano 23</b>	4,25321	424,6	0,2	0,5925	0,018806	0	0,06	-0,11	4636,78	-1760,42	1805,91	45,49
<b>Piano 24</b>	4,3263	424,6	0,2	0,5925	0,01896	0	0,06	-0,11	4790,09	-1791,08	1836,95	45,86
<b>Piano 25</b>	4,88603	424,6	0,2	0,5925	0,019058	0	0,06	-0,11	5977,21	-2028,51	2074,61	46,10
<b>Piano 26</b>	5,84224	424,6	0,2	0,5925	0,019104	0	0,06	-0,11	8006,69	-2434,40	2480,62	46,21
<b>Piano 27</b>	7,05345	424,6	0,2	0,5925	0,0191	0	0,06	-0,11	10578,14	-2948,69	2994,89	46,20
<b>Piano 28</b>	8,4075	424,6	0,2	0,5925	0,01906	0	0,06	-0,11	13453,27	-3523,72	3569,82	46,11
<b>Piano 29</b>	9,83115	424,6	0,2	0,5925	0,018998	0	0,06	-0,11	16476,43	-4128,35	4174,31	45,96

<b>Piano 30</b>	11,2768 2	424,6	0,2	0,5925	0,018886	0	0,06	-0,11	19546,94	-4742,45	4788,14	45,68
-----------------	--------------	-------	-----	--------	----------	---	------	-------	----------	----------	---------	-------

*Tabella 16: Tabella riassuntiva per i calcoli del sistema ad attrito*

# Bibliografia

- [1] Afghani Khoraskani Roham, *Advanced Connection Systems for Architectural Glazing*, Politecnico di Milano – SpringerBriefs, 2015
- [2] Bargossi Luca, *Valutazione del comportamento al sisma delle facciate vetrate – Analisi dei sistemi a cellule e a montanti e traversi*, Tesi di laurea magistrale Ingegneria Edile/Architettura, Università degli studi di Bologna, A.A. 2003/2004
- [3] R.A.Behr, *Performance of architectural glass in a mid-rise curtain wall system under simulated earthquake conditions*, University of Missouri-Rolla, USA, 1996
- [4] CEN/TS 1992-4-3:2009
- [5] K.C.Chang, Y.Y.Lin, M.L.Lai, *Seismic analysis and design of structure with viscoelastic dampers*, Journal of Earthquake Technology, Paper N° 35, N°4, December 1998
- [6] D.M. 14/01/2008, *Norme tecniche per le costruzioni*, 2008
- [7] FEMA 274 - Seismic isolation and energy dissipation (Systematic Rehabilitation), Chapter 9
- [8] R.W.Hareer, *Seismic Response of Building Façade System with Energy Absorbing Connections*, phd thesis at the Centre for Built Environment and Engineering Research, Queensland University of Technology, October 2007
- [9] Mazzilli Marta, Isa Spa, *Prove sismiche su facciate in vetro e alluminio. Un esempio significativo di progettazione antisismica*, Nuova Finesta.
- [10] NTC, *Norme tecniche per la costruzione*, 2008

- [11] prEN 13830, *Curtain Walling - Product standard*, CEN/TC 33, 2014
- [12] Sivanerupan S., Wilson J.L., Gad E.F., Lam N.T.K., *In-plane drift capacity of contemporary point fixed glass façade system*, Journal of Architectural Engineering, 2013.
- [13] Sucuoglu and Vallabhan, *Behavior of Window glass panels during earthquakes*, Department of Civil Engineering, Texas Tech University, Lubbock, TX 794009, USA, 1997
- [14] Tateo Renato, *Comportamento sismico del curtain wall – Implementazione dell'impianto di collaudo per componenti di facciata continua installato presso ITC – Istituto per le tecnologie della costruzione del consiglio nazionale delle ricerche*, Tesi magistrale Ingegneria dei Sistemi Edilizi, Politecnico di Milano, A.A. 2013/14
- [15] UNI EN 1998-1, *Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*, CEN, 2005
- [16] UNI EN 1337-3 *Appoggi strutturali – Parte 3 Appoggi elastomerici*
- [17] UNI EN 15129 *Dispositivi antisismici*

# Indice delle tabelle

Tabella 1 - Valori di $q_a$ per elementi non strutturali .....	54
Tabella 2 - Valori di $q_a$ per elementi non strutturali .....	58
Tabella 3: Caratteristiche architettoniche di edifici a torre funzione uffici siti a Milano.....	67
Tabella 4: Valori dei carichi .....	70
Tabella 5: valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, interpolati agli stati limite .....	72
Tabella 6 Percentuale di massa partecipante e periodo di oscillazione della struttura .....	80
Tabella 7: Spostamenti e rotazioni nei rispettivi casi di studio .....	97
Tabella 8: Calcolo del peso proprio di facciata .....	101
Tabella 9: Verifiche del profilo secondo CEN/TS 1992-4-3:2009.....	119
Tabella 10: Verifiche del profilo secondo CEN/TS 1992-4-3:2009.....	119
Tabella 11: Verifiche di resistenza sul bullone e sulla lamiera .....	120
Tabella 12: Tabella comparativa delle proprietà dei vari elastomeri .....	123
Tabella 13: Precarico necessario nei diversi piani per ottenere lo scorrimento di progetto .....	149
Tabella 14: Tabella riassuntiva per il calcolo del sistema elastomerico.....	159
Tabella 15: Tabella riassuntiva dei calcoli per il dispositivo elastomerico.....	160
Tabella 16: Tabella riassuntiva per i calcoli del sistema ad attrito .....	162

# Indice delle figure

Figure 1: Skyline di New York .....	8
Figure 2: Skyline di New York .....	8
Figure 3: Appartamenti Lake Shore Drive a Chicago, anni'80, Mies van de Rohe.....	9
Figure 4: Lever Building, 1951-52, studio di architettura SOM .....	10
Figure 5: Hancock Tower a Boston, 1967-76, I.M. Pei and Partners .....	11
Figure 6: Seagram Building, 1954-58, Mies van der Rohe.....	11
Figure 7: Production Hall Steiff, Giengen on the Brenz, 1903, Architetto R. Steiff .....	12
Figure 8: Hallidie Building, San Francisco, 1915-17 .....	12
Figure 9: Facciata continua a montanti e traversi .....	15
Figure 10: Fasi di montaggio di una facciata a montanti e traversi .....	16
Figure 11: Sezione del telaio di una facciata a montanti e traversi.....	18
Figure 12: Schema di ancoraggio della facciata alla struttura dell'edificio .....	19
Figure 13: Dettaglio della connessione tra montante e struttura di supporto .....	21
Figure 14: Facciata continua a cellule e sequenza di montaggio .....	22
Figure 15: Sezione di un telaio a cellule.....	25
Figure 16: Ancoraggio tipo per facciate a cellule.....	25
Figure 17: Schema strutturale di una facciata a cellule .....	26
Figure 18: Facciata continua con fissaggio puntuale .....	27
Figure 19: Dettaglio di rotules con foratura passante per vetro stratificato .....	29
Figure 20: Dettaglio di rotules passante per vetrocamera.....	29
Figure 21: Sezione di un telaio con vetro strutturale .....	31
Figure 22: Facciata di un edificio con vetro strutturale .....	31
Figure 23: Rappresentazione schematica dei modi fondamentali di vibrazione di una tipica struttura di un edificio con un sistema tradizionale di facciata continua.....	34
Figure 24: Deformazione nel piano di facciata: movimento rigido .....	36
Figure 25: Deformazione nel piano di facciata nella direzione diagonale del vetro.....	37
Figure 26: Schema di collegamento tra il vetro e il telaio in una facciata continua .....	38
Figure 27: Pannello soggetto ad azione di taglio; a) sforzo principale nel centro del piano; b) deformazione della piastra.....	40
Figure 28: Disegno schematico rappresentante la previsione del comportamento della facciata allo spostamento nel piano .....	41
Figure 29: Meccanismi per dissipazione di energia: a) flessione di elementi regolari; b) torsione; c) flessione di elementi a U .....	45

Figure 30: Connessioni per sistemi di facciata continua .....	46
Figure 31: Schema di una tipica connessione con smorzamenti VE .....	47
Figure 32: Connessioni viscoelastiche per sistemi di facciata continua.....	48
Figure 33: Connessioni con elementi di frizione per sistemi di facciata continua.....	48
Figure 34: Meccanismo di adattamento allo spostamento nei sistemi di facciata.....	49
Figure 35: Disposizione del sistema di facciata continua; i montanti sono fissati al telaio della struttura in corrispondenza di ogni piano .....	50
Figure 36: Capacità di assecondare lo spostamento tra piani da parte del giunto .....	50
Figure 37: Schematizzazione del movimento sismico di una facciata a montanti e traversi .	62
Figure 38: Schematizzazione del movimento sismico di una facciata a montanti e traversi in corrispondenza del livello intermedio .....	63
Figure 39: Schematizzazione del movimento sismico di una facciata a cellule.....	64
Figure 40: Pianta strutturale dell'edificio .....	68
Figure 41: Mappa di pericolosità sismica, Lombardia.....	73
Figure 42: Spettro di risposta SLD.....	77
Figure 43: Modello 3D edificio, SAP 2000 .....	79
Figure 44: Deformazione edificio direzione x, COMB1      Figure 45: Deformazione edificio direzione y, COMB 5.....	81
Figure 46: Andamento dello spostamento interpiano dell'edificio all'aumentare dell'altezza, COMB 1 .....	83
Figure 47: Andamento dello spostamento interpiano dell'edificio all'aumentare dell'altezza, COMB 5 .....	84
Figure 48: Andamento dello spostamento interpiano dell'edificio all'aumentare dell'altezza, COMB 1 e COMB 5 .....	85
Figure 49: Andamento dello spostamento interpiano tra le campate del piano 26° .....	86
Figure 50: Andamento delle forze statiche equivalenti all'aumentare dell'altezza dell'edificio .....	87
Figure 51: Ancoraggio-Sezione verticale .....	90
Figure 52: Ancoraggio-Sezione orizzontale .....	91
Figure 53: Facciata continua, situazione non perturbata .....	93
Figure 54: Analisi geometrica degli spostamenti di facciata - CASO 1.....	94
Figure 55: Facciata continua, situazione non perturbata .....	95
Figure 56: Analisi geometrica degli spostamenti di facciata - CASO 2 .....	96
Figure 57: Punto di contatto tra telaio e perno, centro di rotazione .....	98
Figure 58: Punti di contatto tra telaio e perno, centro di rotazione.....	100
Figure 59: Spostamento laterale delle cellule indipendenti piano per piano .....	106
Figure 60: profili maschio-femmina di un sistema a cellula .....	107
Figure 61: Analisi geometrica: Caso 1 .....	108
Figure 62: Analisi geometrica: Caso 2 .....	109
Figure 63: Andamento della forza orizzontale d'inerzia sull'isolatore.....	111
Figure 64: Rappresentazione della forza peso della cellula e del momento da essa causato sull'isolatore .....	112
Figure 65: dimensioni asola di scorrimento .....	113
Figure 66: Rappresentazione della sezione verticale del nuovo sistema e viste dall'alto delle due piastre.....	114



Figure 67: Semplificazione del sistema .....	115
Figure 68: Azioni agenti sul sistema di ancoraggio .....	116
Figure 69: Rappresentazione del canale annegato nel calcestruzzo e rispettivi bulloni .....	118
Figure 70: schema delle forze normali agenti sul sistema .....	121
Figure 72: Semplificazione biliniare del grafico forza-spostamento di un isolatore elastomerico.....	125
Figure 71: Grafico forza-spostamento di un isolatore elastomerico .....	125
Figure 74: spostamento laterale D dell'elastomero soggetto a forze di taglio .....	128
Figure 73: Andamento variabile del modulo di taglio G e dello smorzamento $\xi$ .....	128
Figure 75: <i>Effetti della forza normale agente sull'isolatore</i> .....	129
Figure 76: Confronto tra i grafici forza-spostamento di un sistema reale e un sistema viscoso equivalente.....	131
Figure 77: Grafico forza spostamento di un sistema viscoso equivalente .....	132
Figure 78: Comportamento viscoelastico del sistema analizzato.....	134
Figure 79: Comportamento viscoelastico di un dissipatore elastomerico snello - $E_D=1081$ J .....	135
Figure 80: Sezione verticale del dispositivo ad attrito .....	138
Figure 81: Ferodi tipici del settore dei trasporti.....	141
Figure 82: Grafici isteretici del comportamento ad attrito di alcuni materiali.....	142
Figure 83: Andamento di un ferodo simile ad un comportamento elastico perfettamente plastico .....	143
Figure 84: Forze agenti sul sistema.....	148